DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

Comportement à la fatigue de joints en béton fibré à ultra-hautes performances entre dalles préfabriquées de ponts

par :

B. Marleau, B. Massicotte et J.-P. Charron

Soumis à :

Direction générale des structures Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports

SR18-01 Février 2018 Version finale révisée – Mars 2019



Comportement à la fatigue de joints en béton fibré à ultra-hautes performances entre dalles préfabriquées de ponts

Rapport final

Résultats du programme expérimental et recommandations

Rapport de recherche



Février 2018 Version finale révisée – Mars 2019

N/R: SR18-01 / P5228 V/R: R769.2 Comportement à la fatigue de joints en béton fibré à ultra-hautes performances entre dalles préfabriquées de ponts

Rapport final Résultats du programme expérimental et recommandations

Rapport de recherche

par :

Groupe de recherche en génie des structures (GRS)

Département des génies civil, géologique et des mines Polytechnique Montréal

- Benoît Marleau, ing. jr., M.Sc.A.
 Anciennement étudiant à la maîtrise
- Bruno Massicotte, ing., Ph.D.
 Professeur titulaire
- Jean-Philippe Charron, ing., Ph.D.
 Professeur titulaire

Soumis à

Direction générale des Structures Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports

Février 2018 Version finale révisée – Mars 2019

N/R: SR18-01 / P5228 V/R: R769.2

AVANT-PROPOS

Ce rapport est basé sur le projet de recherche qui s'inscrit dans le cadre de la maîtrise de Benoît Marleau. Le texte, les tableaux, ainsi que les figures proviennent donc essentiellement du mémoire de Marleau (2017) intitulé « Comportement à la fatigue de joints en béton fibré à ultra-hautes performances entre dalles préfabriquées de ponts ». Ce projet a été effectué en collaboration avec le Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET).

Des compléments d'information ont été apportés à ce document, par rapport au mémoire, en ce qui a trait au chapitre des conclusions et recommandations. La philosophie de présentation des résultats a également été légèrement modifiée. Les trois essais en fatigue du groupe normatif ont été effectués, et les résultats ont été incorporés au présent rapport. Une section discutant de la conception des joints figure parmi ces ajouts, à la lumière de ce projet de recherche, ainsi que par rapport à l'expérience des auteurs par rapports à des projets de recherche précédents. Également, une section traitant de l'expérience et des recommandations du Ministère suite à réalisation du projet pilote du pont de Godbout a été ajoutée à la demande du Direction générale des structures (DGS).

SOMMAIRE

Dans les dernières décennies, de nombreux projets de recherche portant sur l'utilisation de béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) pour la confection de joints entre des éléments préfabriqués de dalles de ponts ont été réalisées en Amérique du Nord et ont conduit à des applications aux États-Unis, en Ontario et plus récemment au Québec. Des applications visant l'introduction de cette nouvelle technologie ont été réalisées dans de nombreux projets de ponts et bâtiments dans plusieurs pays. Ce projet de recherche constitue une étape nécessaire à l'implantation et la normalisation de cette technologie supportée par le Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des transports (MTMDET), anciennement le Ministère des Transports du Québec.

Le présent projet se base sur la conception faite par le MTMDET pour le pont de Godbout, premier pont au Québec à dalle sur poutres d'acier à bénéficier de la technologie des joints en BFUP. Cependant, la portée de ce projet de recherche est d'applicabilité générale et les résultats obtenus ne se limitent pas à cette seule infrastructure.

Les essais réalisés dans des études précédentes à Polytechnique Montréal et par le Federal Highway Administration (FHWA) aux États-Unis ont conduit à plusieurs critères de conception de ces joints en BFUP. Par contre, le comportement à la fatigue de joints longitudinaux dans les dalles entre les poutres en moment positif nécessite d'être investigué plus en profondeur, tout comme celui des joints transversaux.

Une vaste campagne expérimentale comportant 23 spécimens de dalles jointées à l'aide de BFUP et 3 spécimens de référence en béton ordinaire a permis l'étude de plusieurs paramètres : le comportement à la fatigue pour un grand nombre de cycles, le volume de fibres dans le BFUP du joint, la disposition des armatures chevauchées au niveau du joint, le type de béton utilisé pour les dalles préfabriquées, le type de joint (joints longitudinaux et transversaux), le nombre de barres parallèles au joint, l'effet de la présence d'un joint en BFUP par rapport à une dalle sans joint, la variabilité intrinsèque des spécimens, l'effet d'une cure humide de 7 jours sur les joints, la performance des joints en BFUP par rapport aux joints conventionnels en béton ordinaire, ainsi que le nombre de cycles de fatigue que peut supporter un joint en BFUP sous des charges supérieures à ce qui est prescrit par la norme canadienne . Certains spécimens ont subi plus de 5 millions de cycles de fatigue avant d'être amenés à la rupture par un chargement monotonique. D'autres spécimens ont été testés uniquement de façon monotonique jusqu'à l'atteinte de la résistance ultime du spécimen pour fin de référence. Les résultats de ce projet ont permis de conclure que la conception du MTMDET avec du BFUP contenant 2% de fibres droite (13×0.2 mm) à haute résistance pour les joints longitudinaux entre les poutres et les joints transversaux pour des barres chevauchées sur $10d_b$ est adéquate. Les résultats indiquent aussi qu'utiliser du BFUP contenant plus de 2% de fibres pourrait potentiellement permettre de réduire les longueurs de chevauchement sous la limite de $10d_b$. Ces limites s'appliquent pour des barres soumises à des variations de contraintes de 125 MPa. Malgré que les résultats des essais n'ont pas permis de conclure sur les effets de la cure humide, la littérature scientifique et les exigences des normes indiquent qu'il est important d'effectuer une cure humide dont l'apport en eau est continu pendant 7 jours après la coulée, à partir de la prise du BFUP et ce dans l'objectif de réduire la fissuration associée au retrait et à la dessiccation. Enfin le programme expérimental a permis d'illustrer qu'utiliser des dalles préfabriquées en béton renforcé de fibres (1% par volume dans ce projet) permet d'accroître la durabilité des dalles de tablier.

TABLE DES MATIÈRES

AVANT-PROPOS	
SOMMAIRE	IV
TABLE DES MATIÈRES	VI
LISTE DES ANNEXES	XIV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte	1
1.2 Problématique	1
1.3 État des connaissances pour la conception des joints en BFUP ent préfabriquées	re les dalles 2
1.4 Objectifs et portée du projet de recherche	2
1.5 Organisation du rapport	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE	5
2.1 Bétons renforcés de fibres	5
2.1.1 Composants	5
2.1.2 Propriétés mécaniques	7
2.1.3 Orientation des fibres	9
2.1.4 Essais de caractérisation du comportement en traction	9
2.2 Applications structurales avec des bétons renforcés de fibres	16
2.2.1 Bétons renforcés de fibres conventionnels	16
2.2.2 BFUP	16
2.2.3 Sommaire	18
2.3 Essais sur dalles	18
2.3.1 Dalles en béton renforcés de fibres	18
2.3.2 Dalles préfabriquées	19

Rapport fir	nal – Résultats du programme expérimental et recommandations
2.3.3	Joints en BFUP de dalles préfabriquées19
2.4	Fatigue des matériaux27
2.4.1	Armatures d'acier27
2.4.2	Béton
2.4.3	Adhérence armature-béton34
2.5	Norme canadienne (CSA-S6)
2.5.1	Critères de conception en fatigue
2.5.2	Provenance du critère de contrainte dans les armatures
CHAPITRE	3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL
3.1	Présentation du pont de Godbout41
3.2	Survol des spécimens et de leurs particularités44
3.2.1	Dénomination44
3.2.2	Propriétés des spécimens48
3.2.3	Groupes de spécimens
3.2.4	Paramètres étudiés
3.3	Essais matériaux
3.4	Fabrication
3.4.1	Dalle sans joint
3.4.2	Dalles avec joint
3.4.3	Granulats exposés60
3.4.4	Joints61
3.4.5	Cure du béton62
3.5	Montage expérimental62
3.5.1	Description
3.5.2	Avantages du montage64
3.5.3	Problématiques

Comportement de joints en BFUP entre dalles préfabriquées de ponts

3.0	6	Instrumentation	68
3.7	7	Protocole expérimental	71
	3.7.1	Phases de chargement des essais de fatigue	72
	3.7.2	Phases de chargement des essais normatifs	77
	3.7.3	Carottage	77
	3.7.4	Traitement des résultats	80
СНА	PITRE	4 RÉSULTATS ET ANALYSES	81
4.	1	Essais matériaux des bétons	81
	4.1.1	Résistance à la compression	81
	4.1.2	Résistance à la traction	85
4.2	2	Essais matériaux de l'armature	
4.3	3	Essais sur dalles	93
	4.3.1	Analyses globales	93
	4.3.2	Analyses des différents paramètres séparément	103
	4.10.	1 Analyse générale des carottes	145
СНА	PITRE	5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	152
5.	1		
53		Retour sur les objectifs du projet de recherche	152
0.1	2	Retour sur les objectifs du projet de recherche Conclusions du projet de recherche	152
5.3	2 3	Retour sur les objectifs du projet de recherche Conclusions du projet de recherche Recommandations sur l'utilisation des joints en BFUP	152 153 155
5.3 5.4	2 3 4	Retour sur les objectifs du projet de recherche Conclusions du projet de recherche Recommandations sur l'utilisation des joints en BFUP Recommandations pour les projets futurs	152 153 155 155
5.2 5.2	2 3 4 5.4.1	Retour sur les objectifs du projet de recherche Conclusions du projet de recherche Recommandations sur l'utilisation des joints en BFUP Recommandations pour les projets futurs Essais matériaux	152 153 155 155 155
5.4 5.4	2 3 4 5.4.1 5.4.2	Retour sur les objectifs du projet de recherche Conclusions du projet de recherche Recommandations sur l'utilisation des joints en BFUP Recommandations pour les projets futurs Essais matériaux Essais sur dalles	
5.3	2 3 4 5.4.1 5.4.2 5.4.3	Retour sur les objectifs du projet de recherche Conclusions du projet de recherche Recommandations sur l'utilisation des joints en BFUP Recommandations pour les projets futurs Essais matériaux Essais sur dalles Conception des joints	152 153 155 155 155 156 156
5.4 5.4 5.4	2 3 5.4.1 5.4.2 5.4.3	Retour sur les objectifs du projet de recherche Conclusions du projet de recherche Recommandations sur l'utilisation des joints en BFUP Recommandations pour les projets futurs Essais matériaux Essais sur dalles Conception des joints Retour sur le projet de construction	
5.4 5.4	2 3 4 5.4.1 5.4.2 5.4.3 5 5.5.1	Retour sur les objectifs du projet de recherche Conclusions du projet de recherche Recommandations sur l'utilisation des joints en BFUP Recommandations pour les projets futurs Essais matériaux Essais sur dalles Conception des joints Retour sur le projet de construction Détails de conception	

BIBLIOGRAPHIE	
ANNEXES	

LISTE DES ABRÉVIATIONS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AFGC	Association Française de Génie Civil
ASTM	American Society for Testing and Materials
BFHP	Béton Fibré à Hautes Performances
BFUP	Béton Fibré à Ultra-hautes Performances
BHP	Béton à Hautes Performances
BO	Béton Ordinaire
BRF	Béton Renforcés de Fibres
CCDG	Cahier des Charges et Devis Généraux
CEN	Comité Européen de Normalisation
CSA	Canadian Standards Association
FHWA	Federal HighWay Administration
HSFRCC	High Strength Fibre Reinforced Cementitious Composites
LVDT	Capteur de type Linear Variable Differential Transformer
MTMDET	Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Électrification des Transports du Québec
MTQ	Ministère des Transports du Québec
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages
SIA	Société suisse des Ingénieurs et des Architectes
TRB	Transportation Research Board

N/R: SR18-01

LISTE DES SYMBOLES GRECS

- α_D Coefficient de pondération du poids propre
- α_L Coefficient de pondération de la charge vive
- α_{LT} Facteur de conversion du moment d'un joint longitudinal vers un joint transversal (sans A's)
- α'_{LT} Facteur de conversion du moment d'un joint longitudinal vers un joint transversal (A's plastifiée en traction)
- γ_D Ratio de la charge morte sur la charge totale
- γ_L Ratio de la charge vive sur la charge totale
- ν Coefficient de Poisson
- ρ_a Poids volumique de l'enrobé
- ρ_b Poids volumique du béton
- σ_t Contrainte à la fibre tendue
- $\sigma_{U,D}$ Limite de fatigue du BFUP
- ϕ_c Coefficient de tenue du béton
- ϕ_q Coefficient de tenue global
- ϕ_s Coefficient de tenue de l'acier d'armature

LISTE DES SYMBOLES LATINS

- *a* Hauteur du bloc de compression équivalent
- *A_s* Aire d'armature du lit inférieur
- A'_s Aire d'armature du lit supérieur
- *b_e* Largeur mesurée de l'éprouvette au droit de l'entaille
- *b_m* Moyenne des largeurs mesurées de l'éprouvette
- *c_{cr}* Hauteur du bloc de compression de la section fissurée
- *c_{ult}* Hauteur du bloc de compression à l'ultime

- *d* Distance entre le centre de gravité des armatures du lit inférieur et la fibre comprimée
- *d'* Distance entre le centre de gravité des armatures du lit supérieur et la fibre comprimée
- *d_b* Diamètre nominal d'une barre d'armature
- *E_c* Module élastique du béton
- *E_s* Module élastique de l'acier
- *E/C* Rapport massique de la quantité d'eau sur la quantité de ciment
- *F_B* Charge appliquée par la presse
- *f*_c Résistance du béton en compression
- f'_c Résistance du béton en compression à 28 jours
- *f_D* Contrainte dans les armatures causée par le poids propre
- *f_L* Contrainte dans les armatures causée par les charges vives
- f_{min} Contrainte de traction minimale (positif) Contrainte de compression maximale (négatif)
- f_r Écart limite de contraintes dans les armatures
- *f*_s Contrainte dans les armatures
- *f_{sp}* Résistance du béton à la traction par écrasement latéral
- *f*_t Résistance en traction du béton
- f_u Limite ultime de l'acier d'armature
- f_{Utek} Valeur caractéristique de la résistance limite élastique à la traction du BFUP
- *f_{Utu}* Résistance à la traction du BFUP
- f_{Utuk} Valeur caractéristique de la résistance à la traction du BFUP
- fy Limite élastique de l'acier d'armature
- h Hauteur de la crénelure
- h_a Épaisseur de l'enrobé
- h_b Épaisseur de la dalle de béton

- *h*_{cpt} Distance mesurée entre la surface inférieure de la dalle et le centre du capteur
- *h_e* Épaisseur mesurée de l'éprouvette au droit de l'entaille
- *h_m* Moyenne des épaisseurs mesurées de l'éprouvette
- *I* Module d'inertie de la section transversale
- *I_{cr}* Module d'inertie de la section transversale fissurée
- *I*_D Facteur d'amplification dynamique
- *l_m* Portée du spécimen
- M Moment flexionnel
- m_D Moment positif dû au poids propre d'une dalle doublement encastrée
- m_L Moment positif dû à la charge vive
- *M_r* Moment résistant
- P Poids de l'essieu No. 4 du CL-625
- *r* Rayon de l'arc de cercle formé par l'intersection de la base de la crénelure et du diamètre minimal de la barre
- *S* Module de section d'une section transversale
- *S_e* Portée efficace de la dalle entre les poutres
- *t* Échéance du béton à partir du moment de contact de l'eau avec le ciment
- *w_D* Charge répartie du poids propre
- *w_{cpt}* Allongement du capteur de fissuration
- winf Ouverture de la fissuration au niveau de la fibre tendue
- y_t Distance entre l'axe neutre et la fibre tendue

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – Plans des spécimens expérimentaux	165
ANNEXE B – Plans tels que construits	179
ANNEXE C – Protocoles expérimentaux	
ANNEXE D – Courbes essais matériaux	
ANNEXE E – Courbes de fissuration (Pré-fissuration)	196
ANNEXE F – Courbes de fissuration (Fatigue)	206
ANNEXE G – Courbes de fissuration (Rupture)	216
ANNEXE H – Courbes de déformation dans le béton	224
ANNEXE I - Carottage	226
ANNEXE J – Face sud des spécimens après rupture	241
ANNEXE K – Équations	

Chapitre 1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

Depuis plusieurs années, les propriétaires d'ouvrages du Québec, dont le Ministère des Transports du Québec (MTQ), renommé le Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Électrification des Transports du Québec (MTMDET) depuis 2016, la Ville de Montréal et la Société des Ponts Jacques-Cartier Champlain inc. s'intéressent à l'utilisation de la préfabrication et à l'utilisation de matériaux durables pour la construction et la réfection des ponts dont ils ont la responsabilité. Plusieurs études expérimentales et numériques ainsi que des rapports sur l'état de l'art ont été réalisés à Polytechnique Montréal en collaboration avec ces organismes publics afin de faire progresser la recherche et d'introduire de nouvelles pratiques pour les infrastructures du Québec. Des projets ou initiatives allant dans la même direction sont également réalisés ailleurs en Amérique. Ce projet de recherche s'inscrit dans cet effort global.

1.2 PROBLÉMATIQUE

Bien que les joints en BFUP entre dalles préfabriquées soient déjà utilisés depuis un peu plus d'une décennie ailleurs dans le monde et particulièrement en Ontario et aux États-Unis et que des critères de conception ont déjà été proposés, la performance de ces joints demande encore des études additionnelles, particulièrement pour les conditions d'utilisation envisagées au Québec. Ce projet de recherche constitue une étape nécessaire à l'implantation de cette technologie supportée par le MTMDET et à sa normalisation éventuelle.

1.3 ÉTAT DES CONNAISSANCES POUR LA CONCEPTION DES JOINTS EN BFUP ENTRE LES DALLES PRÉFABRIQUÉES

Ce projet fait suite au projet précédent intitulé « Utilisation de dalles pleines préfabriquées en BRF pour la construction et la réparation d'ouvrages d'art » (Massicotte, Gascon, Tremblay, & Verger-Leboeuf, 2017) qui portait sur les joints longitudinaux situés au-dessus des poutres. Ce projet a confirmé l'applicabilité de la construction de joints en BFUP pour cette application en augmentant toutefois les critères de conception recommandés par le FHWA (2014) qui sont apparus trop optimistes, en particulier sur la longueur minimale de chevauchement des armatures dans le joints. Le projet est arrivé à la conclusion que l'usage courant en Amérique du Nord d'utiliser un dosage de 2% de fibres droites (13×0.2 mm) pour des joints longitudinaux situés au droit des poutres longitudinales est adéquat et offre les performances recherchées.

Toutefois, dans les applications prévues par le Ministère pour le remplacement des dalles de tablier, on retrouve des joints longitudinaux situés entre les poutres principales où on retrouve des moments positifs importants causés par les charges de trafic. Or les essais limités réalisés dans le cadre d'un projet précédent ont démontré que la conception de ces joints situés à l'endroit le plus sollicité par les charges de camions présentait une problématique potentielle. De plus, très peu d'essais répertoriés dans la littérature ont été réalisés sur de tels joints et, pour la plupart, pour des niveaux de charge moindre que ceux prescrits dans la norme canadienne des ponts CSA-S6 (2014). Ainsi, l'utilisation que veut faire le Ministère des joints en BFUP entre dalles préfabriquées se situe à la limite des connaissances actuelles, d'autant plus que les performances annoncées dans certaines publications peuvent parfois différer des valeurs devant être utilisées pour la conception selon les normes des codes canadiens.

1.4 OBJECTIFS ET PORTÉE DU PROJET DE RECHERCHE

Les critères de conception des joints en BFUP recommandés par la FHWA (2014) sont basés sur un nombre limité d'essais de joints situés entre les poutres (Graybeal, Benjamin A., 2010). L'amplitude des contraintes de fatigue imposée aux spécimens de cette étude est difficile à évaluer étant donné que la charge appliquée est non-uniforme. De plus, les longueurs de chevauchement des armatures des spécimens testés (10d_b pour la fatigue) diffèrent des recommandations promulguées par le FHWA (6d_b) sans justification. Ainsi, une étude supplémentaire s'avère nécessaire afin de bien établir les critères de conception pour les joints situés entre les poutres dans des zones de moment positif et soumis à des chargements de fatigue dite élastique auxquels sont associés un très grand nombre de cycles de faible amplitude.

Ce projet vise donc à fournir au Ministère les informations expérimentales manquantes pour la conception de joints en BFUP utilisant des matériaux et configurations propres aux applications visées pour les ouvrages du Ministère, et ce, pour les sollicitations propres aux règles de conception utilisées au Canada pour les dalles de tablier.

L'objectif général de ce projet de recherche est d'établir les critères de conception des joints en BFUP entre des éléments de dalles préfabriquées situés entre les poutres et sollicités en moments positifs afin de rencontrer des performances en fatigue supérieures ou égales à celle obtenues avec des méthodes et matériaux de construction conventionnels.

Les objectifs spécifiques du projet de recherche sont de :

- déterminer la configuration de joint la plus économique qui satisfait les exigences de conception aux états limites de fatigue et ultime ;
- déterminer le mode de rupture des joints en fonction de leur configuration ;
- vérifier l'impact d'une cure écourtée sur la capacité des joints en BFUP ;
- déterminer le pourcentage de fibres requis dans le BFUP du joint ;
- vérifier le comportement en fatigue et à l'ultime des barres collées au niveau du joint ;
- déterminer l'apport structural de dalles en béton renforcé de fibres métalliques ;
- déterminer les différences entre des barres chevauchées droites et des barres en U ;
- déterminer l'impact de la présence de barres parallèles au joint dans le joint ;
- vérifier la capacité en fatigue d'une dalle en béton conventionnel sans joint ;
- vérifier la capacité en fatigue des joints longitudinaux réalisés avec du béton conventionnel et des armatures chevauchées sur 600 mm;
- vérifier la résistance à la fatigue de joints en BFUP sous des écarts de contraintes supérieures à ce que prescrit la norme canadienne.

Le projet portera essentiellement sur les configurations de joints choisies par le MTMDET pour les dalles préfabriquées. Les paramètres considérés seront le dosage en fibres du BFUP ainsi que la comparaison des performances des joints entre dalles préfabriquées à celles des joints entre dalles coulées en place (mais construites en phases) à celles de dalles construites sans joint.

À la suite de ce projet de recherche, il est envisagé que le Ministère aura en sa possession l'essentiel des informations et connaissances scientifiques et techniques pour permettre d'appliquer cette nouvelle technologie pour la construction de dalles préfabriquées avec des joints en BFUP.

1.5 ORGANISATION DU RAPPORT

Le présent document se divise en 5 chapitres :

- Le <u>chapitre 1</u> expose une introduction au projet de recherche et ce qui a contribué à le réaliser;
- Le <u>chapitre 2</u> aborde une revue de la littérature ayant trait aux bétons renforcés de fibres métalliques, aux essais sur dalles de ponts, à la fatigue des matériaux et finalement à l'évolution du critère de fatigue du béton armé dans les normes canadiennes et américaines;
- Le <u>chapitre 3</u> présente le programme expérimental, du pont de référence jusqu'à l'analyse des résultats, en passant par la fabrication des spécimens et les essais au laboratoire;
- Le <u>chapitre 4</u> traite des résultats obtenus ainsi que leur analyse ;
- Le <u>chapitre 5</u> fait un retour sur le projet et expose plusieurs recommandations.

Diverses annexes sont également ajoutées afin de fournir de plus amples détails en présentant les plans des spécimens, les protocoles expérimentaux, les résultats obtenus pour chacun des spécimens testés, des photos, ainsi que des équations.

Chapitre 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

Cette revue de littérature, contenant quatre volets, fait un survol de l'état des connaissances, ainsi que de la progression de la recherche afin de bien pouvoir comprendre le présent projet. Le premier volet présente ce que sont les bétons renforcés de fibres et les différents essais pour caractériser ces matériaux en traction. Le deuxième donne une vision d'ensemble de la recherche liée aux dalles de ponts faites en béton renforcé de fibres métalliques, aux dalles de ponts préfabriquées et aux joints en BFUP entre ces dalles. Le troisième présente l'état des connaissances sur la fatigue des matériaux que sont l'acier d'armature et le béton. Finalement, le critère de conception de la norme canadienne concernant les dalles de ponts en fatigue, ainsi que son évolution dans les normes canadienne et américaine sont présentés dans la quatrième section.

2.1 BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES

Les bétons renforcés de fibres (BRF) sont des matériaux complexes, mais aux grandes vertus. Cette section traitera des bétons fibrés à hautes performances (BFHP) et des bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP), mais ne se veut pas exhaustive. Le lecteur voulant en apprendre davantage sur les bétons renforcés de fibres est invité à consulter le livre de Rossi (1998), les notes de cours de Denarié (2004), le rapport de Charron et Desmettre (2013), ainsi que le livre de Fehling, Schmidt, Walraven, Leutbecher et Frohlich (2014).

2.1.1 COMPOSANTS

Bien évidemment, les bétons renforcés de fibres sont caractérisés par la présence de fibres dans leur matrice. Ces fibres peuvent être soit d'origine naturelle (par exemple le bambou), synthétique (le polypropylène) ou métallique (l'acier) (Charron, 2016a). Les fibres d'acier sont particulièrement intéressantes au niveau structural, puisqu'elles procurent au béton une résistance en traction après fissuration, si la formulation du matériau est adéquate. En plus, les fibres peuvent apporter une ductilité au matériau en compression et en traction. Cette ductilité est entre autre apportée par le déchaussement progressif des fibres d'acier qu'il sera mention dans cette section. Elles permettent également un meilleur contrôle de la fissuration. Cela ne signifie pas qu'il n'y aura pas de fissures. En effet, pour que les fibres puissent participer à la reprise d'efforts, le béton doit fissurer (Charron, 2016a). Par contre, la largeur sera plus fine, telle que le montre la figure 2-1. Les fibres

métalliques sont caractérisées par leur élancement, c'est-à-dire le rapport de leur longueur sur leur diamètre, ainsi que de leur type d'ancrage (droites, crochetées) (Denarié, 2004). Ces fibres ne doivent pas être trop élancées, puisque cela réduit la maniabilité du matériau et accroît le risque de formation d'oursins (amas de fibres) (Rossi, 1998). La quantité de fibres dans un mélange de béton est donnée par un pourcentage massique. Ce dernier est défini comme étant la masse de fibres d'acier dans un mètre cube de béton divisé par la masse volumique de l'acier (Lachance, 2015). Ainsi, un dosage de 1% représente 78.5 kg de fibres d'acier par mètre cube de béton. Communément, cette valeur est arrondie à 80 kg. Ainsi, les mélanges avec des dosages à 2% et à 3% contiennent respectivement 160 kg et 240 kg d'acier par mètre cubique de béton.



1 fissure de 0.3 mm, ouverture totale de 0.3 mm







Figure 2-1 : Patron de fissuration dans différents bétons (Charron & Desmettre, 2013)

La composition des BFHP et des BFUP divergent à partir de ce point. La composition des BFHP se rapproche beaucoup de celle des bétons ordinaires. Il est par contre important de savoir qu'il ne suffit pas d'ajouter des fibres à un béton ordinaire pour en faire un béton fibré. Des ajustements doivent être faits à la formulation afin de tenir compte de l'ajout de ce nouveau constituant dans la matrice du matériau. Concernant le BFUP, ce matériau contient une très grande quantité de ciment, soit plus du double de ce qui peut être retrouvé dans un béton ordinaire (Charron &

Desmettre, 2013). Le BFUP est également caractérisé par un rapport eau/ciment (E/C) très faible, de l'ordre de 0.2 (Fehling et al., 2014). Étant donné ce ratio très faible, ce ne sont pas tous les grains de ciment qui seront hydratés au courant de la vie de ce béton. Ceux-ci joueront donc un effet filler (Denarié, 2004) et, par leur dureté, participeront à la résistance du matériau. De grandes quantités de fumée de silice doivent être ajoutées au mélange (Charron, 2016a). Ayant un diamètre inférieur aux grains de ciment, les particules de fumée de silice auront donc également un effet filler, en plus de créer une réaction pouzzolanique (Charron, 2016b). Afin d'obtenir le caractère autoplaçant des BFUP, des superplastifiants doivent être utilisés afin de défloculer les particules de ciment (Fehling et al., 2014), ce qui améliore par le fait même la compacité du matériau (Denarié, 2004). Il est important de mentionner que le BFUP ne contient généralement pas de gros granulats. En effet, les particules de plus grande taille (le sable) sont de l'ordre du millimètre (Fehling et al., 2014).

2.1.2 PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES

2.1.2.1 COMPORTEMENT EN TRACTION

Le comportement en traction des BRF conventionnels, nommés également matériaux adoucissants, se découpe en 2 phases distinctes, soit une phase élastique et une adoucissante, tel que représenté sur la figure 2-2. Tout comme pour un béton ordinaire, la phase élastique se déroule tant qu'il n'y a pas fissuration. Ensuite, dès l'apparition d'une fissure, il y a chute de la capacité en traction du matériau. Par contre, la résistance post-fissuration est maintenue grâce à l'apport des fibres qui pontent la fissure. C'est la phase dite d'adoucissement. Elle est décrite en termes d'ouverture de fissures, puisqu'à cette étape, il y a localisation de la fissure (Charron, 2016a; Massicotte, 2017a).

Pour les BFUP leur comportement en traction est différent et peut être écrouissant passé la fissuration de la matrice selon le dosage en fibres utilisé. Tout comme pour les BRF conventionnels les phases élastique et adoucissante existent, mais une troisième phase s'intercale entre elles. C'est la phase d'écrouissage (figure 2-2). Suite à l'apparition d'une première fissure, d'autres fissures apparaissent (multi-fissuration), libérant ainsi de l'énergie (ductilité) et permettant au matériau de gagner en résistance. Cela est rendu possible grâce à la présence de fibres qui permettent le transfert des efforts au droit des fissures. Cette phase est, tout comme pour la phase élastique, exprimée en termes de déformations, puisqu'il y a seulement des microfissures. À un certain moment, la résistance ultime est atteinte et la phase adoucissante commence (Charron, 2016a; Denarié, 2004; Fehling et al., 2014; Massicotte, 2017a).



Figure 2-2 : Comportement en traction directe des BRF (Massicotte, 2017a)

2.1.2.2 RETRAIT ET CURE DU BFUP

Le principal retrait présent chez les BFUP est celui endogène, dû à la grande quantité de ciment présent dans le matériau et le faible volume d'eau (Denarié, 2004). Le BFUP fait également du retrait de dessiccation, mais ce dernier est réduit, puisque la matrice très compacte du matériau l'empêche de perdre son eau (Charron & Desmettre, 2013). Il faut par contre que la cure soit adéquate (AFGC, 2013). En effet, il est important de couvrir le plus rapidement possible la surface à l'air libre fraîchement coulée du BFUP. Cela réside premièrement dans le fait que le rapport E/C est faible et qu'il faut éviter que le béton perde son eau au jeune âge (SIA, 2015). De plus, le BFUP a tendance à sécher rapidement en surface, emprisonnant ainsi des bulles d'air sous cette croûte. En couvrant la surface libre d'un film plastique directement en contact avec le BFUP, les bulles d'air peuvent ainsi remonter en surface et s'échapper du béton (Beaurivage, 2009). Une cure conservant les pores saturés est de mise avec les BFUP (Charron & Desmettre, 2013). La SIA (2015)

recommande d'effectuer une cure humide, par arrosage quotidien du BFUP, pendant 7 jours, immédiatement après que la prise du béton ait été faite. Il est à noter qu'une cure thermique, essentiellement utilisée pour la production d'éléments préfabriqués, peut avoir des effets bénéfiques sur le BFUP (Denarié, 2004).

2.1.3 ORIENTATION DES FIBRES

Bien que les bétons renforcés de fibres offrent des propriétés remarquables, ceux-ci doivent être traités avec attention. Tout d'abord, l'orientation des fibres dans l'élément structural affecte son comportement et sa résistance, puisque celles-ci travaillent en traction. Pour travailler le plus efficacement possible, une fibre doit être positionnée perpendiculairement à la fissure. Une fibre parallèle à une fissure agit même défavorablement en créant un plan de faiblesse. Ainsi, lors de la coulée des éléments, les fibres, tout comme les aciers d'armature, doivent être orientées autant que possible parallèlement aux efforts de traction envisagés. Ce qui importe, c'est la quantité de fibres bien orientées par rapport à l'éventuelle fissuration et non la quantité totale de fibres dans le matériau (Charron, 2016a). Il est possible, dans certaines conditions, d'orienter préférentiellement les fibres en sachant que la majorités des fibres ont tendance à s'orienter parallèlement à l'écoulement du béton et parallèlement aux parois du coffrage (Fehling et al., 2014). Lorsque l'orientation des fibres ne peut être contrôlée, ce qui est le cas par exemple pour les éléments massifs, il importe de quantifier la dispersion et l'orientation des fibres dans le volume par rapport aux conditions favorables retrouvées dans les spécimens utilisés pour caractériser les propriétés en traction. Finalement, afin de ne pas créer des zones sans fibre, la vibration interne du mélange est à proscrire.

2.1.4 ESSAIS DE CARACTÉRISATION DU COMPORTEMENT EN TRACTION

Puisqu'une des principales caractéristiques des bétons fibrés est la résistance post-fissuration en traction, divers essais ont été élaborés afin de caractériser ce comportement. À cette fin, cinq types d'essais sont utilisés à Polytechnique, soit les essais de traction directe sur os, les essais de traction sur carottes entaillées, les essais de flexion sur dallettes prismatiques, les essais de flexion sur dallettes circulaires ainsi que les essais de flexion sur prismes entaillés.

2.1.4.1 TRACTION DIRECTE SUR OS

L'essai et la géométrie des spécimens d'os ont été développés à Polytechnique (Beaurivage, 2009). Ils consistent à solliciter en traction un spécimen entièrement fait de béton. Chaque spécimen consiste en une plaque de béton de 50 mm d'épaisseur ayant une section centrale réduite (figure 2-3) de dimension constante afin d'y localiser la rupture. La contrainte est

directement obtenue en divisant la charge par l'aire de cette section. Des extrémités plus larges permettent le serrage du spécimen dans les mâchoires de la presse. Lors de la coulée des spécimens, le béton doit être versé dans le coffrage de manière à orienter préférentiellement les fibres parallèlement aux efforts de traction. Au total, 4 capteurs de type LVDT sont fixés au spécimen. Deux de ces capteurs sont situés sur chacune des faces étroites de l'os et servent à mesurer les déplacements ayant lieu dans la section réduite. Les deux autres capteurs, positionnés sur les faces larges ancrés au-delà de la section réduite, servent à contrôler la réalisation de l'essai. Tel que le mentionne l'auteur de ce type d'essais, une attention particulière doit être portée au niveau du montage afin d'éviter de créer de la flexion et/ou de la torsion lors de la mise en place du spécimen et de l'essai, ce qui causerait de la fissuration parasite dans le spécimen.



Figure 2-3 : Spécimen d'os (Delsol, 2012)

Les coffrages étaient initialement fait de bois, mais ont par la suite été fait fabriqués en acier afin de s'assurer d'avoir des spécimens parfaitement plans et droits. Tel qu'il sera mentionné au chapitre 4, ces essais, sous leur forme actuelle, présentent toutefois plusieurs problèmes.

2.1.4.2 TRACTION DIRECTE SUR CAROTTES ENTAILLÉES

Cet essai est une seconde façon de mesurer directement le comportement d'un BRF en traction. Il est inspiré de la norme RILEM TC 162-TDF (RILEM, 2001). Pour ce faire, il faut prélever une carotte au sein de l'élément structural et la soumettre à des efforts de traction. Il est important de comprendre que selon la position de la carotte prélevée, les résultats obtenus différeront étant donné l'orientation des fibres dans l'élément. Pour réaliser l'essai, la carotte d'un diamètre de 95 mm et d'une longueur de 100 mm, doit être entaillée d'une profondeur de 10 mm à mi longueur. Lors de l'essai, 3 extensomètres mesurent la fissuration au niveau de l'entaille (de Montaignac de Chauvance, 2011). Cet essai est représenté à la figure 2-4.



Figure 2-4 : Traction directe sur carotte entaillée (de Montaignac de Chauvance, 2011)

Par contre, malgré que les résultats obtenus soient directement utilisables pour quantifier la résistance en traction, la préparation et l'essai sont difficiles à réaliser dû particulièrement à la manière dont le spécimen est retenu et à la stabilité de l'essai. De plus, étant donné la présence d'une entaille, le plan de faiblesse est dicté. La résistance obtenue, n'est donc pas celle de la section faible (de Montaignac de Chauvance, 2011) et peut, par conséquent, être surestimée.

2.1.4.3 FLEXION SUR DALLETTES PRISMATIQUES

Une autre façon de caractériser le matériau en traction est de faire des essais en flexion 4 points. Les essais sur dallettes prismatiques ont été adaptés à Polytechnique, mais sont inspirés des essais suisses (SIA, 2015) et français (AFGC, 2013). Le principe pour retrouver la résistance en traction du béton à partir des essais en flexion est relativement simple. La figure 2-5 supporte les équations suivantes qui explicitent ce calcul.



Figure 2-5 : Géométrie des essais sur dallettes prismatiques

D'abord, le moment constant entre les appuis supérieurs est donné par (Éq. 2.1). Il est à souligner que dans ces essais, l'espacement supérieur des charges est égal au tiers de la portée.

$$M = \frac{F_B}{2} \cdot \frac{l_m}{3} = \frac{F_B \cdot l_m}{6}$$
 (2.1)

ΟÙ

M: Moment flexionnel

- F_B: Charge appliquée par la presse
- l_m : Portée du spécimen

La contrainte de traction élastique équivalente dans le spécimen est donnée par (Éq. 2.2).

$$\sigma_t = \frac{M \cdot y_t}{I} = \frac{M}{S} = M \cdot \frac{6}{b_m \cdot {h_m}^2}$$
(2.2)

ΟÙ

- σ_t : Contrainte à la fibre tendue
 - y_t : Distance entre l'axe neutre et la fibre tendue
 - *I*: Module d'inertie de la section transversale
 - S: Module de section de la section transversale
- *b_m* : Moyenne des largeurs mesurées de l'éprouvette
- *h_m*: Moyenne des épaisseurs mesurées de l'éprouvette

En incorporant (Éq. 2.1) dans la (Éq. 2.2) :

$$\sigma_t = \frac{F_B \cdot l_m}{6} \cdot \frac{6}{b_m \cdot h_m^2} = F_B \cdot \frac{l_m}{b_m \cdot h_m^2} \tag{2.3}$$

Cette équation représente la résistance flexionnelle du spécimen, puisque l'hypothèse derrière cette équation est que les contraintes varient linéairement de la fibre comprimée à la fibre tendue (figure 2-6c « Élastique »). Ceci est faux après la fissuration de la matrice. Il convient plutôt d'utiliser une distribution de contraintes telle que celle présentée à la figure 2-6c au-dessus du terme « Plastique », bien que certaines hypothèses se cachent derrière. En effet, la distribution réelle des contraintes ressemble plutôt à celle illustrée à la figure 2-6b.



Figure 2-6 : Distribution des contraintes pour un spécimen en flexion (Massicotte, 2017b)

En se basant sur la distribution à l'ultime hypothétique, le moment est alors donné par (Éq. 2.4).

$$M = 0.45 \cdot b_m \cdot h_m^2 \cdot f_{Utu} \tag{2.4}$$

où f_{Utu} : Résistance à la traction du BFUP

En égalisant (Éq. 2.1) à (Éq 2.4), (Éq 2.5) est obtenue.

$$M = \frac{F_B \cdot l_m}{6} = 0.45 \cdot b_m \cdot h_m^2 \cdot f_{Utu}$$
 (2.5)

La résistance en traction est obtenue en isolant la résistance à la traction du BFUP de l'équation précédente :

$$f_{Utu} = \frac{F_B \cdot l_m}{6 \cdot 0.45 \cdot b_m \cdot h_m^2} = 0.37 \cdot F_B \cdot \frac{l_m}{b_m \cdot h_m^2}$$
(2.6)

La norme suisse (SIA, 2015) propose un facteur de 0.383 plutôt que de 0.37 (Éq. 2.7). Cette équation est basée sur une distribution des contraintes plus réalistes et est calibrée avec des spécimens d'une épaisseur de 30 mm.

$$f_{Utu} = 0.383 \cdot F_B \cdot \frac{l_m}{b_m \cdot h_m^2} \tag{2.7}$$

Les spécimens utilisés à Polytechnique ont une épaisseur de 50 mm, une largeur de 150 mm et une longueur de 400 mm. Les charges sont appliquées au tiers de la portée de 300 mm.

La valeur de la résistance en traction pour la conception n'est pas celle obtenue de l'équation précédente. Il faut lui appliquer des coefficients de pondération afin de tenir compte de la durée d'application de la charge, de l'épaisseur de l'élément en BFUP ainsi que le comportement étudié (global ou local). Ces deux derniers facteurs visent à tenir compte de l'orientation des fibres dans le matériau (SIA, 2015).

2.1.4.4 FLEXION SUR DALLE CIRCULAIRE

Des essais de flexion sur dalle circulaire peuvent également être réalisés afin d'obtenir la résistance en traction du matériau, tel que décrit dans la norme ASTM C1550-12a (2012). Pour ce faire, une dalle circulaire d'un diamètre de 800 mm, ayant une épaisseur de 80 mm, supportée par trois appuis est soumis à une charge ponctuelle centrée. Un seul capteur de type LVDT positionné sous la dalle vis-à-vis le vérin mesure la flèche. À partir d'équations basées sur la théorie des lignes de rupture, la résistance en traction peut-être calculée. La figure 2-7 illustre cet essai. Bien que le montage soit relativement simple, le poids des spécimens rend la mise en place de l'essai plus difficile (de Montaignac de Chauvance, 2011).



Figure 2-7 : Essais sur dalle circulaire (de Montaignac de Chauvance, 2011)

2.1.4.5 FLEXION SUR PRISMES ENTAILLÉS

Essentiellement utilisés sur des bétons renforcés de fibres conventionnels, des essais de flexion 3 points sur prismes entaillés sont également utilisés afin de caractériser en traction le matériau. Le comité européen de normalisation (CEN) propose l'essai décrit dans la norme EN 14651 (CEN, 2005), qui a initialement été développé par la RILEM (2002).

Il s'agit en fait d'un prisme de béton entaillé à mi-portée, assurant le développement de la fissure le long d'une section réduite dont l'aire est connue. Cette norme propose l'équation (Éq. 2.8) pour calculer la résistance flexionnelle du spécimen (CEN, 2005). Il est à noter que la nomenclature des variables a été quelque peu modifiée afin de correspondre à celle du présent document.

$$\sigma_t = \frac{3}{2} \cdot \frac{F_B \cdot l_m}{b_e \cdot h_e^2} \tag{2.8}$$

ΟÙ

b_e: Largeur mesurée de l'éprouvette au droit de l'entaille

h_e : Épaisseur mesurée de l'éprouvette au droit de l'entaille

Tel qu'expliqué pour les dallettes prismatiques, pour retrouver la résistance en traction du béton, une autre équation s'impose. Considérant une distribution des contraintes au-dessus de l'entaille telle que présentée à la figure 2-6b, (Éq. 2.9) est obtenue.

$$f_{Utu} = 0.55 \cdot \frac{F_B \cdot l_m}{b_e \cdot h_e^2}$$
(2.9)

2.2 APPLICATIONS STRUCTURALES AVEC DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES

2.2.1 BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES CONVENTIONNELS

Les BRF conventionnels ont des applications structurales variées, que ce soit en bâtiments ou en ponts. Voici une liste non exhaustive d'exemples d'utilisations de ces bétons mentionnés principalement dans Rossi (1998) :

- Pieux ;
- Poutres et planchers de bâtiments ;
- Béton projeté pour le soutènement de tunnels ;
- Béton projeté de réparation ;
- Depuis un peu plus de deux décennies, quelques ponts du Québec ont pu profiter des qualités du BRF dans la construction de leur dalle. Pour la majorité, l'armature requise avec un BO n'a pas été réduite malgré l'utilisation des BRF. Ceux-ci ont été répertoriés dans (Massicotte, Faggio, Cordoni, Nour, & Conciatori, 2014) :
 - o St-Jérôme (portée de 40 m) en 1998 ;
 - o Maskinongé (portées de 31 m) en 1998 ;
 - o Cavendish (portées de 30 m) en 1999 ;
 - o St-Antoine (portées de 28 m) en 2002 ;
 - o Risi (portées de 43 m) en 2002.

2.2.2 BFUP

Bien qu'au Québec l'usage du BFUP n'est pas encore très répandu, plusieurs projets ont fait usage de ce matériau un peu partout à travers le monde depuis plusieurs années. Voici un bref survol non exhaustif de quelques applications structurales utilisant du BFUP.

- Passerelles piétonnières en BFUP :
 - Passerelle de Sherbrooke, Québec en 1997 (premier ouvrage d'art fait en BFUP, portée de 60 m) (ACI, 2016);

- o Passerelle de la Paix, Séoul, Corée du Sud (portée de 120 m) (Fehling et al., 2014) ;
- Poutres et dalles de la passerelle enjambant l'Ovejas Ravine, Alicante, Espagne (portée de 43.5 m) (Serna, López, Camacho, Coll, & Navarro-Gregori, 2014) ;
- Dalle préfabriquée avec joints en BFUP de la passerelle Isabey-Darnley à Montréal, Québec en 2016 (longueur de 60 m) (ACI, 2016).
- Renforcement de la dalle de roulement avec une mince couche de BFUP armé :
 - o Viaduc de Chillon, Veytaux, Suisse en 2014-2015 (Bruhwiler, 2016).
- Colonnes porteuses en forme d'arbres du Musée des Civilisations de l'Europe et de la Méditerranée (MuCEM), Marseille, France en 2012 (Fehling et al., 2014) ;
- Joints de dalles préfabriquées de ponts :
 - Réfection du pont autoroutier à Rainy Lake, Ontario, en 2006 (première utilisation nord-américaine de joints de dalles en BFUP) (Doiron, 2012; Perry, Vic H., Krisciunas, & Stofko, 2012; Perry, V.H., Scalzo, & Weiss, 2007);
 - Construction du Mackenzie River Twin Bridges, Ontario, en 2010-2011 (Perry, Vic H. et al., 2012);
 - Construction du pont P-17967 enjambant la rivière Jacquot dans la municipalité de Sainte-Christine-d'Auvergne, Québec en 2015 (MTMDET, 2015);
 - Réfection du tablier du pont de Godbout (P-06896) enjambant la rivière Godbout,
 Québec en 2017 (MTMDET, 2016).

De nombreux projets de recherche utilisant les avantages du BFUP ont été effectués et d'autres sont également en cours. En voici un bref aperçu :

- Renforcement sismique de piles de ponts à l'aide de chemisage en BFUP (Boucher-Proulx, 2008; Dagenais, 2014; Garneau, 2015; Jolicoeur, 2016)
- Éléments préfabriqués :
 - o Parapets de ponts (Charron, Damry, Desmettre, & Massicotte, 2013; Thiaw, 2014);
 - o Prédalles de ponts (Lessard, 2009) ;
 - o Dalles de ponts (Bergeron, 2013; Lachance, 2015).
- Joints de connexion poutre-colonne pour les éléments préfabriqués de bâtiments (Maya & Albajar, 2012) ;

Joints de dalles préfabriquées de ponts (Cheung & Leung, 2011; Faggio, 2014; FHWA, 2010, 2012, 2014; Gascon, 2016; Graybeal, B. A., 2011; Harryson & Gylltoft, 2001; Hartwell, 2011; Perry, V., Dykstra, Murray, & Rajlic, 2010; Perry, Vic H. et al., 2012; Perry, Vic H. & Royce, 2010; Perry, V.H. et al., 2007; Tremblay, 2016; Verger-Leboeuf, 2016).

2.2.3 SOMMAIRE

L'ensemble de ces projets utilisent les BRF afin de tirer avantages de leurs propriétés. Bien qu'ils soient plus dispendieux que les bétons ordinaires, il arrive que leur utilisation se fasse purement pour des raisons économiques. En effet, ces derniers peuvent permettre entre autre de réduire la quantité d'armature et de réduire la dimension des éléments. Tout dépendant de la performance du BRF utilisé, ceux-ci ont, à divers degrés, une perméabilité plus faible ce qui permet d'accroître la durabilité des éléments et par conséquent de réduire les coûts à long terme en réduisant la maintenance requise et en allongeant la durée de vie des éléments.

2.3 Essais sur dalles

Plusieurs projets de recherche portant sur les dalles de ponts ont été effectués à Polytechnique Montréal et un peu partout à travers le monde au cours des dernières décennies. Cette section présente un résumé des travaux ayant trait aux dalles en bétons de fibres, aux dalles préfabriquées, ainsi qu'aux joints en BFUP de dalles préfabriquées. Il est à noter que seules les recommandations, où il est question de barres d'armatures en aciers, sont considérées dans cette revue de littérature. Une attention particulière a été portée aux travaux réalisés à Polytechnique Montréal, puisque depuis de nombreuses années, plusieurs projets ont porté sur les dalles de ponts, ainsi que sur les bétons fibrés.

2.3.1 DALLES EN BÉTON RENFORCÉS DE FIBRES

Les conclusions et observations suivantes sont tirées des différentes études sur les dalles de ponts en BRF :

- les dalles en béton renforcé de fibres offrent un meilleur contrôle de la fissuration, c'est à dire des ouvertures de fissures plus fines et un patron de fissuration plus constant (Bélanger, 2000);
- l'utilisation de fibres permet de diminuer la quantité d'armatures de flexion et de diminuer la largeur des fissures (Bélanger, 2000; Moffatt, 2001);

- suite aux essais de fatigue, les spécimens avec béton ordinaire ont une rigidité moindre que ceux en béton fibré (Bélanger, 2000) ;
- la présence de fibres permet une meilleure adhérence des barres d'armature, due à un meilleur confinement (Moffatt, 2001);
- le comportement en flexion des dalles en BRF [BFHP50MPa 0.64%] est très ductile et similaire avec et sans chargement cyclique (Nolet & Massicotte, 2002).

2.3.2 DALLES PRÉFABRIQUÉES

Les conclusions et observations suivantes sont tirées des différentes études sur les dalles préfabriquées de ponts en BRF :

- les essais cycliques sur systèmes prédalle/dalle (BHP50MPa/BHP50MPa, BFHP50MPa/BHP50MPa et BFUP+BFHP50MPa/BHP50MPa) ont présenté des comportements moment-flèche équivalents et une résistance ultime similaire à ceux de spécimens de référence soumis à un chargement statique uniquement (Lessard, 2009) ;
- les dalles préfabriquées nervurées en BFHP 0.75% permettent une réduction du poids de l'élément tout en présentant des comportements en flexion et au poinçonnement adéquats (Bergeron, 2013);
- l'application d'une charge cyclique n'a pas affecté la résistance à l'ultime des spécimens de dalles, comparativement aux spécimens homologues qui n'ont pas subi de cycles (Lachance, 2015);
- l'utilisation de béton renforcé de fibres métalliques permet une réduction jusqu'à 64% de la quantité de barres d'armatures selon le dosage en fibres utilisé et la résistance de la matrice (Lachance, 2015).

2.3.3 JOINTS EN BFUP DE DALLES PRÉFABRIQUÉES

Plusieurs types de joints sont nécessaires afin d'assembler les dalles préfabriquées sur un pont. Ceux-ci sont représentés sur la figure 2-8 et la figure 2-9. D'abord, des joints longitudinaux couverts au-dessus des poutres permettent la transmission des efforts de cisaillement horizontaux de la dalle vers la poutre. Ces joints nécessitent la présence de pochettes faisant surface afin de pouvoir y insérer le matériau de liaison. Des pochettes isolées existent également. Elles fixent localement la dalle sur la poutre. Un autre type de joint longitudinal ouvert au-dessus des poutres permet à la fois de transmettre les efforts de cisaillement, mais également les efforts de flexion au droit de la poutre. D'autres joints raccordent les dalles préfabriquées longitudinalement entre-elles et sont situés dans le vide entre les poutres. Finalement, il existe également des joints transversaux au sens des poutres. Bien entendu, tous ces types de joints doivent également reprendre les efforts de cisaillement verticaux et horizontaux.



Figure 2-8 : Types de joints (Adapté de Verger-Leboeuf (2016))



Figure 2-9 : Types de joints (Adapté de Verger-Leboeuf (2016))

Il est à noter que tous ces joints sont réalisables autant avec des poutres en béton qu'avec des poutres en acier (structure mixte). Seuls les types de connecteurs en cisaillement et la largeur des joints sont différents.

Suite à de nombreux essais et analyses, plusieurs conclusions sont tirées et des recommandations sont proposées par divers chercheurs. Il est important de mentionner que les conclusions et recommandations qui sont décrites dans cette section ont été tirées de recherches ayant des paramètres différents. En effet, le type de BFUP utilisé dans le joint (fournisseur, quantité et type de fibres, résistances, etc.), la résistance du béton des dalles préfabriquées, l'épaisseur des dalles, la largeur et la forme des joints, la rugosité de l'interface dalle-joint, le type et le diamètre des aciers d'armature, l'enrobage, le protocole expérimental (application de la charge, taux de chargement, amplitudes de charge, etc.) pour ne nommer que ces paramètres, varient d'un projet à l'autre, d'autant plus que ces facteurs ne sont pas tous décrits dans les différentes publications.

Il est important de spécifier que plusieurs BFUP de différents fournisseurs sont maintenant disponibles sur le marché. Bien qu'ils soient tous reconnus comme étant des BFUP, ces derniers possèdent tout de même des propriétés qui peuvent être bien différentes. Pour les projets et essais mentionnés dans cette section, deux BFUP commerciaux ont été utilisés, soit celui de Lafarge nommé « Ductal » et celui de Matériaux King nommé « UP-F% Poly ».

Pour les conclusions et recommandations de la prochaine section, certaines caractéristiques des spécimens, lorsque disponibles, sont indiquées entre crochets. Ainsi, le type de barre et la longueur de chevauchement sont mentionnés, suivi de la marque commerciale (« BFUP » si non indiqué) et le pourcentage de fibres du BFUP contenu dans le joint.

2.3.3.1 JOINTS DE CISAILLEMENT ET POCHETTES

Pour les joints de cisaillement et pochettes, les conclusions suivantes sont tirées des études antérieures récentes :

- la performance en traction et en cisaillement du BFUP est indispensable pour la réalisation de ce type de joints (FHWA, 2012);
- l'utilisation de barres de petit diamètre est préférable pour le lit d'armature inférieur, afin de réduire l'amplitude des contraintes locales (FHWA, 2012);
- l'importance pour les poutres de béton d'avoir une bonne rugosité au niveau de la surface en contact avec le joint, afin d'avoir une bonne performance en cisaillement (FHWA, 2012);
- la nécessité que la distance de coulée entre pochettes doit être d'au plus 3 m, sans quoi la présence des barres d'armature peut nuire à la dispersion des fibres dans le mélange (FHWA, 2014);
- la performance d'un joint en BFUP 2% est supérieure à celle d'une dalle en béton ordinaire coulée en place [Ductal 2%] (Gascon, 2016) ;
- les goujons peuvent être positionnés à environ 20 mm sous le lit d'armatures inférieur, sans pour autant ajouter les barres en U exigées par le Ministère, bien que la présence de ces barres réduit la fissuration du béton (figure 2-10), avec l'exigence que la tête des goujons se retrouve au-dessus de la fibre inférieure de la dalle [Ductal 2%] (Gascon, 2016). La FHWA indique plutôt que la distance entre le dessus du connecteur en cisaillement de la poutre et le dessous du connecteur en cisaillement de la dalle doit être inférieur à 76 mm (FHWA, 2014) ;


Figure 2-10 : Détails d'armature au niveau des goujons (Gascon, 2016)

- la ductilité en cisaillement est légèrement moindre dans un joint en BFUP que dans une dalle en en béton ordinaire ou en BFHP. [Ductal 2%] (Gascon, 2016) ;

2.3.3.2 JOINTS LONGITUDINAUX OUVERTS AU-DESSUS DES POUTRES

Pour les joints longitudinaux ouverts au-dessus des poutres, les conclusions suivantes sont tirées des études antérieures récentes :

- la présence d'ailes supérieures au niveau du joint (figure 2-11) augmente la ductilité en moment négatif du spécimen comparativement à un joint droit due au fait que la fissuration ne peut plus se propager en ligne droite [20M; Ductal 2%] (Tremblay, 2016);



Figure 2-11 : Ailes supérieures du joint (Tremblay, 2016)

 l'interruption des barres du lit inférieur afin de ne pas entrer en conflit avec les goujons des poutres existantes lors de remplacement de dalles a été fait en repliant les barres interrompues vers le bas (figure 2-12), détail qui a provoqué la rupture en fatigue des armatures après à peine 600 000 cycles [20M; Ductal 2%] (Tremblay, 2016), une autre solution restant à être développée.



Figure 2-12 : Barres interrompues au lit inférieur (Tremblay, 2016)

2.3.3.3 JOINTS LONGITUDINAUX ENTRE LES POUTRES

Pour les joints longitudinaux entre les poutres, les conclusions suivantes sont tirées des études antérieures récentes :

- dès l'amorce de l'ouverture de l'interface dalle-joint, il n'y a presque plus de progression de la fissuration dans les éléments de dalle [15M, 10d_b ; BFUP 3%] (Faggio, 2014) ;
- une longueur de chevauchement de 150 mm avec des barres droites 15M ne provoque pas de glissement de la barre lors des essais statiques et cycliques [15M, 10db; BFUP 3%] (Faggio, 2014);
- bien que la résistance de spécimens expérimentaux en BFHP soit suffisante avec des longueurs de chevauchement de 5.75db et 7.5db, la ductilité est inadéquate. Ceci s'explique par la faible longueur de chevauchement [20M; BFUP 2%] (Verger-Leboeuf, 2016);
- la largeur de l'ouverture de l'interface pour la longueur de chevauchement de 7.5db (figure 2-13a) respecte la norme jusqu'au double de la charge en service, alors que pour la longueur de 5.75db (figure 2-13b), la conception ne respecte pas les critères d'ouverture de fissure de la norme au niveau de l'interface dalle-joint [15M; BFUP 2%] (Verger-Leboeuf, 2016);

23



Figure 2-13 : Spécimens en BFHP (Verger-Leboeuf, 2016)

2.3.3.4 JOINTS TRANSVERSAUX AU SENS DES POUTRES

Pour les joints transversaux au sens des poutres, les conclusions suivantes sont tirées des études antérieures récentes :

- le comportement structural avec joint en BFUP est équivalent ou supérieur à une dalle monolithique coulée en place [16M, 9.4db] (FHWA, 2010);
- une fissure dans la dalle simplement supportée de béton ordinaire qui traverse perpendiculairement le joint en BFUP se multiplie en *n* fissures, mais *n* fois plus fines dans le BFUP [16M, 9.4db] (FHWA, 2010);
- la longueur de développement des armatures de 16M, pour des barres non-collées dans du BFUP, est de 150 mm ou moins lorsque le joint est sollicité en flexion, ce qui est suffisant pour provoquer la rupture en fatigue des armatures [16M, 9.4db] (FHWA, 2010);
- lors de la rupture du spécimen sous charge statique, il y a d'abord fissuration du béton,
 suivi de la plastification des armatures et finalement il y a rupture en compression du béton
 [16M, 9.4db] (FHWA, 2010) ;
- le comportement cyclique permet une fissuration de la dalle sans décollement de l'interface dalle-joint (figure 2-14) [16M, 9.4db] (FHWA, 2010) ;



Figure 2-14 : Forme du joint (FHWA, 2010)

 l'interface dalle-joint (figure 2-15) s'ouvre en deçà de la charge de service en moment négatif [Ductal 2%] (Hartwell, 2011);



Figure 2-15 : Forme du joint (Hartwell, 2011)

- pour des barres recouvertes d'époxy, il a été observé que la déformation du spécimen en moment négatif s'accroît durant les cycles de fatigue alors que la fissuration se propage en plus d'avoir de nouvelles fissures [Ductal 2%] (Hartwell, 2011);
- malgré que le projet portait sur les joints longitudinaux au-dessus des poutres, il est recommandé d'utiliser du BFUP contenant au moins 3% de fibres pour les joints transversaux. Ceci a pour but de réduire les risques d'avoir une répartition non-uniforme des fibres dans le matériau, conduisant à d'éventuels plans de faiblesse [20M; Ductal 2%] (Tremblay, 2016);
- des joints ayant une forme fermée (figure 2-16), ayant une surface avec granulats exposés et dont les barres sont chevauchées sur 10d_b procurent une résistance, une rigidité et des ouvertures de fissures similaires à celle d'une dalle coulée en place [15M, 10d_b; BFUP 2%] (Verger-Leboeuf, 2016).



Figure 2-16 : Forme du joint (Adapté de Verger-Leboeuf (2016))

2.3.3.5 OBSERVATIONS GÉNÉRALES

Les résultats d'essais rapportés dans la littérature mettent en évidence des situations particulières :

l'arrachement des barres avant d'atteindre la capacité théorique du spécimen a été observée lors d'un essai statique dans la condition où l'enrobage des barres (non spécifié) dans le joint s'avérait être trop mince et où l'usage d'une aiguille vibrante dans le mélange de BFUP a pu être mise en cause [16M, 6.3db] (Harryson & Gylltoft, 2001);

- des essais d'arrachement (de type pullout) ont indiqué que les longueurs d'ancrage nécessaires à la rupture des armatures pour des barres d'acier recouvertes d'époxy et des barres d'acier noir varient de 5.8 à 6.6db pour des diamètres respectifs de 13 à 19 mm.
 [Ductal] (Perry, Vic H. & Royce, 2010), alors qu'il est reconnu que ces types d'essais conduisent à des résultats erronés et non conservateurs et sont à proscrire pour déterminer les propriétés d'ancrage des barres (ACI Committee 408, 2003) ;
- durant un essai en fatigue où la charge était augmentée par paliers, une rupture en fatigue dans les armatures s'est produite après plus de 11 millions de cycles, et ce, sans qu'il y ait eu de glissement au niveau des barres d'armatures (l'amplitude de contraintes dans les armatures était en deçà du critère de la norme CSA-S6 (2014)) [16M, 9.4db; BFUP 2%] (Graybeal, B. A., 2011);
- l'utilisation de barres finissant en crochet au niveau du joint peut permettre un ancrage adéquat même si l'enrobage est insuffisant [16M; BFUP 2%] (Cheung & Leung, 2011), mais la forme du crochet doit être considérée avec soin pour éviter des problèmes de fatigue (Tremblay, 2016) (figure 2-12).

2.3.3.6 RECOMMANDATIONS GÉNÉRALES

Les résultats d'essais rapportés dans la littérature mettent en évidence des situations particulières :

- étant donné les faibles dimensions des joints, une attention particulière doit être portée au contrôle qualité, puisque le bon comportement du joint est sensible aux erreurs de tolérance (Harryson & Gylltoft, 2001);
- des essais expérimentaux en moment négatif ont mis en évidence que l'interface dallejoint s'ouvre à des niveaux de charges inférieures à celui de service, ce qui a mené à suggérer d'utiliser de la post-tension lorsque l'action mixte ou la fissuration est considérée [Ductal 2%] (Hartwell, 2011) ;
- la longueur d'ancrage suggérée pour des barres d'armature de 25 mm et moins dans du BFUP 2% ayant une résistance à la compression d'au moins 97 MPa et un enrobage d'au moins 3db est de 8db pour atteindre une contrainte fy de 517 MPa, alors que pour un fy situé entre 517 et 689 MPa, cette longueur doit être de 10db (FHWA, 2014) ;
- les longueurs d'ancrage indiquées plus haut doivent être augmentées de $2d_b$ pour un fy inférieur à 689 MPa avec un enrobage situé entre 2 et $3d_b$ (FHWA, 2014) ;

- la longueur de chevauchement nécessaire pour des barres espacées d'au moins 1.5 fois la longueur de la plus grande fibre doit être d'au moins 0.75 fois la longueur d'ancrage (FHWA, 2014);
- pour les barres d'armatures de 25 mm à 36 mm, une longueur d'ancrage d'au moins $8d_b$ est requise (FHWA, 2014) ;
- la mise en place et l'efficacité du BFUP exigent que la distance entre les barres soit au moins 1.5 fois la longueur de la plus grande fibre, exigence applicable aux paires de barres collées si la distance entre 2 paires de barres respecte la distance indiquée (FHWA, 2014);
- pour avoir une bonne adhésion de l'interface dalle-joint, la qualité de la surface de la dalle au niveau du joint est importante et doit présenter une bonne micro et macro rugosité, ainsi qu'être saturée superficiellement sèche lors de la coulée du BFUP (FHWA, 2014).

2.4 FATIGUE DES MATÉRIAUX

Plusieurs éléments peuvent causer une rupture en fatigue d'un élément structural en béton armé, soit l'armature en traction, le béton en compression ou bien l'interaction entre ces deux composantes, soit l'adhérence acier-béton. Ces trois différents modes de rupture en fatigue sont décrits ci-dessous.

2.4.1 ARMATURES D'ACIER

Plusieurs paramètres sont susceptibles d'affecter la résistance en fatigue des barres d'armatures. Au niveau de la microstructure, la composition chimique et la microstructure de l'acier entrent en compte (ACI Committee 215, 1974), particulièrement la grosseur et l'orientation des grains (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014). Ces aspects ne sont par contre pas considérés directement lors de la conception d'éléments structuraux. De nombreux essais décrits dans ce qui suit ont permis de déterminer des paramètres qui affectent la résistance à la fatigue des armatures au niveau structural.

 L'écart de contraintes imposé par le chargement en fatigue est le facteur qui a le plus grand impact (Helgason, M. Hanson, F. Somes, Corley, & Hognestand, 1976). Ainsi, plus l'écart de contraintes est grand, plus la résistance à la fatigue diminue (Fei & Darwin, 1999), tel que représenté à la figure 2-17.



Figure 2-17 : Courbe théorique de l'écart de contraintes admissibles dans une barre d'armature en fonction du nombre de cycles de survie (Helgason et al., 1976)

- La contrainte minimale en fatigue dans les barres influence la résistance à la fatigue. Plus cette contrainte occasionne de la traction dans l'armature, plus la résistance de la barre en fatigue diminue. À l'inverse, plus l'armature est comprimée, plus sa durée de vie en fatigue s'accroît (Helgason et al., 1976).
- Les crénelures et le marquage d'identification sur les armatures créent des zones de faiblesses, bien qu'elles soient nécessaires à une bonne adhérence des barres dans le béton. En effet, ces zones créent des points de concentration de contraintes où la fissuration à la fatigue s'initie (Helgason et al., 1976). Ainsi, une barre d'armature lisse est plus résistante à la fatigue qu'une barre crénelée (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014). Suite à des analyses par éléments finis en deux dimensions, Rocha Pinto Portela Nunes (2014) a dégagé les tendances quant à la géométrie des crénelures (figure 2-18) :
 - plus le rayon à la base de la crénelure (r) diminue, plus la concentration de contraintes est élevée.
 - plus la hauteur de la crénelure (*h*) augmente, plus la concentration de contraintes est élevée.

- plus la largeur de la crénelure (w) augmente, plus la concentration de contraintes est élevée.
- o plus l'angle formé entre le côté de la crénelure et l'axe de la barre d'armature (α) augmente, plus la concentration de contraintes est élevée.
- l'inclinaison de la crénelure par rapport à l'axe de la barre d'armature affecte la position où la zone de contrainte maximale est située.
- plus l'espacement des crénelures est petit pour des barres ayant des crénelures non-uniformes (figure 2-19), plus la concentration des contraintes est grande.



Figure 2-18 : Géométrie de la section d'une crénelure (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014)



Figure 2-19 : Disposition des crénelures (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014)

Le diamètre de la barre d'armature, ainsi que la géométrie de l'élément structural sont à considérer. Malgré que la contrainte dans une barre soit calculée en considérant sa fibre centrale, la contrainte maximale est en réalité supérieure pour les éléments fléchis. En effet, plus le diamètre de la barre est grand par rapport à la dimension de l'élément, plus ses contraintes réelles à la fibre la plus éloignée de l'axe neutre de l'élément seront grandes (Helgason et al., 1976). Également, plus le diamètre de la barre augmente et plus les concentrations de contraintes le long des crénelures augmentent, quoi que très

légèrement (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014). De plus, le procédé de fabrication des barres de petit diamètre nécessite plus de travail que celles de plus grand diamètre, ce qui provoque des grains plus fins dans l'acier et par conséquent une meilleure résistance à la fatigue (Weisman, 1969).

- Les imperfections de surface (creux et fissures de quelques centaines de micromètres) créées lors de la fabrication des barres nuisent à la résistance à la fatigue, tout comme les crénelures et le marquage d'identification créent des concentrations de contraintes (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014).
- La nuance de l'acier (limites de plastification et ultime) a montré un impact significatif sur la résistance à la fatigue, mais seulement pour un nombre de cycles variant entre 10 000 et 1 000 000. Plus ces limites sont élevées, meilleure est la résistance à la fatigue (Helgason et al., 1976). Les conclusions de plusieurs études à travers le monde divergent en ce qui concerne l'influence de ces paramètres à long terme (plus d'un million de cycles) (ACI Committee 215, 1974) et des études supplémentaires seraient nécessaires pour clarifier la situation.
- La présence de soudures sur l'armature vient diminuer considérablement sa résistance à la fatigue. En effet, les soudures créent des zones où il y a une forte concentration de contraintes (ACI Committee 215, 1974). Il est donc requis d'utiliser de l'acier de nuance soudable (W) lorsque la soudure est requise. Bien que l'armature des dalles de pont ne comporte généralement pas de soudure, le Ministère exige l'utilisation d'armature de nuance 400W pour cet élément, comme pour la grande majorité des éléments composant un ouvrage d'art.
- La présence de corrosion sur l'acier d'armature nuit à sa résistance à la fatigue étant donné la réduction de section qu'elle provoque à la barre (Helgason et al., 1976).
- Le pliage des barres peut réduire considérablement la résistance à la fatigue de l'armature (Lenschow, 1982).
- Les contraintes résiduelles dans l'acier suite à la fabrication des barres peuvent à la fois être favorables et défavorables à la résistance à la fatigue, dépendamment de la nature des contraintes. Ces contraintes améliorent la résistance à la fatigue si elles sont en compression (Rocha Pinto Portela Nunes, 2014), mais nuisent si elles sont en traction.
- La présence de béton autour de la barre améliore sa résistance à la fatigue. En effet, le béton, entre ses fissures, reprend une partie de la traction infligée à la barre. Cette amélioration de la résistance est vraie puisque statistiquement il est peu probable que le

point le plus faible de la barre arrive au droit d'une fissure. Ainsi, les résistances obtenues d'essais de barres dans l'air sont moindres que celles de barres enrobées de béton (Fei & Darwin, 1999).

2.4.1.1 PUBLICATIONS DE RÉFÉRENCE DES NORMES NORD-AMÉRICAINES

Des essais expérimentaux visant à étudier différents paramètres tels que la contrainte minimale dans les armatures, le diamètre des barres, l'enrobage inférieur et la nuance d'acier, ont été effectués sur 236 spécimens de poutres en béton armé par Hanson, Somes et Helgason (1974). Le spécimen ayant le moins bien performé au niveau de l'écart de contraintes en fatigue dans les barres d'armatures est une poutre renforcée au moyen d'une barre d'armature de 35.8 mm de diamètre et ayant une limite élastique de 415 MPa. La poutre a subi une rupture après un chargement cyclique de 1.2 millions de cycles d'une variation de contraintes dans les armatures entre 120.5 MPa et 265.5 MPa), ce qui représente en écart de contraintes de 145 MPa (ACI, 1980). Cette étude a également permis de conclure que :

- l'écart de contraintes en fatigue dans l'armature est le facteur qui affecte le plus sa durée de vie en fatigue.
- la durée de vie en fatigue des spécimens est influencée par la contrainte minimale dans les armatures (résistance diminue si contrainte minimale augmente), par le diamètre des barres, ainsi que par la nuance de l'acier (résistance augmente légèrement si nuance plus élevée).
- le domaine de vie à long terme (« long-life region ») en fatigue des armatures (figure 2-17)
 commence aux environs de 1 million de cycles.
- la majorité des ruptures en fatigue des barres s'est produite au niveau d'une crénelure, sinon la rupture se produisait au niveau du marquage d'identification.
- l'écart de contraintes minimal dans les barres ayant mené à la rupture des armatures en fatigue, obtenu lors des essais, est de 145 MPa.

Quelques années plus tard, une vaste campagne expérimentale réalisée par Helgason et al. (1976) a permis d'apporter plus de connaissances au sujet de la fatigue des barres d'armature. Plusieurs conclusions ont été tirées de l'étude qui a analysé les résultats de 353 spécimens expérimentaux de poutres en béton armé. Divers paramètres ont été variés, tels que le diamètre de barres, la position de l'armature, la nuance d'acier et la provenance de l'armature (fabricant). En plus des conclusions énumérées à la section 2.4.1, cette étude a permis de conclure que :

- la variation de contraintes dans les barres d'armatures, lorsque les contraintes restent toujours en compression, n'implique pas de détérioration en fatigue ;
- les effets du diamètre de barre ainsi que de la nuance d'acier peuvent être négligés lors de l'analyse en fatigue de l'armature ;
- lorsque la limite de fatigue est respectée, l'armature peut théoriquement subir un nombre infini de cycles sans se rompre ;
- la rigidité (flèche) d'une poutre en béton armé n'est pas affectée par un chargement cyclique uniforme, mais plutôt par le retrait et le fluage du béton ;
- la résistance à la fatigue tirée de ces travaux de recherche est égale à :

$$f_r = 145 - 0.33 \cdot f_{min} + 55 \cdot (r/h) \tag{2.10}$$

ΟÙ

- f_r : Écart limite de contraintes dans les armatures
 - f_{min} : Contrainte de traction minimale (positif) Contrainte de compression maximale (négatif)
 - r : Rayon de l'arc de cercle formé par l'intersection de la base de la crénelure et du diamètre minimal de la barre (figure 2-18)
 - h: Hauteur de la crénelure (figure 2-18)

Si ces valeurs sont inconnues, il est recommandé par les auteurs d'utiliser 0.3 pour le ratio r/h (Helgason et al., 1976). Il est important de noter que lors des essais originaux, les crénelures ont été photographiées. Les clichés ont ensuite été agrandis afin de mesurer les dimensions nécessaires. Les diamètres ont été évalués en faisant correspondre des cercles de différents diamètres d'un gabarit et ce, selon le bon jugement de l'observateur.

2.4.2 BÉTON

Les courbes d'évolution de la déformation et du module élastique du béton, au fil des cycles, sont illustrées à la figure 2-20. La fin de la première phase, qui a un comportement quadratique, se termine à 10% de la vie du béton en compression. La seconde phase, linéaire, est suivie d'une phase finale quadratique qui débute à 80% du nombre de cycles total que le béton peut supporter en compression, considérant un chargement uniforme (Zanuy, Albajar, & de la Fuente, 2009).



Figure 2-20 : Évolution de la déformation et de la rigidité du béton en compression en fatigue (Zanuy et al., 2009)

La microfissuration est initiée par la présence de vides et de particules plus rigides dans la matrice du béton. Cette microfissuration se propage tout au long du processus de fatigue (Zanuy et al., 2009) et à un certain point, une rupture survient. Par contre, de la fissuration est visible sur les faces externes des spécimens bien avant que cette rupture survienne (ACI Committee 215, 1974).

Un modèle basé sur l'analyse sectionnelle a été développé par Zanuy et al. (2009) afin de modéliser l'endommagement du béton tout au long de cycles de fatigue. Ceci a permis de déterminer qu'il y a une redistribution des efforts à l'intérieur du béton au fils du temps. En effet, le béton moins endommagé suite aux cycles reprendra les efforts du béton plus endommagé, puisque le module élastique du béton diminue au fur et à mesure des cycles, tel qu'il est représenté à la figure 2-20b. Ceci explique la raison pour laquelle, lors d'essais expérimentaux, que des ruptures en fatigue du béton en compression arrivent beaucoup moins fréquemment qu'une rupture en traction des barres d'armatures. Numériquement, des ruptures en fatigue dans le béton ont été constatées lorsque les poutres étaient surarmées et que les charges imposées provoquaient de grands écarts de contraintes.

En ce qui concerne le BFUP, il est rapporté dans Fehling et al. (2014) que son comportement en fatigue n'est pas significativement différent de celui d'un béton ordinaire. La norme suisse 2052:2015-09-21 (SIA, 2015) propose l'équation suivante afin de quantifier la résistance maximale à la fatigue des BFUP dits écrouissants.

$$\sigma_{U,D} = 0.30 \cdot (f_{Utek} + f_{Utuk}) \tag{2.11}$$

où $\sigma_{U,D}$: Limite de fatigue du BFUP

- f_{Utek} : Valeur caractéristique de la résistance limite élastique à la traction du BFUP
- f_{Utuk} : Valeur caractéristique de la résistance à la traction du BFUP

2.4.3 ADHÉRENCE ARMATURE-BÉTON

Deux types de chargements cycliques existent, c'est-à-dire un chargement occasionnant des contraintes de compression et de traction dans une même barre d'armature (« reversed loading »), ainsi qu'un chargement variant seulement l'amplitude des contraintes en traction dans une même barre (« repeated loading ») (Balazs, 1991). Une dalle de pont en fatigue subit uniquement ce deuxième type de chargement, puisque les contraintes dans les armatures ne s'inversent pas, ou vraiment peu, sous les sollicitations en fatigue. D'un point de vue général, le premier cas s'applique lors de séismes (Balazs, 1991), par exemple dans les armatures reliant une pile à sa semelle. Ces chargements sollicitent l'adhérence armature-béton. Cette résistance est assurée par l'adhérence chimique de l'armature au béton (V_a), par la butée des crénelures (V_b) et par la friction (V_f) (ACI-ASCE Committee 408, 2012). Ces trois concepts sont illustrés à la figure 2-21.



Figure 2-21 : Composantes de l'adhérence des armatures dans le béton (ACI-ASCE Committee 408, 2012)

Les cycles de fatigue provoquent donc de la compression dans le béton en avant des crénelures, ce qui cause de la microfissuration dans le béton. Par conséquent, l'adhérence des armatures au béton est petit à petit réduite (Balazs, 1998), puisque le béton s'effrite devant les crénelures (Rteil, Soudki, & Topper, 2011).

Des essais expérimentaux sur poutres en flexion 4 points réalisés par Rteil et al. (2011) ont permis de mieux caractériser ce phénomène. Il est à noter que l'adhérence armature-béton est caractérisée par le glissement de l'armature par rapport au béton d'ancrage. Il va de soi que plus l'amplitude des contraintes augmente, plus le glissement augmente (Balazs, 1998) et par conséquent le nombre de cycles de fatigue menant à la rupture décroît (Rteil et al., 2011). En analysant les glissements (« slip ») de la barre au niveau de l'application de la charge (« loaded end slip ») située au centre de la poutre et au niveau de l'extrémité libre de la barre (« free end slip ») située au niveau des appuis, il a été possible de remarquer que le comportement en fatigue

se divise en deux phases distinctes, tel que représenté à la figure 2-22. D'abord, le glissement reste constant jusqu'à environ 70% de la durée de vie en fatigue du spécimen (« cycle to life ratio »). Ensuite, une augmentation drastique du glissement se produit jusqu'à la rupture en fatigue de la poutre.



Figure 2-22 : Évolution du glissement durant les cycles de fatigue (Rteil et al., 2011)

À partir de jauges de déformations installées sur l'armature, les contraintes d'adhérence ont été calculées au niveau de l'application de la charge et à l'extrémité des barres tout au long des essais cycliques. Ceci a permis aux auteurs de tracer (figure 2-23) l'évolution des contraintes d'adhérence (« bond stress »). Il est intéressant de remarquer que les contraintes d'adhérence au niveau du chargement diminuent tout au long de l'essai et que celles à l'extrémité libre de la barre augmentent. Ceci signifie que l'emplacement où la barre est principalement sollicitée se déplace au fur et à mesure que l'endommagement se produit. En effet, la barre est d'abord sollicitée majoritairement au niveau du point d'application de la charge, puis la qualité de l'adhérence diminuant, les contraintes deviennent plus élevées dans le béton encore sain, dégradant alors l'adhérence de cette portion. Ce principe s'applique ainsi de suite jusqu'à l'extrémité de la barre. En comparant la figure 2-22 à la figure 2-23, il est possible de constater que l'augmentation du glissement survient lorsque les contraintes sont pratiquement égales au niveau du point d'application de la barre, c'est à dire lorsque les contraintes sont plus ou moins constantes tout au long de la barre.



Figure 2-23 : Évolution de la contrainte d'adhérence en fatigue (Rteil et al., 2011)

2.5 NORME CANADIENNE (CSA-S6)

2.5.1 CRITÈRES DE CONCEPTION EN FATIGUE

Lors de la phase de conception, la norme canadienne CSA-S6 (2014), à l'article 8.5.3.1, spécifie des valeurs à respecter pour la conception en fatigue. Ces valeurs ne s'appliquent pas aux dalles de tablier conçues selon l'approche empirique présentée à l'article 8.18.4. Parmi ceux-ci, pour les dalles de pont préfabriquées, se retrouve l'obligation d'utiliser de la précontrainte. Par contre, l'utilisation de joints en BFUP n'est pas considérée par la norme CSA-S6 (2014) et les résultats des recommandations présentées à la section précédente sont utilisés pour l'instant. Un chapitre sur l'utilisation des BRF et BFUP est actuellement en préparation pour la norme CSA-S6 2019. La pratique actuelle indique que la précontrainte transversale n'est pas requise dans la majorité des situations avec des joints en BFUP (FHWA, 2014). Il faut alors s'assurer de respecter les différentes limites imposées à la fatigue dans les armatures. Ainsi, la variation de contraintes dans les armatures rectilignes ne doit pas être supérieure à 125 MPa et au niveau des pliages cette contrainte doit être inférieure à 65 MPa (CSA-S6, 2014). Le seul pliage dans la conception des dalles du présent projet se situe au niveau des barres en U. Par contre, ce pliage se retrouve à l'extérieur de la zone sollicitée, c'est-à-dire directement dans le joint en BFUP. Ainsi, l'écart de

contraintes de 125 MPa pour les armatures droites doit être pris en compte lors de la conception de dalles préfabriquées avec joints et pochettes de connexion en BFUP. De plus, concernant la pondération des charges, à l'article 3.5.1, à l'état limite de fatigue (ÉLF), une pondération de 1.0 est appliquée à toutes les charges (CSA-S6, 2014). Cependant, pour les ponts en acier, un facteur 0.52 est appliqué pour les platelages en acier (article 10.17.2.2) où le tandem du chargement CL-625 doit être utilisé pour les calculs. Le chapitre 8 sur les ouvrages en béton ne donne aucune indication particulière pour la diminution de l'amplitude des efforts à considérer pour la fatigue que lorsque la méthode empirique est utilisée pour concevoir les dalles de tablier, la fatigue ne doit pas être considérée. La détermination des efforts de fatigue dans les dalles afin de proposer un facteur de réduction comme pour les platelages en acier dépasse le cadre de ce projet.

Dans la réalité, les dalles de pont subissent un effet d'arc qui augmente leur résistance en flexion. En effet, l'effet d'arc se définit comme étant une restreinte dans le plan de la dalle. Cette restreinte est occasionnée par la présence de diaphragmes qui restreignent le mouvement horizontal des poutres. L'effet d'arc engendre une force horizontale qui retient la dalle au niveau des appuis, comme le représente la figure 2-24. Cet effort augmente la résistance de la dalle. La méthode empirique de l'article 8.18.4 de la norme CSA-S6 (2014) compte sur cet effet pour ignorer les effets de la fatigue dans les dalles de tablier.



Figure 2-24 : Effet d'arc (Hon, Taplin, & Al-Mahaidi, 2005)

2.5.2 PROVENANCE DU CRITÈRE DE CONTRAINTE DANS LES ARMATURES

Les normes évoluent continuellement au fur et à mesure que des travaux de recherche sont effectués. Le tableau 2-1 présente les différentes valeurs et équations publiées au fil du temps dans la norme de ponts canadienne (CSA-S6) et la norme américaine (AASHTO). Pour parvenir à cette synthèse, plusieurs éditions des normes ont été consultées. Par contre, plus il faut remonter le temps et plus les documents sont difficiles à trouver. Les éditions consultées sont indiquées en note de bas de page. Pour la norme CSA-S6, les documents antérieurs à 1966 n'ont pas été consultés. Par contre, puisqu'en 1966 aucune mention de la fatigue dans les structures en béton armé n'est faite, il est à supposer que les éditions précédentes ne la considèrent guère. Concernant l'AASHTO, de la première édition jusqu'en 1969, la fatigue des éléments en béton armé n'était pas considérée. Afin d'harmoniser les équations présentées dans ce tableau, le nom des variables a été homogénéisé et les valeurs converties dans le système international. La variable f_{min} représente la contrainte minimale de l'armature (positive en traction et négative en compression), les variables r/h sont définies à la figure 2-18 et finalement l'écart limite de contraintes est défini par la variable f_R.

La limite de 145 MPa initialement imposée dans les normes, proviendrait des travaux de (Hanson et al., 1974). Bien que publiés seulement en 1974, il est fort probable que ces travaux ont permis de déterminer la limite admissible de variation de contraintes dans les armatures dans la norme américaine de 1973 et dans la norme canadienne de 1974. D'autant plus que tous les auteurs de ce document ont participé à la réalisation du second document qui a modifié ces normes.

Suite aux travaux du TRB (Transportation Research Board) parus dans le rapport 164 du NCHRP (Helgason et al., 1976), les normes canadiennes et américaines ont remplacé la valeur de 145 MPa par une équation tenant compte de la contrainte minimale et une propriété des crénelures des barres d'armatures utilisées, soit le ratio r/h.

Il est intéressant de constater que ces deux normes ont évolué de la même façon, mais qu'aujourd'hui elles n'imposent pas le même critère de fatigue aux armatures. La version actuelle de la norme américaine utilise toujours l'équation de Helgason et al. (1976), mais en la simplifiant quelque peu. En effet, le ratio r/h est implicitement celui suggéré par l'article du TRB, soit de 0.3. Par contre, pour la norme canadienne, l'équation a fait place à la constante 125 MPa pour des fins de simplification. Le commentaire de la norme CSA-S6 (CSA-S6, 2000b) indique qu'il s'agit d'une borne inférieure provenant de l'équation antérieurement utilisée, puisque le ratio r/h est rarement connu d'avance. De plus, il est mentionné que la valeur de f_{min} est difficile à évaluer et qu'elle affecte que très peu le résultat de l'équation.

Tableau 2-1 : Évolution de la variation maximale de contrainte admise dans les armatures dans

Année	CSA ¹	AASHTO ²
-	MPa	MPa
1922		-
1931	Rien	Rien
1973		145
1974	145	— 145
1977	145	
1978	fr=145-0.33f _{min} +55(r/h)	- fr=145-0 33fmin+55(r/b)
1988	Rien	
2000		—
2012	125	fr=165.5-0.33fmin
•••		

les normes canadiennes et américaines de 1922 à aujourd'hui

40

¹ (CSA-S6, 1966, 1974, 1978, 1988, 2000a, 2000b, 2006a, 2006b, 2014)

² (AASHTO, 1931, 1935, 1941, 1944, 1949, 1953, 1957, 1961, 1965, 1969, 1973, 1977, 1989, 1992, 1996, 2002, 2012)

Chapitre 3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

3.1 PRÉSENTATION DU PONT DE GODBOUT

Le projet de recherche a été réalisé en collaboration avec le Ministère des Transports, de la Mobilité durable et de l'Électrification des Transports du Québec (MTMDET). Le besoin de valider certains détails de conception ayant trait aux joints en BFUP de dalles préfabriquées a conduit à ce présent projet de recherche. En effet, l'utilisation de joints en BFUP entre dalles préfabriquées est une nouvelle pratique au Québec. Dans un projet de recherche précédent réalisé à Polytechnique dans le cadre de deux projets de maîtrise (Gascon, 2016; Tremblay, 2016), le comportement des joints en BFUP au-dessus des poutres, a été étudié. Toutefois, tel qu'indiqué au chapitre 1, certains détails nécessitent d'être validés expérimentalement (Massicotte et al., 2017) avant de généraliser les critères de conception pour ce type de construction, notamment pour la conception à la fatigue de joints longitudinaux situés entres les poutres longitudinales.

Dans le cadre de ce projet, les détails de conception, c'est-à-dire les détails d'armature dans les dalles et les joints, ainsi que les types de béton, sont ceux sélectionnés par le MTMDET pour le remplacement du tablier du pont enjambant la rivière Godbout (figure 3-1). Ce pont se situe sur la route 138 dans la municipalité de Godbout, faisant partie de la région administrative de la Côte-Nord. Le débit journalier moyen annuel sur ce pont est de 1480 véhicules, dont 340 camions (23%). Le pont de Godbout, initialement construit en 1960, consiste en 3 travées simples formées de 4 poutres en béton armé de 27 mètres de portée chacune. Le pont nécessite des travaux majeurs de réparation (MTMDET, 2017).



Figure 3-1 : Pont de Godbout avant les travaux de réfection (MTMDET, 2017)

La réfection de son tablier consiste entre autre à remplacer en phases les 4 poutres en béton armé par 4 poutres en acier continues sur les travées. La dalle sera formée d'un total de 46 dalles préfabriquées en béton réunies par des joints en BFUP. Une fois les travaux de réfection réalisés, les poutres mixtes auront un espacement de 3.575 mètres. La figure 3-2 illustre une section du tablier. Les joints transversaux sont représentés par les zones grisées verticales et ceux longitudinaux par celles horizontales. Des pochettes isolées de jonction où sont concentrés les goujons de cisaillement permettent de former un tablier mixte. Les détails des joints longitudinaux diffèrent de ceux transversaux : les premiers ont des barres en U espacées de 120 mm alors que les seconds ont des barres droites espacées de 180 mm, tel que montré sur la figure 3-3.



Figure 3-2 : Vue en plan d'une section du tablier (MTMDET, 2016)



Afin de permettre la circulation durant les travaux sur ce pont à deux voies, une dans chaque direction, les nouvelles poutres et les dalles préfabriquées seront installées en deux phases. Dans un premier temps, le côté aval sera fermé à la circulation afin de permettre la démolition et la reconstruction du tablier sur cette moitié. Lors de la reconstruction, les panneaux de dalles préfabriquées seront posés sur les deux poutres nouvellement installées. Une fois que toutes les dalles de cette portion seront installées, les joints transversaux entre les éléments ainsi que les goussets permettant la liaison dalles-poutres seront coulés. Lorsque la mise en place des parapets permanents et temporaires sera complétée, le trafic routier sera détourné vers cette nouvelle moitié. Dans un deuxième temps, le côté amont sera reconstruit suivant le même principe. Finalement, le joint longitudinal servant à réunir les moitiés amont et aval sera coulé. Ces travaux sont prévus pour être effectués au courant à l'été et de l'automne 2017.

L'utilisation de dalles préfabriquées, comparativement à une dalle coulée en place, permet de diminuer la durée des travaux, et ainsi limiter les répercussions sur les usagers de la route. Cette diminution de la durée des travaux est possible grâce à la préfabrication qui limite les activités à effectuer en chantier. Ainsi, la pose de l'armature et des coffrages en chantier devra uniquement être faite au niveau des joints, comparativement à toute la superficie du tablier pour une construction coulée en place. Également, étant donné que les dalles ont déjà la résistance requise lors de leur pose, le délai à respecter avant l'ouverture du pont à la circulation est très court étant donné qu'il ne dépend pas du mûrissement de la dalle au complet, mais plutôt de la cure des joints et des goussets en BFUP.

Bien que le projet de recherche soit basé sur la conception du Ministère faite pour le pont de Godbout, les résultats obtenus ne se limitent pas seulement à ce cas précis. En effet, les résultats seront applicables à tout autre projet comportant des dalles préfabriquées avec des joints en BFUP. C'est pour ces raisons que les charges imposées aux spécimens testés ne sont pas basées sur des analyses numériques qui auraient été faites pour le pont en question, mais plutôt sur les critères de conception en fatigue de la norme CSA-S6 (2014).

3.2 SURVOL DES SPÉCIMENS ET DE LEURS PARTICULARITÉS

3.2.1 DÉNOMINATION

Avant toute chose, une nomenclature a été définie afin de désigner de façon concise chacun des spécimens en fonction de ses propriétés, soit le type de béton utilisé, le type de cure, la disposition des armatures, ainsi que le type d'essai effectué. Le tableau 3-1 présente la description de chacun des termes composant ce nom. Concernant le type d'essai, le terme statique doit être compris comme étant un essai monotonique effectué jusqu'à la rupture.

Terme	Code	Description
	0_	Joint 35MPa
	2_	Joint BFUP 2 %
	2*_	Joint BFUP 2 % sans cure
I	3_	Joint BFUP 3 %
	/_	Aucun joint
	_0	Dalle en béton o rdinaire
	_f	Dalle en béton renforcé de fibres
Ш	D	Barres Droites
П	U	Barres en U
	С	Barres Collées
111	Р	Barres P rolongées (aucun joint)
	Q	Barres en Q uinconce
	0	0 barre parallèle au joint
IV/	1	1 barre parallèle au joint
1 •	2	2 barres parallèles au joint
	3	3 barres parallèles au joint
	S	Essai S tatique
V	F	Essai en Fatigue
	F*	Essai de rupture en Fatigue

 Tableau 3-1 : Nomenclature des spécimens de dalle (I-II-III-IV-V)

Les figure 3-4 et figure 3-5 illustrent ce en quoi constituent concrètement les termes II, III et IV présentés précédemment.







a) D-P-0





c) D-C-1



d) D-Q-0



e) D-Q-1



f) D-Q-2





3.2.2 PROPRIÉTÉS DES SPÉCIMENS

Les types de bétons, ainsi que les dimensions de chacun des spécimens sont présentés au tableau 3-2. Tous les spécimens ont une longueur de 2600 mm et une épaisseur de 225 mm. En ce qui concerne leur largeur, elle varie d'un spécimen à l'autre en fonction de la disposition des armatures. La conception des spécimens est basée sur les détails du pont réhabilité de Godbout fournis par le MTMDET. Ainsi, pour la majorité des spécimens, la disposition des armatures, l'épaisseur de la dalle et les types de bétons sont ceux définis par le Ministère pour ce pont.

Les joints des dalles ont une largeur de 200 mm. Les armatures 15M sont chevauchées sur 150 mm, soit l'équivalent de 10 diamètres de barre (d_b). Il est à mentionner que les plans complets des spécimens sont présentés à l'annexe A. Pour le béton ordinaire 35 MPa (BO35) des joints et le béton hautes performances 50 MPa (BHP50) des dalles, ces derniers sont conformes respectivement aux bétons types V et VIII du MTMDET. Les joints en BO35 quant à eux ont été formulés de façon à se rapprocher autant que possible d'un type V-P du cahier des charges et devis généraux (CCDG) (MTQ, 2016). En ce qui concerne les BFUP, il s'agit de mélanges commercialisés par Matériaux King qui les vend sous forme de matériau pré-ensaché. Les matériaux secs se retrouvent dans des sacs. Il suffit d'ajouter au prémix les fibres, le superplastifiant et l'eau. Les fibres utilisées sont des fibres Bekaert Dramix OL 13/.20, qui ont donc une d'une longueur de 13 mm et un diamètre de 0.2 mm. Finalement le béton fibré à hautes performances 70 MPa (BFHP70) est un béton, développé à Polytechnique, contenant 1% de fibres d'acier Bekaert Dramix 3D 65/35. Ce sont des fibres crochetées d'une longueur de 35 mm et de 0.55 mm de diamètre (élancement de 65). Les fibres utilisées pour les BFUP et le BFHP dans le cadre de ce projet sont illustrées à la figure 3-6. Il est à remarquer que les fibres de 0.2 mm de diamètres ont une couleur dorée. Ceci est en fait une fine couche de laiton superficielle sur la fibre nécessaire au procédé de fabrication des fibres. Les fibres sont fabriquées par tréfilage d'un fil d'acier qui est étiré jusqu'à l'obtention du bon diamètre. L'ajout d'une couche de laiton superficielle est nécessaire au procédé utilisé.

Spécimen	Nom ³	Béton de la dalle	Béton du joint	Largeur de la dalle	Nombre de barres	Espacement des barres	Largeur du joint	Longueur de chevauchement
#	I	I	I	шш	barres/lit	шШ	шш	шш
01	00-D-C-3-S	BO35	35 MPa	909	5	120	650	900
02	00-D-C-3-F	BO35	35 MPa	009	5	120	650	900
03	20-D-Q-1-S	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
04'	20-D-Q-0-F	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
05	20-D-Q-0-F*	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
90	20-D-Q-0-F	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
07	20-D-Q-0-F*	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
08	20-D-Q-0-F*	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
60	2*o-D-Q-1-F	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
10	20-D-Q-1-F	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
11	20-D-Q-2-F	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
12'	20-D-C-1-F	BHP50	BFUP 2%	720	4	180	200	150
13	20-U-Q-1-S	BHP50	BFUP 2%	620	5	120	200	150
14	20-U-Q-0-F	BHP50	BFUP 2%	620	5	120	200	150
15	2*o-U-Q-1-F	BHP50	BFUP 2%	620	5	120	200	150
16	20-U-Q-1-F	BHP50	BFUP 2%	620	5	120	200	150
17	30-D-Q-1-S	BHP50	BFUP 3%	720	4	180	200	150
18'	30-D-Q-1-F	BHP50	BFUP 3%	720	4	180	200	150
19	30-U-Q-1-S	BHP50	BFUP 3%	620	5	120	200	150
20'	30-U-Q-1-F	BHP50	BFUP 3%	620	5	120	200	150
21	2f-D-Q-1-F	BFHP70	BFUP 2%	720	4	180	200	150
22'	2f-U-Q-1-F	BFHP70	BFUP 2%	620	5	120	200	150
23	/o-D-P-0-F	BO35	Sans joint	480	4	120	I	I

Comportement de joints en BFUP entre dalles préfabriquées de ponts Rapport final – Résultats du programme expérimental et recommandations

³ Voir tableau 3-1



Figure 3-6 : Fibres d'acier Dramix 65/35 à crochets (gauche) et OL 13/0.20 (droite)

Tel que spécifié au devis (MTMDET, 2016), de l'armature 15M – 400W a été utilisée. Cependant, afin de réduire les coûts du projet de recherche, de l'acier non galvanisé a été utilisé. Par contre, il est mentionné dans un rapport du NCHRP (Helgason et al., 1976) que la galvanisation génère des contraintes dans l'armature. Ainsi, si ces contraintes s'avéraient être de la traction, cela pourrait réduire la résistance à la fatigue des barres d'armature.

Dans les spécimens, les barres transversales à la portée du spécimen (parallèles au joint) ont été épurées par rapport à la conception originale par soucis d'économie. En effet, seulement 2 barres par lit ont été conservées afin de soutenir les lits d'armatures orthogonaux. Ceci a été fait puisqu'il n'y a pas d'effort de flexion induit dans le sens transversal des spécimens lors des essais. Par contre, les barres parallèles au joint situées dans le joint, nommées « barres parallèles au joint » dans ce document, ont été conservées puisqu'il y a présence de BFUP dans le joint. Ainsi, la présence des barres parallèles au joint risque d'influencer l'orientation et la distribution des fibres dans le joint. C'est pourquoi certains spécimens n'ont pas ces barres sur le comportement des spécimens. Pour les 2 dalles en béton ordinaire, les barres parallèles au joint ont été conservées même s'il n'y a pas de fibre. Pour les dalles en béton fibré, les barres transversales à la portée du spécimen dans la dalle ont également été épurées, même s'il y a présence de fibres dans la dalle. Ce choix peut laisser à discuter. Cependant, l'analyse principale se situe au niveau du joint et non au niveau de la dalle.

3.2.3 GROUPES DE SPÉCIMENS

Le tableau 3-3 présente le calendrier des essais effectués et les caractéristiques du chargement appliqué. Les spécimens ont été répartis en cinq groupes. Le premier groupe, nommé « Conception », a pour but de vérifier la conception actuelle des joints de dalles réalisée par le Ministère en BFUP 2%. Le second groupe, « Variante BFUP », comporte les spécimens ayant des joints en BFUP 3%. Il permettra de comparer l'apport d'un BFUP plus performant sur le comportement en fatigue et à l'ultime des joints. Le troisième groupe, « Traditionnel », sert à comparer le concept des dalles préfabriquées avec une dalle continue sans joint, ainsi que d'autres dalles ayant un joint avec des barres chevauchées sur 600 mm dans un béton conventionnel comme utilisé dans les constructions en phases traditionnelles. Le quatrième groupe, « Optimisation », a pour but de voir l'apport sur la fissuration et sur le comportement de la dalle l'utilisation d'un béton fibré pour la dalle. Enfin, le cinquième groupe, « Normatif », servira d'amorce à une éventuelle étude visant à déterminer la résistance à la fatigue en termes d'écart de contraintes en fonction du nombre de cycles (courbes S-N) de barres d'armatures ancrées dans le BFUP.

Il est à noter que le prime (') succédant le numéro du spécimen signifie que la dalle a été carottée juste avant de la tester de façon monotonique qu'à la rupture.

Groupe	Spécimen	Nom	Nb cycles	Date début cycles	Date fin cycles	Date rupture
I	#	I	cycles	ı	I	I
	90	20-D-Q-0-F	7 200 000	12 août 2016	31 août 2016	31 août 2016
	10	20-D-Q-1-F	5 200 000	7 septembre 2016	21 septembre 2016	21 septembre 2016
	14	20-U-Q-0-F	5 000 000	28 septembre 2016	11 octobre 2016	11 octobre 2016
	15	2*o-U-Q-1-F	5 200 000	17 octobre 2016	31 octobre 2016	31 octobre 2016
	60	2*o-D-Q-1-F	5 000 000	4 novembre 2016	17 novembre 2016	17 novembre 2016
Conception	03	20-D-Q-1-S	ı	I	I	23 novembre 2016
	13	20-U-Q-1-S	ı	I	I	25 novembre 2016
	16	20-U-Q-1-F	5 300 000	30 novembre 2016	14 décembre 2016	14 décembre 2016
	11	20-D-Q-2-F	5 300 000	9 janvier 2017	23 janvier 2017	23 janvier 2017
	12'	20-D-C-1-F	5 300 000	27 avril 2017	11 mai 2017	15 mai 2017
	04'	20-D-Q-0-F	5 200 000	13 mars 2017	27 mars 2017	31 mars 2017
	17	30-D-Q-1-S	ı	I	I	3 mars 2017
Variante	18'	30-D-Q-1-F	5 300 000	27 janvier 2017	10 février 2017	15 février 2017
BFUP	19	30-U-Q-1-S	ı	I	I	6 juin 2017
	20'	30-U-Q-1-F	5 200 000	17 mai 2017	31 mai 2017	2 juin 2017
	01	00-D-C-3-S	ı	I	I	27 juin 2017
Traditionnel	02	00-D-C-3-F	5 100 000	29 juin 2017	27 juillet 2017	27 juillet / 2 août 2017
	23	/o-D-P-0-F	11 600 000	29 juin 2016	9 août 2016	17 février 2017
	21	2f-D-Q-1-F	5 300 000	6 avril 2017	20 avril 2017	20 avril 2017
	22'	2f-U-Q-1-F	5 000 000	8 juin 2017	21 juin 2017	22 juin 2017
	05	20-D-Q-0-F*	161 000	9 janvier 2018	I	11 janvier 2018
Normatif	07	20-D-Q-0-F*	1 240 000	6 février 2018	I	13 février 2018
	08	20-D-Q-0-F*	1 037 000	26 février 2018	I	1 ^{er} mars 2018

Tableau 3-3 : Calendrier des essais et caractéristiques du chargement

GRS – Polytechnique Montréal N/R: SR18-01

3.2.4 PARAMÈTRES ÉTUDIÉS

Un total de 23 spécimens de dalles a été fabriqué afin de tester différents paramètres concernant les joints situés entre les poutres. Ces spécimens sont en grande partie tous différents, excepté la présence de quelques doublons. Un spécimen type est formé de 3 parties, soit de 2 portions de dalle préfabriquée à réunir et d'un assemblage. Cet assemblage sert à réunir les barres en attente présentes dans les dalles préfabriquées et de faire en sorte de transmettre les efforts entre ces deux dalles. Les spécimens testés sont à grandeur réelle, c'est-à-dire à l'échelle 1:1 en ce qui a trait à la dimension du joint. Ainsi, chaque spécimen pourrait être obtenu à partir de découpes dans le tablier du pont projeté. La longueur des dalles, la portée d'essais, ainsi que la largeur des spécimens ont été fixées en considérant la capacité des équipements de chargement.

L'étude porte sur l'analyse du comportement mécanique des joints lors de la pré-fissuration précédent le chargement de fatigue, à l'état limite de fatigue, ainsi qu'à l'ultime selon plusieurs paramètres :

- La <u>variabilité intrinsèque de deux spécimens identiques</u>. Afin de valider que deux spécimens possédant exactement les mêmes propriétés donnent des résultats similaires (en pré-fissuration et en fatigue), deux spécimens identiques seront testés.
 - o Dalle 04' (20-D-Q-0-F) et Dalle 06 (20-D-Q-0-F) [Avant rupture]
- L'<u>effet d'une cure humide de 7 jours sur les joints</u>. Bien qu'il soit préférable d'effectuer une cure humide sur le béton afin d'obtenir les meilleures performances possibles, il a été décidé de tester un joint transversal et un longitudinal sans cure au niveau du BFUP. Ce choix a été fait, puisque sur le pont réel, aucune cure humide n'est prévue dans le but d'accélérer les travaux. Le devis exige seulement de laisser les coffrages en place au minimum 24 heures et jusqu'à ce qu'un clou ne puisse pas être enfoncé à l'aide d'un marteau. Il s'est avéré par contre que, sur le pont réel, une cure humide de 4 jours a été effectuée sur les joints en BFUP. Il est à savoir que dû aux dévers présents sur le pont de Godbout, les joints seront coffrés à la fois par le dessous et par le dessus.
 - o Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) et Dalle 10 (2o-D-Q-1-F)
 - o Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) et Dalle 16 (2o-U-Q-1-F)
- L'<u>effet de la fatigue</u> comparativement à une dalle non endommagée. Afin de quantifier
 l'effet de la fatigue sur la résistance résiduelle des joints, des dalles n'ayant subi aucun
 chargement de fatigue serviront de référence.
 - Dalle 02 (00-D-C-3-F) et Dalle 01 (00-D-C-3-S)

- o Dalle 10 (20-D-Q-1-F) et Dalle 03 (20-D-Q-1-S)
- o Dalle 16 (20-U-Q-1-F) et Dalle 13 (20-U-Q-1-S)
- Le <u>pourcentage de fibres dans le matériau du joint</u>, BFUP 2% ou BFUP 3%. Bien que la conception initiale prévoie l'utilisation d'un BFUP 2% dans les joints, 4 spécimens avec un BFUP 3% ont été fabriqués. L'apport mécanique d'un BFUP plus performant pourra alors être quantifié.
 - o Dalle 03 (20-D-Q-1-S) et Dalle 17 (30-D-Q-1-S) [Après rupture]
 - o Dalle 10 (20-D-Q-1-F) et Dalle 18' (30-D-Q-1-F) [Avant rupture]
 - o Dalle 13 (20-U-Q-1-S) et Dalle 19 (30-U-Q-1-S) [Après rupture]
 - o Dalle 16 (20-U-Q-1-F) et Dalle 20' (30-U-Q-1-F) [Avant rupture]
- La <u>disposition des armatures au niveau du joint</u>, barres chevauchées collées ou en quinconce. Bien que dans tous les joints entre les dalles préfabriquées sur le pont de Godbout les armatures soient chevauchées en quinconce, il sera intéressant de comparer l'efficacité de la position des barres dans les joints. Ceci permettra de voir avec quelle tolérance les barres doivent être positionnées, ainsi que la disposition à privilégier lors d'éventuels projets.
 - o Dalle 12' (20-D-C-1-F) et Dalle 10 (20-D-Q-1-F) [Avant rupture]
 - o Dalle 12' (20-D-C-1-F) et Dalle 04' (20-D-Q-0-F) [Après rupture]
- Le <u>type de béton utilisé pour les dalles préfabriquées</u>, BFHP ou BHP. Deux dalles en BFHP, ont été fabriquées afin de voir l'apport des fibres dans la dalle. Le pourcentage de fibres dans le BFUP des joints a été sélectionné en fonction des résultats obtenus dans les dalles homologues en BFUP 2% et BFUP 3%.
 - o Dalle 21 (2f-D-Q-1-F) et Dalle 10 (2o-D-Q-1-F)
 - o Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) et Dalle 16 (20-U-Q-1-F) [Avant rupture]
 - o Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) et Dalle 20' (30-U-Q-1-F) [Après rupture]
- Le type de joint, longitudinal (barres en U) ou transversal (barres droites). La conception du pont de Godbout prévoit l'utilisation de barres recourbées dans le joint longitudinal afin d'accroître l'efficacité de l'ancrage des barres, étant donné que ces joints doivent supporter des efforts supérieurs que ceux imposés aux joints transversaux. Il est à noter que les enrobages diffèrent dans ces deux types de joints, puisque les lits d'armatures sont

orthogonaux dans le tablier du pont et se retrouvent par conséquent à des hauteurs différentes.

- o Dalle 13 (20-U-Q-1-S) et Dalle 03 (20-D-Q-1-S)
- o Dalle 16 (20-U-Q-1-F) et Dalle 10 (20-D-Q-1-F)
- o Dalle 14 (20-U-Q-0-F) et Dalle 06 (20-D-Q-0-F)
- o Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) et Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)
- o Dalle 19 (30-U-Q-1-S) et Dalle 17 (30-D-Q-1-S)
- o Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) et Dalle 18' (3o-D-Q-1-F) [Avant rupture]
- o Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) et Dalle 21 (2f-D-Q-1-F) [Avant rupture]
- Le <u>nombre de barres parallèles au joint</u>. Tel que mentionné précédemment, la présence de barres parallèles au joint dans le joint pourrait modifier l'orientation des fibres. Ainsi, des spécimens comportant le même nombre de barres que dans le pont de référence ont été fabriqués dans le but de vérifier l'impact de ces barres. La norme exige un espacement maximal des armatures à l'intérieur d'une dalle continue. Cependant, à proximité des joints, il arrive que cet espacement ne soit pas respecté si une seule barre est utilisée. C'est pourquoi il arrive que 2 barres soient exigées au niveau des joints transversaux. Il est à mentionner que la capacité en traction du BFUP à l'intérieur du joint n'a pas été considérée lorsque ce choix a été effectué.
 - o Dalle 06 (20-D-Q-0-F) et Dalle 10 (20-D-Q-1-F) et Dalle 11 (20-D-Q-2-F)
 - o Dalle 14 (20-U-Q-0-F) et Dalle 16 (20-U-Q-1-F)
- La présence d'un joint en BFUP. Un spécimen sans joint (dont les barres sont continues d'un bout à l'autre du spécimen) a été fabriqué en s'appuyant sur la disposition des armatures à l'intérieur de la dalle d'une dalle représentant un joint longitudinal. Il permettra de voir l'influence du joint d'une dalle préfabriquée par rapport à une dalle coulée en place.
 - o Dalle 14 (20-U-Q-0-F) et Dalle 23 (/o-D-P-0-F)
- La présence d'un joint conventionnel en béton ordinaire. Deux spécimens représentant un joint traditionnel chevauché sur 600 mm ont été fabriqués. Ce joint possédant des barres droites a été dimensionné selon la disposition des armatures des dalles comportant un joint longitudinal. Ces spécimens serviront à comparer le comportement des joints en BFUP et celui des joints conventionnels. De plus, l'impact d'un joint conventionnel par rapport à une dalle coulée en place pourra être déterminé.

- o Dalle 01 (00-D-C-3-S) et Dalle 13 (20-U-Q-1-S) [Après rupture]
- o Dalle 02 (0o-D-C-3-F) et Dalle 14 (2o-U-Q-0-F)
- o Dalle 02 (00-D-C-3-F) et Dalle 23 (/o-D-P-0-F)
- L'écart de contraintes en fatigue dans les armatures. Ces dalles serviront à tester les joints avec des charges en fatigue causant des écarts de contraintes dans les armatures audelà de ce que prescrit la norme (125 MPa) comme écart de contraintes admissibles en fatigue. Des écarts de contraintes de 200 MPa seront appliqués à deux spécimens et de 300 MPa à un seul spécimen. Une telle étude demanderait un nombre important de spécimens et ceux fabriqués ont comme objectif de pouvoir être utilisés à titre comparatif dans une étude éventuelle dont la portée excède celle de la présente.
 - o Dalle 05 (20-D-Q-0-F*) et Dalle 07 (20-D-Q-0-F*) et Dalle 08 (20-D-Q-0-F*)

3.3 Essais matériaux

Une grande quantité de spécimens de caractérisation ont été coulés afin de connaître les paramètres des bétons utilisés. Ainsi, pour chacune des coulées, un volume de béton était réservé à la fabrication de ces échantillons. Le type d'échantillons diffère selon le type de béton (avec ou sans fibres) et selon le type d'essai réalisés (compression, traction ou flexion).

Les essais de compression sur cylindres de béton (4 pouces de diamètre) ont été effectués conformément à la norme CSA-A23.2-9C (CSA, 2009) autant pour les bétons ordinaires que pour les bétons renforcés de fibres. Les essais de flexion sur prismes entaillés (150x150x600mm) sont inspirés de ceux de la norme européenne EN 14651 (CEN, 2005). Les essais de flexion sur dallettes prismatiques (50x150x400mm) ont été adaptés de la norme suisse (SIA, 2015). Ceux de traction sur os (Beaurivage, 2009) ont été développés à Polytechnique. Pour ces trois essais sur bétons renforcés de fibres, soit les prismes entaillés, les dallettes prismatiques et les os, les spécimens ont été coulés de manière à orienter préférentiellement les fibres dans le sens des efforts de traction. Le montage de ces essais, ainsi que les spécimens sont représentés à la figure 3-7. Les essais brésiliens (4 et 6 pouces de diamètre), utilisés pour tester quelques béton ordinaires en traction, ont été réalisés selon l'esprit de la norme CSA-A23.2-13C (CSA, 2009). Finalement, les essais de traction directe réalisés sur les barres d'armatures sont conformes à la norme ASTM-E8 (ASTM E8/E8M-16a, 2016).



a) Prisme entaillé (essai)



c) Dallette prismatique (essai)



e) Os (essai)



b) Prisme entaillé (spécimen testé)



d) Dallette prismatique (spécimen testé)



f) Os (spécimen testé)

Figure 3-7 : Spécimens de caractérisation
3.4 FABRICATION

Tout d'abord, il est important de mentionner que les notations spatiales (nord, sud, ouest, est) utilisées tout au long du projet sont basées sur l'orientation géographique de la dalle une fois installée sur le banc d'essai du laboratoire de structures de Polytechnique Montréal.

3.4.1 DALLE SANS JOINT

Suite à des retards pour la fabrication des dalles par une entreprise externe, une première dalle a été fabriquée entièrement au laboratoire, soit la dalle 23 (/o-D-P-0-F). Dû à la faible taille du malaxeur (maximum de 140 litres par gâchée), c'est une dalle plus étroite que les autres qui a été fabriquée. Un total de 3 coulées successives a été fait afin de couler l'ensemble de la dalle, ainsi que les échantillons de caractérisation. Tel que représenté sur la figure 3-8, la première gâchée a été coulée à une extrémité de la dalle, la seconde à l'autre et la troisième au centre. Cette façon de couler avait pour but d'éviter d'avoir des joints froids perpendiculairement aux efforts de cisaillement, afin de ne pas réduire la résistance au cisaillement de la dalle. Le béton a été remué dans le coffrage entre chaque coulée afin d'éviter autant que possible d'avoir la présence de ces joints froids. Pour cette dalle seulement, les barres transversales à l'axe du spécimen au niveau du lit inférieur ont été prolongées de sorte à les faire dépasser du coffrage. L'objectif était de pouvoir déplacer la dalle une fois que la résistance du béton était suffisante.



Figure 3-8 : Étapes de coulé de la dalle 23 (/o-D-P-0-F) (Vue de l'axe longitudinal)

3.4.2 DALLES AVEC JOINT

Les autres spécimens ont été fabriqués par l'entreprise de préfabrication Béton Génial située à Saint-Jean-sur-Richelieu. Les coffrages étaient faits de mélamine, ce qui a évité l'utilisation d'huile à coffrage. De plus, cela a permis de faciliter le décoffrage, surtout au niveau des joints où les barres d'armatures sortent du coffrage, puisque la mélamine se casse facilement. Pour faire la forme du joint, un morceau de MDF coupé de sorte à avoir la section trapézoïdale requise a été utilisé. Il est à mentionner qu'un coffrage individuel à usage unique pour chaque dalle a été fabriqué. La figure 3-9 présente quelques clichés de ces coffrages.



a) Demi-dalles

b) Armatures en attente

Figure 3-9 : Coffrages

Presque toutes les demi-dalles ont été coulées alors que la moitié correspondante était positionnée adéquatement afin de former une dalle complète. Cela a permis de s'assurer qu'il n'y avait pas de conflit des barres d'armatures en attente au niveau du joint. Faute d'espace disponible, les demi-dalles avec joint de 650 mm ont été coulées séparément.

Les dimensions des coffrages respectent une tolérance selon les plans de ± 1 mm, les enrobages une tolérance de ± 2 mm et la disposition des armatures une tolérance de ± 5 mm. Ces tolérances s'appliquent à tous les spécimens fabriqués dans le cadre de ce projet de recherche. Seule la disposition des armatures au niveau des barres en U varie selon ce qui a été demandé. En effet, les barres en U n'étaient pas pliées exactement comme requis, certaines branches des U étaient plus longues que d'autres. Par contre, lors du positionnement des barres droites collées aux barres en U, la longueur de chevauchement devait prévaloir sur la position de l'armature. Ces variations ont été identifiées et notés sur les plans tels que construits présentés à l'annexe B.

Les coulées des dalles ont eu lieu à différentes dates. Le béton a été produit chez un producteur de béton (Carrières Bernier) situé à quelques kilomètres du lieu de fabrication des spécimens, puis livré dans des camions malaxeurs.

Les dalles en BFHP ont d'abord été coulées. Tous les constituants ont été introduits dans le camion malaxeur chez le producteur, excepté les fibres qui ont été ajoutées manuellement dans le camion une fois rendu à l'usine de préfabrication. Un technicien de Polytechnique Montréal a effectué la formulation de ce béton, ainsi que la supervision de sa production et de sa coulée. Un total de 2 m³ de béton fibré a été produit, même si cette quantité est bien supérieure à ce qui était requis. Ce grand volume avait pour objectif d'obtenir un mélange homogène. Cependant,

a posteriori, le mélange n'était pas parfaitement homogène et un volume de 3 m³ aurait dû être fait.

Pour ce qui est des coulées des bétons de 50 MPa et 35 MPa, ces dernières ont été faites successivement la même journée. Les formulations de ces bétons proviennent du même producteur de béton. Ils sont conformes aux bétons normalisés du CCDG (MTQ, 2016), soit respectivement les types VIII et V. Le contrôle qualité et les ajustements à effectuer en chantier ont été faits par le responsable du producteur de béton. Le béton de ces dalles a été vibré à l'aide d'aiguilles vibrantes.

Des clous de levage, pour pouvoir déplacer les spécimens ont été installés lorsque le béton était encore frais. Finalement, la finition de toutes les dalles a été faite par l'équipe de Polytechnique Montréal et de l'usine de préfabrication.

3.4.3 GRANULATS EXPOSÉS

Afin d'augmenter l'adhérence entre la dalle et le joint en BFUP, le devis du pont de Godbout spécifie des surfaces à granulats exposés ayant une amplitude de 3 à 6 mm à l'interface des joints. Pour le projet de recherche, cette rugosité a été obtenue par abrasion au jet de sable une fois que la cure humide a été terminée. La figure 3-10 illustre la réalisation des surfaces à granulats exposés au jet de sable, ainsi que le résultat obtenu sur une des dalles.





a) Réalisation b) Résultat de la dalle 19 (30-U-Q-1-S) Figure 3-10 : Abrasion au jet de sable

3.4.4 JOINTS

Les joints ont été coulés au moins 28 jours après que les dernières dalles aient été coulées afin de limiter l'influence du retrait des dalles et d'être représentatif de la réalité. En effet, selon le devis du pont de référence, ainsi que le CCDG (MTQ, 2016) les dalles doivent être transportées au chantier uniquement après que la période de cure soit complétée, soit lorsque l'élément aura atteint la résistance en compression du béton spécifiée à 28 jours. Environ 24 heures avant la coulée des joints, les surfaces des dalles en contact avec les joints ont été mouillés puis conservées humide à l'aide d'un jute mouillé, le tout recouvert d'une pellicule de polyéthylène. Le tout a été retiré environ une heure avant la coulée, afin d'obtenir une surface saturée superficiellement sèche. Le fond des coffrages a été asséché.

Tous les joints en BFUP 2% des dalles en béton ordinaire ont été coulés à l'usine en une seule gâchée dans un malaxeur à axe de rotation horizontal. À la sortie du malaxeur, le BFUP a été versé dans une benne. Un petit problème est par contre survenu : des boulettes de prémix se sont formées dans le mélange. Ces boulettes, ayant une densité plus faible que le reste du mélange, remontaient à la surface. Elles ont alors été écrasées manuellement et mélangées à l'aide d'un embout mélangeur fixé à une perceuse électrique afin d'obtenir un mélange homogène. La quantité de BFUP requis a été mal évaluée et seulement quelques spécimens de caractérisation ont pu être coulés. De plus, la dernière dalle coulée (dalle 15 (2*o-U-Q-1-F)) a reçu la fin du contenu de la benne ainsi qu'une grande quantité de boulettes de prémix non-écrasées qui avaient remonté en surface. Ces boulettes ont donc été écrasées manuellement dans le coffrage. Le béton a également été remélangé manuellement à même le joint afin d'homogénéiser autant que possible le mélange. Malheureusement, cette dalle est celle qui n'a pas subi de cure humide. Ce point sera discuté dans le chapitre d'analyse.

Une fois terminées, les demi-dalles et les dalles complètes ont été livrées sur un camion au laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal. C'est alors que les joints restants ont pu être coulés au laboratoire. Ainsi, les joints en BFUP 3% et en béton conventionnel ont été coulés au laboratoire compte tenu du faible volume de gâchée et par soucis d'économie. Suite aux résultats obtenus sur les dalles testées, il a été décidé de couler les joints des deux dalles de BFHP en BFUP 2%. Cette coulée a également eu lieu au laboratoire.

Le béton ordinaire des joints a été formulé avec les matériaux disponibles au laboratoire afin d'avoir un mélange se rapprochant le plus possible du type VP du MTMDET. La maniabilité a été augmentée afin d'avoir un matériau le plus autoplaçant possible afin de faciliter sa mise en place dans les coffrages. L'exigence de teneur en air du type VP n'a pas été considérée. Des coups de marteaux ont été donnés sur le côté des coffrages des joints afin de vibrer quelque peu le béton. Lors des coulées au laboratoire, un malaxeur d'une capacité de 140 litres a été utilisé. Ainsi, plusieurs coulées étaient requises pour un même type de béton. Pour chaque coulée, le béton a été versé dans des seaux à la sortie du malaxeur pour pouvoir être versé par la suite dans les coffrages. Lors de la coulée des joints, autant à l'usine qu'au laboratoire, le béton a été versé au centre des joints afin d'avoir une orientation similaire des fibres dans tous les spécimens. Par contre, à l'usine, l'ouverture de la benne faisait pratiquement la largeur complète d'un joint.

3.4.5 CURE DU BÉTON

Toutes les dalles ont subi une cure de 7 jours, c'est-à-dire environ 24 heures avec un film polyéthylène sur la surface supérieure, suivi de 6 jours avec un jute humide couverte d'un film de polyéthylène. Le jute était conservé humide tout le long de la cure avec un apport manuel d'eau quelques fois par jour, incluant la fin de semaine, excepté pour la dalle coulée au laboratoire où il n'y a pas eu d'arrosage durant la fin de semaine. Les coffrages sont restés en place tout au long de la cure. Pour les joints, ceux coulés à l'usine ont subi exactement la même cure que les dalles. Pour les joints coulés au laboratoire, le même principe de cure était appliqué, excepté qu'un boyau perforé fournissait un apport d'eau en continu.

3.5 MONTAGE EXPÉRIMENTAL

L'objectif des essais est de tester les joints en flexion positive. Pour ce faire, un montage expérimental a été élaboré afin de créer une zone de moment constant au niveau du joint.

3.5.1 DESCRIPTION

Le montage utilisé est présenté à la figure 3-11. Il consiste en un vérin hydraulique soutenu par un assemblage de poutres d'acier, nommé ci-après bâti. Le vérin applique une charge sur un système de chargement permettant de répartir la charge sur 2 rouleaux distancés de 600 mm pour la majorité des spécimens ou de 925 mm pour deux d'entre eux. En effet, pour les dalles comportant un joint de 650 mm, soit les dalles 01 (0o-D-C-3-S) et 02 (0o-D-C-3-F), le système de chargement a dû être modifié afin de ne pas charger directement sur le joint. Pour ce faire, un profilé tubulaire plus long a été ajouté au système de chargement, afin d'obtenir un espacement supérieur des rouleaux. Le poids du système de chargement plus grand pour ces spécimens a été tenu en compte dans les calculs. Les systèmes de chargements utilisés sont illustrés sur la figure 3-12. Le joint testé se retrouve donc au centre de ces appuis mobiles. Des appuis rotulés à chaque extrémité de la dalle supportent cette dernière. L'appui ouest (à gauche sur la photo) est sur rouleaux et l'appui est (à droite sur la photo) est fixe. Ce montage isostatique permet un libre

déplacement de la dalle horizontalement à l'extrémité ouest et fait en sorte de ne pas induire d'effet d'arc dans la dalle. Le bon fonctionnement des appuis a pu être vérifié lors des essais puisque les rouleaux se déplaçaient bel et bien lors du chargement. Finalement, le tout est fixé sur des appuis en acier (appuis de couleur verte sur la photo) afin d'avoir accès au-dessous des spécimens.



Figure 3-11 : Montage expérimental



a) Rouleaux espacés de 600 mm



de 600 mmb) Rouleaux espacés de 925 mmFigure 3-12 : Systèmes de chargement

Un coulis d'« Ultracal 30 » a été mis en place entre chacun des éléments du montage afin que tout soit de niveau et que la répartition des efforts soit adéquate. En effet, du coulis se retrouve entre le plancher et les appuis verts, entre les appuis verts et les plaques des appuis mobile et fixe, ainsi qu'entre les plaquettes d'appui et le spécimen. Des cornières relient également la plaque de l'appui mobile à celle de l'appui fixe, tout en étant ancrée dans chacun des appuis verts. Ceci permet d'éviter que les appuis s'éloignent et d'avoir à replacer le montage à chacun des essais.

Finalement, un pulsateur Amsler contrôlé manuellement permet d'effectuer les chargements, qu'ils soient statiques ou dynamiques.

3.5.2 AVANTAGES DU MONTAGE

En s'installant dans la zone en porte-à-faux du bâti, malgré le problème de vibration et de flexibilité de la poutre, plusieurs avantages étaient recherchés. D'abord, les deux faces latérales de la dalle testée étaient visibles et accessibles en tout temps, ce qui permettait de tracer les fissures et d'accéder à l'instrumentation facilement. Également, étant en porte-à-faux, l'installation et la désinstallation des spécimens et du système de chargement étaient beaucoup plus aisés. En effet, tel que l'illustre la figure 3-13, il suffisait d'enfiler directement avec le pont roulant ces items et de les positionner sur le montage toujours avec le pont roulant. Ainsi, aucun lève-palettes n'était nécessaire, sauvant ainsi manipulations, temps et améliorant la précision du positionnement.



Figure 3-13 : Insertion de la dalle

De plus, il était préférable de positionner l'essai le plus proche possible du pulsateur situé au nord de la partie en porte-à-faux du bâti en acier. Ceci permettait de limiter la longueur des tuyaux hydrauliques rigides reliant le pulsateur au vérin, réduisant ainsi la vibration dans les tuyaux et la nécessité de resserrer les jonctions entre les tuyaux. De plus les pertes de charges étaient amoindries et par le fait même ceci augmentait la course dynamique disponible du vérin. Ces tuyaux ont de plus été rigidifiés à trois endroits afin de réduire autant que possible leur vibration lors des essais en fatigue. La figure 3-14 montre les supports de bois permettent la rigidification du tuyau hydraulique.



Figure 3-14 : Rigidification du tuyau hydraulique

Tout au long des essais, des améliorations ont été faites afin de faciliter la mise en place des dalles et du système de chargement. Par exemple, des gabarits ajustables ont été fabriqués. Cela a permis une mise en place plus rapide et plus précise de la dalle sur les appuis inférieurs (figure 3-15). Des gabarits différents mais ayant la même utilité servaient pour le positionnement du système de chargement sur la dalle (figure 3-16).



a) Appui ouest b) Appui est Figure 3-15 : Gabarits de positionnement de la dalle sur les appuis inférieurs



Figure 3-16 : Gabarits de positionnement du système de chargement sur la dalle

3.5.3 PROBLÉMATIQUES

La présence du vérin sur le porte-à-faux induit des efforts de traction dans les boulons d'ancrage de la poutre d'appui du bâti opposé à l'essai. Un cadre post-tensionné, montré sur la figure 3-17, a donc été fixé au niveau de cet appui afin de limiter les efforts dans ces boulons.



a) Montage en porte-à-faux



b) Cadre post-tensionné

Au courant du premier essai, soit la dalle 23 (/o-D-P-0-F), la poutre sur laquelle le vérin est fixé subissait une forte vibration latérale, causant ainsi un déplacement latéral du spécimen. En cours d'essai cyclique, la dalle est entrée en contact avec le capteur de flèche nord, faussant ainsi les valeurs mesurées. Ce capteur n'a pas été considéré lors du traitement des résultats. Pour remédier au problème de vibration, un contreventement a été ajouté au niveau de l'appui est du bâti. Il est à mentionner que l'appui ouest du bâti était déjà retenu latéralement. De plus, une courroie du pulsateur est sortie de sa position. Une fois une nouvelle courroie mise en place et le contreventement ajouté, la vibration du cadre a grandement diminuée. Ainsi, la dalle a arrêté de se déplacer latéralement et les charges imposées par le pulsateur sont devenues beaucoup plus stables.

Concernant les dalles ayant un joint plus large en béton ordinaire plutôt qu'en BFUP, c'est-à-dire les dalles 01 (0o-D-C-3-S) et 02 (0o-D-C-3-F), les appuis du système de chargement arrivent très près des creux des clous de levage. Afin d'avoir un flux de contraintes le plus uniforme possible, ces creux (un total de 4 par dalle) ont été remplis avec un mortier. Ce mortier a été formulé afin d'avoir une composition similaire au béton de la dalle 23 (/o-D-P-0-F), étant donné que cette dalle est également composée d'un béton ayant une résistance de 35 MPa en compression. L'objectif est d'avoir un mortier ayant un module élastique similaire à celui de la dalle. La surface de ces creux a d'abord été bouchardée afin d'améliorer l'adhérence du mortier. Une fois coulé, le mortier a été protégé d'un plastique durant environ 24 heures, puis conservé humide jusqu'au moment des essais. Il est à noter que les essais ont eu lieu plus d'une semaine après la fabrication du mortier. La figure 3-18 illustre un de ces creux à son état initial, avec bouchardage et une fois rempli de mortier.



a) Initial

b) Bouchardé b) Rempli de mortier Figure 3-18 : Creux des clous de levage

Lors du démarrage de l'essai de la dalle 02 (0o-D-C-3-F), un bris au niveau du pulsateur est survenu. Après avoir changé un fusible de la boîte électrique, l'essai cyclique a été relancé. Le pulsateur s'est arrêté après quelques heures seulement après le début de l'essai. Cet arrêt a probablement été causé par la charge qui a trop diminué et qui a déclenché les aiguilles de sécurité (voir section 3.7). La courroie du pulsateur est également sortie de sa position. L'essai a donc dû être relancé. Par la suite, dû à une panne électrique planifiée, l'essai a été arrêté après environ 3.25 million de cycles. Lors du redémarrage de l'essai, la fréquence de pulsation était plus faible que la normale (2 Hz). Elle a été augmentée graduellement jusqu'à atteindre la fréquence habituelle (4.4 Hz) au bout de quelques heures. Au bout des 5 millions de cycles souhaités, une mise en charge afin de mener le spécimen à la rupture a été effectuée. Arrivé à la capacité du vérin, la dalle résistait toujours. La dalle a alors été déchargée, afin d'ajouter un deuxième vérin identique afin de doubler la capacité de chargement. Les vérins ont été positionnés symétriquement par rapport à la dalle (figure 3-19). Des plaques d'acier, dont le poids propre a été considéré dans la charge appliquée, permettent de redistribuer les efforts venant des vérins au système de chargement. Une deuxième cellule de charge a été insérée sous ce nouveau vérin. Cette fois, la mise en charge n'a pas été faite par le pulsateur, mais plutôt par une pompe Amsler indépendante chargeant simultanément d'une même pression les deux vérins.



Figure 3-19 : Montage pour la seconde mise en charge de la dalle 02 (0o-D-C-3-F)

3.6 INSTRUMENTATION

L'instrumentation installée sur chaque spécimen est composée de capteurs pour la lecture des flèches, de l'ouverture des fissures, de la charge appliquée et finalement, pour un spécimen seulement (dalle 23 (/o-D-P-0-F)), de jauges pour mesurer les déformations du béton.

Afin d'éviter de créer des zones de faiblesse dans les spécimens, les tiges supportant les capteurs d'ouverture de fissure ont été collées sur la surface des dalles sans y percer de trou préalablement. Afin d'avoir une surface de contacts adéquate pour éviter que les capteurs ne se décollent, de petites plaques minces d'acier (12 x 22 x 1.7 mm) pour les tiges simples ont été soudées sur des tiges filetées. Le sens long de la plaque est installé parallèlement aux appuis, donc parallèlement aux fissures de flexion. Pour ce qui est des capteurs pour les ouvertures de l'interface dalle-joint, deux tiges ont été soudées sur une plaque mince (12 x 45 x 1.7 mm) dans le but de faciliter le collage des tiges et afin de s'assurer que les tiges se déplacent de la même distance lors des essais. Les cornières mesurant les flèches dynamiques et statiques ont également été collées sur les faces latérales de la dalle pour les mêmes raisons explicitées précédemment. Ces supports de capteurs sont illustrés à la figure 3-20.





a) Tiges capteurs fissures (simple et double) *Figure 3-20 : Supports de capteurs*

Seuls les LVTD étaient installés lors des essais cycliques (dynamique) pour mesurer les flèches. Par la suite, lors des essais à la rupture des spécimens, les potentiomètres à cordes étaient installés sur les crochets fixés aux cornières. Ces capteurs permettent de mesurer une flèche plus grande que les LVDT. De plus, les potentiomètres à corde ont un comportement hystérétique, c'est-à-dire que les valeurs fournies par ces capteurs ne sont pas tout à fait les mêmes lorsque la corde est tirée et lorsqu'elle est relâchée. Ainsi, ce comportement n'est pas adéquat, puisqu'à une même flèche réelle, la valeur mesurée diffère légèrement lorsque la dalle descend et lorsqu'elle remonte. Par contre, la répétabilité des valeurs est excellente pour une même direction de mouvement de corde. De plus, une tension plus ou moins élevée existe dans le câble du capteur, causé par la force de rappel du capteur. Ainsi, puisque les cornières sont seulement collées, cette force pourrait potentiellement à long terme faire décoller la plaque. Finalement, c'est également afin de

prévenir l'usure de ces capteurs que les câbles des potentiomètres à corde sont fixés aux cornières uniquement lors de l'essai à la rupture. Les LVDT sont par-contre laissés en place afin d'avoir une redondance dans les valeurs de la plage de lecture des LVDT. Ainsi, 2 potentiomètres à cordes permettent de suivre chacune des flèches (4 capteurs au total). Par triangulation, il est alors possible d'avoir le déplacement vertical (flèche) et celui horizontal. Ces capteurs mesurant les flèches sont présentés sur la figure 3-21.



a) LVDT

b) Potentiomètres à corde Figure 3-21 : Capteurs de flèches

Les potentiomètres linéaires permettent de capter l'ouverture des fissures sur une certaine plage, soit d'environ 200 mm sur la face inférieure du spécimen, tel que le montre la figure 3-22. Ainsi, il ne s'agit pas de l'ouverture de chacune des fissures, mais plutôt de l'allongement du capteur provoqué par l'apparition d'une ou plusieurs fissures et de la déformation élastique du béton. Deux capteurs supplémentaires sont installés afin de mesurer l'ouverture des interfaces dalles-joints. Un autre capteur sert également pour mesurer uniquement la fissuration du joint en BFUP. Tous ces capteurs d'ouverture de fissure sont présents tout le long des essais, sauf lorsque les dalles sont carottées avant la mise en charge à la rupture. En effet, les capteurs devaient être enlevés pour prélever un échantillon mais n'étaient pas remis en place par la suite. Cette décision a été prise, puisqu'il est pratiquement impossible de reposer les capteurs d'ouverture de fissure avant et après rupture.



Figure 3-22 : Capteurs d'ouverture de fissures

Après le dernier essai, les potentiomètres linéaires pour la mesure des ouvertures de fissures de la dalle et les LVDT de mesure de la flèche ont été ré-étalonnés afin de s'assurer que la qualité des lectures des capteurs ne s'est pas détériorée au fil des essais cycliques. L'écart de la pente par rapport à la calibration au début des essais varie de 0.08% à 0.27%, ce qui plus qu'acceptable sachant que la précision du manufacturier sur la pente de ces capteurs est de 0.25%.

Sur la dalle 23 (/o-D-P-0-F), des jauges d'extensométrie ont été collées sur la surface supérieure de la dalle afin de mesurer les déformations dans la zone comprimée des dalles. Ces jauges permettent de suivre les déformations du béton comprimé. Finalement, une cellule de charge permet en tout temps d'enregistrer la charge imposée par le vérin sur la dalle.

L'ensemble de l'instrumentation est relié à un système d'acquisition permettant d'enregistrer l'ensemble des valeurs en continu ou par intervalle de temps. Il est important de mentionner que le pulsateur n'est pas relié au système d'acquisition et que l'ajustement manuel des charges imposées aux spécimens se fait à l'aide des valeurs provenant de la cellule de charge.

3.7 PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL

Il est important de comprendre le fonctionnement du vérin et du pulsateur. Le pulsateur envoie et retire un volume d'huile constant du vérin. L'huile envoyée par le pulsateur est emmagasinée dans la chambre du vérin. Cette chambre s'étire lorsque de l'huile est ajoutée et, inversement, se comprime lorsque l'huile est retirée. En s'étirant, le vérin applique une charge et en se comprimant retire une charge. Tous les réglages sont faits manuellement et de manière non automatisée. Il est

bon de savoir que le pulsateur permet à la fois de faire des essais statiques et des essais cycliques. Afin d'ajuster les charges, c'est-à-dire la charge minimale et maximale, 2 manivelles sont à ajuster. La première nommée P_{min} sert à régler la charge minimale. Cependant, en modifiant P_{min}, les charges minimale et maximale varient dans la même direction. Pour ce qui est de l'écart entre ces 2 charges, elle peut être modulée en modifiant la position de la manivelle P_{max}. Par contre, en jouant avec P_{max}, les charges minimale et maximale changent en même temps en sens opposé. De plus, ces manivelles sont relativement sensibles. Une variation de quelques degrés sur une manivelle peut faire varier les charges de plusieurs dixièmes de kilonewtons. Un système de sécurité est également en place sur le pulsateur. En effet, des aiguilles ajustables manuellement sont présentes sur les cadrans indicateurs de charges du pulsateur. Ces aiguilles permettent de faire arrêter le pulsateur si P_{min} diminue en decà de la valeur réglée et si P_{max} diminue ou auamente au-

arrêter le pulsateur si P_{min} diminue en deçà de la valeur réglée et si P_{max} diminue ou augmente audelà des valeurs réglées. Par contre, les graduations des cadrans sont très grossières et ne permettent pas d'obtenir des seuils exacts. Ainsi, ces seuils sont ajustés approximatives mais permettent tout de même d'arrêter l'essai dans le cas que les charges s'écartent trop des valeurs visées. Ces systèmes de sécurité permettent de laisser fonctionner l'essai même s'il n'y a pas de supervision pendant une longue période de temps (nuit et fin de semaine). Cependant, une erreur d'ajustement lors du premier essai, soit la dalle 23 (/o-D-P-0-F) a fait en sorte que le système de sécurité n'a pas fonctionné et que lorsque la charge a augmenté de façon très significative, le pulsateur ne s'est pas arrêté. Cette erreur a été corrigée pour les autres essais.

Le système de chargement lui-même applique également une charge sur la dalle, ainsi que le poids propre de la dalle. Le système de chargement de 600 mm a une masse de 350.5 kg (3.438 kN), tandis que celui de 925 mm a une masse de 397.1 kg (3.896 kN). Ces deux charges mortes sont considérées dans les calculs des charges appliquées sur le spécimen. En effet, le vérin doit appliquer une charge inférieure à celle calculée afin de tenir compte de la charge inhérente du système de chargement et du poids propre de la dalle. La charge morte a été convertie en charge de vérin causant un moment équivalent à mi-portée du spécimen.

3.7.1 PHASES DE CHARGEMENT DES ESSAIS DE FATIGUE

Un essai cyclique typique visant à appliquer un écart de contraintes de 125 MPa se décompose en 3 phases distinctes, tel que l'illustre la figure 3-23. D'abord, une pré-fissuration (variant de P_{min} à P_{60%fy}) est faite sur le spécimen pour un certain nombre de cycles. Ensuite, le chargement cyclique (variant de P_{min} à P_{max}) est effectué pour le nombre de cycles désiré. Ces choix seront justifiés dans les sections suivantes. Finalement, un chargement à la rupture (jusqu'à P_{ult} réel) est appliqué afin de mesurer la capacité résiduelle de la dalle. Pour un essai statique sans cycle, seulement la phase de rupture est effectuée.



Figure 3-23 : Phases de chargement du protocole expérimental

Tout au long des différentes phases d'essais et des différents paliers, les fissures visibles à l'œil nu étaient tracées. Cependant, en ce qui concerne le dessous de la dalle, elles étaient tracées seulement à la toute fin, soit après la rupture du spécimen ou juste avant le carottage (avant rupture) si applicable. Ainsi, certaines des fissures repérées sont apparues lors de phases ou de paliers antérieurs.

La liste de vérifications du protocole expérimental est présentée à l'annexe C.

3.7.1.1 CHARGEMENT STATIQUE DE PRÉ-FISSURATION

Une pré-fissuration est initialement appliquée sur le spécimen afin de simuler le passage d'un chargement exceptionnel sur la dalle, tel qu'il se produirait sur un pont. Ainsi, un total de 5 cycles produisant un effort variant de 15% à 60% de la contrainte de plastification dans les armatures est effectué à un taux de chargement d'environ 0.5 kN/s. Il est à noter que pour déterminer ces valeurs, la présence des joints en BFUP n'a pas été considérée, puisqu'il a été considéré que la présence de joints froids au niveau des interfaces dalle-joint ferait en sorte qu'une fissuration se produirait au niveau de chargement comparable entre tous les essais, puisque les dalles n'ont pas toutes les mêmes détails d'armatures. En effet, certains spécimens représentent des joints longitudinaux et d'autres des joints transversaux. La valeur minimale a été déterminée en

fonction des contraintes liées à l'équipement utilisé. En effet, une force minimale doit être appliquée par le vérin lors des essais cycliques. La valeur maximale a quant à elle été calculée à partir des pondérations de charges établies par le code canadien des ponts routiers (CSA-S6, 2014). Les équations suivantes ont servi à calculer le pourcentage de la contrainte de plastification dans les armatures à atteindre lors de la pré-fissuration.

Les contraintes dans les armatures en service (Éq. 3.1) et à l'ultime (Éq. 3.2) sont égales à :

$$f_s = f_D + f_L = \gamma_D f_s + \gamma_L f_s \tag{3.1}$$

où f_s : Contrainte dans les armatures

- *f_D*: Contrainte dans les armatures causée par le poids propre
- *f_L*: Contrainte dans les armatures causée par les charges vives
- γ_D : Ratio de la charge morte sur la charge totale
- γ_L : Ratio de la charge vive sur la charge totale

$$\phi_s f_y \ge \alpha_D f_D + \alpha_L f_L = \alpha_D \gamma_D f_s + \alpha_L \gamma_L f_s \tag{3.2}$$

ΟÙ

- ϕ_s : Coefficient de tenue de l'acier d'armature
 - fy: Limite élastique de l'acier d'armature
 - α_D : Coefficient de pondération du poids propre
 - α_L : Coefficient de pondération de la charge vive

Le ratio f_s/f_y est obtenu de (Éq. 3.2) dans la condition d'égalité :

$$\phi_g = \frac{f_s}{f_y} = \frac{\phi_s}{\alpha_D \gamma_D + \alpha_L \gamma_L} \tag{3.3}$$

ΟÙ

 ϕ_g : Coefficient de tenue global

$$\phi_g = \frac{f_s}{f_y} = \frac{0.9}{(1.2 \cdot \gamma_D + 1.7 \cdot \gamma_L)} \tag{3.4}$$

Il est possible d'approximer les efforts de flexion causés par le poids propre et les charges vives en moment positif d'une dalle située entre deux poutres à partir de (Éq. 3.5) et (Éq. 3.6) en considérant

une dalle doublement encastrée dans l'axe de poutres soumise à une charge répartie pour le poids propre et au moment de flexion obtenu de la méthode simplifiée donnée à l'article 5.7.1.2 de la norme des ponts (CSA-S6, 2014) pour les charges routières.

$$m_D = w_D \cdot \frac{S_e^2}{24} = (h_b \cdot \rho_b + h_a \cdot \rho_a) \cdot \frac{S_e^2}{24}$$
(3.5)

- où m_D : Moment positif dû au poids propre d'une dalle doublement encastrée
 - w_D: Charge répartie du poids propre
 - S_e: Portée efficace de la dalle entre les poutres
 - h_b: Épaisseur de la dalle de béton
 - ρ_b : Poids volumique du béton
 - ha: Épaisseur de l'enrobé
 - ρ_a : Poids volumique de l'enrobé

$$m_L = \frac{P}{2} \cdot (1 + I_D) \cdot \frac{(S_e + 0.6)}{10} \cdot 0.8$$
 (3.6)

- où m_L : Moment positif dû à la charge vive
 - P: Poids de l'essieu No. 4 du CL-625
 - *I*_D: Facteur d'amplification dynamique
 - 0.8 : Pondération pour dalle continue sur 3 appuis et plus

Pour un pont type du Ministère où les poutres sont espacées de 3.575 m (condition retrouvée au pont de Godbout), il en résulte que :

$$m_{D} = (0.225 \cdot 24 + 0.065 \cdot 23.5) \cdot \frac{3.575^{2}}{24} = 3.69 \text{ kNm/m}$$

$$m_{L} = \frac{175}{2} \cdot (1 + 0.4) \cdot \frac{(3.575 + 0.6)}{10} \cdot 0.8 = 40.92 \text{ kNm/m}$$
(3.7)

Ainsi, le poids propre de la structure (γ_D) représente environ 8% de la charge totale reprise par la structure. Il en résulte un coefficient de tenue global (ϕ_g) d'environ 54%. Pour être conservateur et sécuritaire, cette valeur sera prise à 60% tout au long du projet, exception faite de la première dalle testée, soit la dalle 23 (/o-D-P-0-F), où la charge atteinte lors de la pré-fissuration correspond

plutôt au double du moment de fissuration théorique. Le pourcentage de la contrainte de plastification dans les armatures pour ce spécimen en particulier correspond ainsi à 55%.

La charge maximale de pré-fissuration des dalles induit des contraintes égales à 60% de la limite élastique de l'acier. Cette valeur représente la valeur maximale des contraintes que les armatures au niveau du joint froid devraient subir dans des conditions de chargement usuelles. Il importe de noter que ces calculs sont conservateurs puisque l'effet d'arc n'a pas été pris en considération.

3.7.1.2 CHARGEMENT CYCLIQUE

Le nombre total de cycles imposés aux spécimens se base sur les essais antérieurs réalisés à Polytechnique et sur les deux premières dalles testées dans le cadre de ce projet. En effet, l'analyse des résultats d'essais après un million de cycles peut donner l'illusion que la flèche mesurée stagne. Toutefois, il s'est avéré que l'augmentation de la flèche se poursuit au-delà d'un million de cycles et qu'un plus grand nombre de cycles est requis afin de caractériser l'endommagement des spécimens. La valeur de 5 millions de cycles a été choisie comme un compromis réaliste. En fonction des horaires du laboratoire, il s'est avéré que 5 millions de cycles ou plus ont été imposés aux dalles. La charge maximale appliquée est identique à celle définie précédemment pour la pré-fissuration. La charge maximale imposée est déterminée afin de créer un écart de contraintes de traction égal à 125 MPa dans les barres d'armatures du lit inférieur. La configuration des dalles variant, la charge maximale a varié pour respecter l'écart de contraintes désiré. Cette valeur est la limite imposée par la norme aux aciers d'armature pour l'état limite de fatigue (article 8.5.3.1 de la norme S6-14). La charge cyclique est appliquée via un pulsateur qui fait cycler la dalle à une fréquence de 4.4 Hz. Ceci représente un peu moins de 14 jours pour effectuer 5 millions de cycles.

3.7.1.3 CHARGEMENT STATIQUE À LA RUPTURE

La dernière étape d'un essai sur un spécimen de dalle est son chargement à la rupture. Il s'agit d'appliquer une charge croissante à un taux d'environ 0.1 kN/s jusqu'à obtenir la rupture du spécimen. Des paliers sont effectués tout au long de la réalisation de cette phase d'essai afin de marquer les nouvelles fissures. Ces paliers sont déterminés comme étant des fractions de la charge ultime théorique, calculée avec des coefficients de tenue unitaires. Le critère d'arrêt est soit l'obtention du pic ou soit, pour la majorité des spécimens, une flèche moyenne d'environ 50 mm. Le chargement pour certains spécimens a été arrêté à une plus grande flèche afin de vérifier leur comportement post-pic.

3.7.2 PHASES DE CHARGEMENT DES ESSAIS NORMATIFS

Pour les trois spécimens du groupe « normatif », pour qui le chargement en fatigue excédait les prescriptions de la norme canadienne, les protocoles de chargement étaient différents. Deux phases de chargement étaient appliquées à chacun de ces spécimens, soit une phase de préfissuration et une phase de chargement cyclique.

3.7.2.1 CHARGEMENT STATIQUE DE PRÉ-FISSURATION

Ce chargement a pour but de bien capturer le comportement de dégradation des spécimens lors de 5 premiers cycles de chargement. Bien que similaire au protocole effectué pour les autres spécimens, la différence se trouve au niveau de la charge maximale appliquée. En effet, le chargement est effectué jusqu'à la charge maximale cyclique P_{max},

3.7.2.2 CHARGEMENT CYCLIQUE

L'objectif de ces 3 essais était d'obtenir une rupture en fatigue du spécimen. Pour y parvenir, l'écart de contraintes dans les armatures a été imposé à 200 MPa pour deux spécimens et à 300 MPa pour un seul spécimen. L'effort minimal dans les armatures (P_{min}) a été calculé de la même manière que celle présentée précédemment. Chaque essai s'est prolongé jusqu'à ce qu'il y ait rupture du spécimen, ce qui explique pourquoi il n'y a pas de chargement statique à rupture. Le moment où il a eu rupture est déterminé lorsqu'il y a soit perte de plus de 10% de la charge P_{min} ou perte de plus de 10% de la charge P_{max} ou perte de l'écart de charge de plus de 10%.

3.7.3 CAROTTAGE

Pour plusieurs spécimens, une carotte a été prélevée avant le chargement à la rupture afin de visualiser la fissuration présente au niveau du joint, de la dalle et de l'interface dalle-joint. Ces carottes de 4 pouces de diamètre ont toutes été prélevées à l'emplacement sud-ouest (figure 3-24 et figure 3-25). Il est à remarquer que ces carottes sont effectuées à même une barre d'armature. Ainsi, le comportement et la résistance à la rupture de ces dalles en sont modifiés. Ceci sera considéré dans l'analyse des résultats. Ces barres coupées ne sont pas celles près des faces latérales afin de limiter les effets de torsion qui pourraient survenir dus à une rigidité non constante du spécimen de part et d'autre du vérin provoqué par une barre coupée.

Pour l'ensemble des spécimens, une carotte a été prélevée après la rupture. Cette dernière a été prise dans la section ayant subi le plus de dommages afin de bien voir la fissuration. Pour les dalles du groupe « Normatif », ces dernières ont été carottées en plein centre du joint, puisqu'une des interfaces dalle-joint était très ouverte. Les carottes ont été prélevées afin de visualiser l'état du

BFUP et du pourtour de quelques barres d'armature. Les emplacements sont définis de la même façon que celle présentée précédemment. L'ensemble des clichés se retrouve à l'annexe I.









Figure 3-25 : Positionnement du prélèvement des carottes [2 de 2] (Vue en plan, nord en haut)

3.7.4 TRAITEMENT DES RÉSULTATS

Les résultats obtenus ont été traités afin de considérer la géométrie du montage. Étant donné que les capteurs d'ouverture de fissures sont distancés par rapport à la surface inférieure de la dalle, un ratio a été appliqué afin de ramener l'ouverture lue à celle de la surface inférieure. Ce calcul a été fait en prenant en compte la position de l'axe neutre de la dalle calculée conformément à l'article 8.8.3 de la norme des ponts (CSA-S6, 2014). En prenant la valeur de la position de l'axe neutre à l'ultime, l'ouverture calculée reste conservatrice, puisqu'elle surestime l'ouverture réelle des fissures. Par contre, il est important de mentionner à nouveau que chacun des capteurs d'ouverture de fissures prend ses mesures sur environ une distance d'environ 200 mm. Ainsi, la valeur lue peut correspondre à l'ouverture de plus d'une fissure. Le calcul de correction de l'ouverture de fissures est présenté en (Éq. 3.8). Il a été appliqué à tous les capteurs situés sur la face inférieure des spécimens. Il est à préciser que l'allongement élastique du béton n'a pas été retiré de la lecture des capteurs. Ainsi, l'ouverture réelle des fissures est en deçà de la valeur affichée. Il est à mentionner que les valeurs de charges sur les graphiques n'incluent pas le poids propre du spécimen, ni celui du système de chargement. Par contre, ces charges mortes ont été ajoutées aux charges ultimes inscrites aux tableaux et au fil du texte dans le but de faciliter la comparaison entre les différents spécimens.

$$w_{inf} = \frac{h_b - c_{ult}}{\left((h_b - c_{ult}) + h_{cpt}\right)} \cdot w_{cpt}$$
(3.8)

ΟÙ

w_{inf} : Ouverture de la fissuration au niveau de la fibre tendue

- h_b : Épaisseur de la dalle de béton
- *c*_{ult} : Hauteur du bloc de compression à l'ultime
- *h_{cpt}* : Distance mesurée entre la surface inférieure de la dalle et le centre du capteur
- w_{cpt} : Allongement du capteur de fissuration

Pour un spécimen (dalle 16 (2o-U-Q-1-F)), les fissures tracées tout au long des essais ont été reproduites sur ordinateur à l'aide d'AutoCAD en s'appuyant sur les photos prises de chaque section de la dalle. Ces photos ont été ajustées à l'aide du logiciel gratuit « PerspectivelmageCorrection » (Wolfgang Schroeder, 2016) afin d'éliminer la perspective des clichés. Les photos ont ensuite été importées dans AutoCAD, puis mises à l'échelle. Les fissures ont alors été dessinées selon les photos. Si la fissure était visible, la fissure a été redessinée sur la vraie fissure, sinon c'est le traçage au marqueur qui était retracé.

Chapitre 4 Résultats et ANALYSES

4.1 Essais matériaux des bétons

Tous les bétons ont été testés en compression à 28 jours et à quelques autres échéances afin de suivre l'évolution des résistances et des modules élastiques. D'abord, le tableau 4-1 présente l'ensemble des bétons utilisés, leurs paramètres, ainsi qu'une nomenclature simple permettant d'identifier brièvement chacun des bétons et le numéro de gâchée correspondantes. Concernant le type de cure humide, une nuance est apportée. Pour une cure humide dont l'apport en eau est journalier (arrosage manuel), le terme « humide » est utilisé. Pour une cure humide dont l'apport en eau est continu (boyau perforé), le terme « eau » est utilisé.

Béton	Lieu coulée	Date coulée	Gâchée	Cure	Spécimen	Position	Nom
-	-	-	#	-	-	-	-
BF HP 70 MPa	Usine	15/06/2016	1	Humide	21 - 22	Dalle	Bf70u1hd
B HP 50 MPa	Usine	22/06/2016	1	Humide	03 à 20	Dalle	Bo50u1hd
BO 35 MPa	Usine	22/06/2016	1	Humide	01 - 02	Dalle	Bo35u1hd
			1	Humide	23	Dalle	Bo35p1hd
BO 35 MPa	Poly	10/05/2016	2	Humide	23	Dalle	Bo35p2hd
			3	Humide	23	Dalle	Bo35p3hd
			1	Sans cure	09 - 15	Joint	B∪2%∪1sj
BFUP 2%	Usine	06/07/2016	1	Humide	03 à 08 10 à 14 16	Joint	Bu2%u1hj
			1	Sans cure	-	Joint	B∪3%p1sj
BFUP 3%	Doly	00/00/001/	1	Εαυ	17	Joint	Bu3%p1ej
	POly	02/08/2016	2	Εαυ	18 - 19	Joint	Bu3%p2ej
			3	Εαυ	20	Joint	Bu3%p3ej
BO 35 MPa	Dalu	04/08/2016	1	Εαυ	01	Joint	Bo35p1ej
	POly		2	Εαυ	02	Joint	Bo35p2ej
<u>B</u> FUP 2%	Poly	21/02/2017	1	Εαυ	21 - 22	Joint	Bu2%p1ej

Tableau 4-1	•	Paramètres	des	hétons	еt	nomenclature
	• •	arametres	ues	Delons	Cι	nomenciature

4.1.1 RÉSISTANCE À LA COMPRESSION

Le tableau 4-2 présente les résultats obtenus suite à la batterie d'essais pour caractériser les matériaux. Ainsi, ce dernier contient la résistance en compression (f'c), le module élastique (E_c) et le coefficient de Poisson (v) obtenus à 28 jours pour tous les bétons utilisés.

Nom	Résistance en compression) (f' _c)	Module élastique (Ec)	Coefficient de Poisson (v)
-	MPa	MPa	-
Bf70u1hd	89.0	36 600	0.248
Bo50u1hd	52.8	34 200	0.257
Bo35u1hd	35.4	30 100	0.236
Bo35p1hd	37.7	30 300	0.203
Bo35p2hd	39.7	31 100	0.197
Bo35p3hd	39.7	31 600	0.213
B∪2%∪1sj	118.0	38 300	0.231
Bu2%u1hj	120.1	37 600	0.215
Bu3%p1sj	127.1	40 200	0.222
Bu3%plej	127.8	38 400	0.208
Bu3%p2ej	134.9	40 800	0.219
Bu3%p3ej	128.3	40 600	0.231
Bo35p1ej	44.4	31 500	0.205
Bo35p2ej	45.3	31 100	0.207
Bu2%plej	121.3	38 800	0.215

Tableau 4-2 : Paramètres en compression des bétons à 28 jours

Il est à mentionner que les propriétés évoluent dans le temps, étant donné que le ciment et les autres ajouts cimentaires continuent à s'hydrater et ce tout au long de la durée de vie de l'ouvrage. Ainsi, la figure 4-1, la figure 4-3 et la figure 4-4 présentent respectivement, l'évolution de la résistance en compression, du module élastique, ainsi que du coefficient de Poisson. Il est à noter que les marqueurs en cercle représentent le béton ordinaire, ceux en carré le BFHP et ceux en X le BFUP.

Tel qu'attendu, la résistance du béton en compression augmente rapidement durant les 28 premiers jours. Pour les bétons ordinaires, cela correspond à ce qui est attendu par l'équation (Éq. 4.1) de l'ACI Committee 209 (2008). Sur la figure 4-2, les courbes en traits pointillés ont été tracées à partir de cette équation. À long terme par contre, les résultats divergent de ce que la théorie prédit et l'hétérogénéité du matériau ne peut expliquer à elle seule cette divergence. Pour le module élastique (E) et le coefficient de Poisson (v), plusieurs valeurs semblent également erronées pour les échéances à long terme. Ces paramètres sont également en baisse à longue échéance pour plusieurs autres bétons. C'est plutôt l'inverse qui aurait été attendu, puisque le mûrissement du béton se poursuit au fil du temps. Ces aberrations peuvent s'expliquer en partie par le fait que des personnes différentes ont effectués les essais tout au long du projet. Bien que les taux de chargement aient été respectés, il est possible que d'autres erreurs de manipulation, particulièrement en ce qui a trait à l'instrumentation servant à mesurer E et v, aient conduit à des résultats erronés.

$$f_c(t) \approx f'_c(28) \cdot \frac{t}{4 + 0.85 \cdot t}$$
 (4.1)



Figure 4-1 : Résistance des bétons en compression dans le temps

où

t : Échéance du béton à partir du moment de contact de l'eau avec le ciment



Figure 4-2 : Résistance en compression des bétons ordinaires dans le temps



Figure 4-3 : Module élastique des bétons dans le temps



Figure 4-4 : Coefficient de Poisson des bétons dans le temps

4.1.2 RÉSISTANCE À LA TRACTION

Le tableau 4-3 présente la résistance moyenne en traction issue des différents essais matériaux réalisés. Il est à noter que l'ensemble des résultats pour chaque spécimen (os, dallette prismatique, prisme entaillé) est présenté à l'annexe D. Afin de retrouver la résistance en traction du BFUP à partir des essais sur dallettes prismatiques, l'équation (Éq. 2.7), soit celle proposée par la norme suisse (SIA, 2015), a été utilisée. Pour les essais sur prismes entaillés en BFHP, les résultats ont été obtenus à partir de (Éq. 2.9). Ainsi, les résultats obtenus à partir des essais de traction directe sur os démontrent que la quantité de fibres dans le matériau a un impact sur la résistance en traction du béton. En effet, un BFUP 3% est plus performant qu'un BFUP 2% qui est plus performant que le BFHP 70 MPa qui contient 1% de fibres. Les résultats obtenus des essais sur os sont de l'ordre de grandeur de ce qui est annoncé par le producteur du BFUP pré-ensaché, soit de 8 MPa et de BFUP 2% et du 9.5 MPa pour respectivement dυ BFUP 3% (valeurs à 28 jours) (Matériaux King et compagnie, 2016, 2017). Pour ce qui est de la résistance du Bu2%p1ej (voir tableau 4-1), la résistance obtenue à 28 jours est plus grande que celle à 112 jours, ce qui est aberrant. Ceci peut s'expliquer, entre autre, par le fait que l'orientation des fibres a un grand impact sur les résultats. De plus, ce résultat est obtenu à partir de la moyenne faite sur seulement 2 spécimens. Les résultats sur dallettes prismatiques ne concordent pas tout à fait avec ce qui est

attendu puisque certaines valeurs de traction du BFUP 2% et du BFUP 3% sont inférieures à ce qui est attendu. Encore une fois, l'orientation des fibres peut expliquer, en partie, ces résultats.

Nore	Os		Dallette prismatique		Prisme entaillé		Brésilien	
NOM	ft	Échéance	ft	Échéance	ft	Échéan ce	f _{sp}	Échéance
-	MPa	jours	MPa	jours	MPa	jours	MPa	jours
Bf70u1hd	4.3	217	-	-	4.5	229-230	-	-
Bo50u1hd	-	-	-	-	-	-	4.4*	338
Bo35u1hd	-	-	-	-	-	-	-	-
Bo35p1hd	-	-	-	-	-	-	2.9	193
Bo35p2hd	-	-	-	-	-	-	2.9	193
Bo35p3hd	-	-	-	-	-	-	-	-
B∪2%∪1sj	-	-	-	-	-	-	-	-
Bu2%u1hj	8.4	196-197	6.7	210	-	-	-	-
Bu3%p1sj	-	-	-	-	-	-	-	-
Bu3%plej	9.7	182	9.2	184-185	-	-	-	-
Bu3%p2ej	-	-	6.3	183-184	-	-	-	-
Bu3%p3ej	8.7	170-182	6.9	185	-	-	-	-
Bo35p1ej	-	-	-	-	-	-	-	-
Bo35p2ej	-	-	-	-	-	-	-	-
	8.3	28	8.2	28	-	-	-	-
DUZ%prej	7.0	112	8.6	112	-	-	-	-

*Essais effectués sur cylindres 4 pouces

Bien que l'effet de l'orientation des fibres joue un grand rôle dans les résultats obtenus des essais de traction, les essais sur os comportent certains défauts. D'abord, les coffrages sont faits de plaques épaisses en acier ce qui restreint le retrait du béton. Cela peut provoquer de la fissuration dans le spécimen avant même qu'il soit testé. Ces coffrages sont excessivement lourds, 47.8 kg chacun lorsque vide, ce qui complexifie leur manipulation et par conséquent le décoffrage des spécimens, ce qui encore une fois, augmente les risques de fissurer le spécimen. Ensuite, lors des essais, il n'est pas rare que la fissuration se produise dans le changement de section de l'os et par conséquent, en plus d'avoir une aire variable, la fissure n'intercepte pas les capteurs qui mesurent l'allongement de la section réduite. Dans le cadre de ce projet, pour environ la moitié des essais effectués, la fissuration principale se situe au niveau du changement de section, rendant difficile l'exploitation des résultats. Cela se produit malgré le fait que les rayons au niveau des changements de section aient été calculés afin de ne pas y concentrer les contraintes (Beaurivage, 2009). Également, lors des essais, il se peut qu'il y ait de la flexion et de la torsion parasite dans le spécimen puisque celui-ci est retenu dans les mâchoires du haut et du bas de la presse, impliquant ainsi des conditions d'appuis encastrées à ces deux extrémités. Ainsi, il faut que le déplacement du vérin de la presse se fasse parfaitement dans l'axe du spécimen afin d'avoir une traction pure dans le spécimen. Bref, le coffrage, la forme du spécimen, ainsi que le montage seraient à réviser.

Malgré que les essais d'os soient critiquables et que ce projet ne vise pas à proposer des corrections à apporter à cet essai, le traitement des résultats suivant a été fait :

- la contrainte est basée sur l'aire de la section constante ;
- lorsque la fissuration principale se produit dans la section constante (à l'intérieur de la plage de lecture des capteurs de la face étroite), seuls les capteurs de la face étroite sont considérés;
- lorsque la fissuration se produit dans le changement de section, seuls les capteurs de la face large sont considérés étant donné que l'écart de déformation entre la moyenne des capteurs de la face étroite et la moyenne des capteurs de la face large est relativement faible (297 µ pour le spécimen D2 qui a fissuré dans la section réduite);
- pour un même spécimen, les mêmes capteurs sont considérés pour la déformation pré-pic et pour le déplacement post-pic (retour élastique non-considéré).

Les courbes moyennes de chaque série d'essais sont présentées à la figure 4-5. Les résultats moyens détaillés pour chacune de ces séries sont mis à l'annexe D.



Figure 4-5 : Comportement en traction directe des BRF et BFUP - Os

Les seuls essais sur prismes entaillés ont été faits sur le BFHP 70 MPa. Le résultat moyen de ces essais est présenté à la figure 4-6. En utilisant (Éq. 2.8), une résistance flexionnelle moyenne de 12.34 MPa est obtenue pour le BFHP 70MPa et avec (Éq. 2.9), la résistance en traction directe moyenne est de 4.52 MPa, ce qui plus élevé de 6.3% par rapport aux essais d'os. Cette surestimation de résistance peut être expliquée aisément. Pour les essais d'os, la rupture se produit au niveau de la section la plus faible. Par contre, puisque les prismes entaillés sont, comme son nom le dit, entaillés et qu'il s'agit d'un essai de flexion 3 points, la fissuration se produit inévitablement au droit de l'entaille. Cette section n'est pas forcément au niveau de la section la plus faible du prisme.



Figure 4-6 : Comportement en flexion du BRF – Prismes entaillés

Pour les essais sur dallettes prismatiques, les courbes moyennes de chacun des bétons sont présentées à la figure 4-7. Seuls les spécimens ayant fissurés à l'intérieur de la zone de moment constant ont été considérés dans les moyennes. Il est à remarquer que les bétons Bu3%p2ej et Bu3%p3ej ont très mal performé pour ces essais sur dallettes prismatiques. En effet, leur comportement s'apparente plutôt à celui d'un BFUP 2% que d'un BFUP 3%. Par contre, les essais de traction directe sur os de ces mêmes bétons ne confirment pas ces résultats. En effet, dans ce cas, la résistance en traction du BFUP 3% est supérieure à celle du BFUP 2%. Il est à savoir que la façon dont les spécimens sont coulés, puisqu'il faut orienter préférentiellement les fibres, influence très significativement les résultats. Ainsi, deux personnes ayant coulé le même béton dans deux spécimens distincts peut donner des résultats différents lors des essais. Il serait donc primordial de normaliser une technique de coulée pour les bétons renforcés de fibres, quel que soit le type de spécimen coulé, c'est-à-dire des os, des prismes, etc. Les résultats plus faibles pour les dallettes prismatiques proviendraient alors d'un problème de production de ces échantillons.



Figure 4-7 : Comportement en flexion des BFUP – Dallettes prismatiques

4.2 ESSAIS MATÉRIAUX DE L'ARMATURE

En ce qui concerne l'acier d'armature des dalles coulées en usine, celui-ci provient du même lot. Par contre, pour la dalle coulée au laboratoire uniquement, soit la dalle 23 (/o-D-P-0-F), l'acier utilisé provient d'armature disponible au laboratoire. Des échantillons pour toutes les barres utilisées ont été prélevés et testés en traction. Pour l'acier de l'usine, un total de 4 coupons a été testé et, pour l'acier du laboratoire, un seul coupon par barre utilisée a été testé. L'annexe B présente l'identification et la position des barres dans le spécimen coulé au laboratoire. Les résultats expérimentaux moyens de traction directe sont présentés à la figure 4-8. La forme des courbes correspond à ce qui est attendu pour de l'acier soudable. D'abord, il y a une phase élastique, suivie d'un plateau plastique et d'une phase d'écrouissage. L'ordre de grandeur des déformations correspond à ce qui est mentionné dans Beaulieu, Picard, Tremblay, Grondin et Massicotte (2008).



Figure 4-8 : Résultats expérimentaux des essais en traction directe des armatures

Il est important de mentionner que ces courbes ont dû être ajustées lors du post-traitement des résultats. D'abord, ayant fait deux marques à environ 300 mm d'espacement sur chaque spécimen, il a été possible de calculer l'allongement total du spécimen à la rupture en utilisant les valeurs initiales et finales mesurées manuellement. Le déplacement du vérin de la presse étant connu en tout temps, un facteur de correction sur les mesures de déplacement de la presse a été calculé. Pour ce faire, l'allongement du spécimen a été divisé par le déplacement donné par la presse. Ce déplacement est obtenu en soustrayant le déplacement à la rupture (point B sur la figure 4-9) à celui du pic avant le plateau plastique (point A). La déformation a par la suite été calculée en divisant chacune des valeurs d'allongement dans le temps par la distance initiale mesurée entre les marques. Finalement, chaque courbe a été décalée horizontalement afin d'avoir une pente initiale correspondant au module élastique de l'acier, soit de 200 000 MPa. La charge mesurée par la presse a été convertie en contrainte en utilisant l'aire nominale de la section des barres 15M, soit de 200 mm².



Figure 4-9 : Courbe du comportement en traction directe des armatures

Les valeurs moyennes des limites élastique (f_y) et ultime (f_u) sont présentées au tableau 4-4. Pour ce qui est des barres d'armatures provenant des dalles fabriquées à l'usine (série G), les valeurs des contraintes de plastification et ultimes ont été comparées aux valeurs des essais réalisés par le producteur d'acier. Leurs valeurs sont respectivement, en moyenne, de 457 MPa et de 588 MPa. La contrainte de plastification mesurée au laboratoire de Polytechnique est légèrement inférieure à celle du producteur. L'ordre de grandeur de la contrainte ultime est similaire.

Barre	Dalle	fy	fu	
_	-	MPa	MPa	
#A	23	420	614	
#B	23	432	623	
#C	23	427	607	
#D	23	425	607	
#E	23	426	607	
#G1	1 à 22	425	585	
#G2	1 à 22	425	585	
#G3	1 à 22	419	580	
#G4	1 à 22	423	584	
#G moyen	1 à 22	423	583	

Tableau 4-4 : Limites élastiques et ultimes des armatures

Toutes ces données sont cependant à prendre avec un certain recul. D'abord, les marques ont été faites à l'aide d'un poinçon. Il est fort à parier que l'alignement de ces marques le long de la barre n'est pas parfait. De plus, les mesures ont été prises initialement avec un ruban à mesurer d'une précision de 0.5 mm, puis, à la rupture, à l'aide d'un pied à coulisse précis au centième de millimètre. Une légère variation de ces mesures peut conduire à de fortes différences en termes de déformation. Pour la mesure à la rupture, la barre scindée en deux a été raboutée et remise la plus droite possible en s'enlignant dans un montage en coin. Également, les résultats obtenus supposent qu'il n'y a pas eu de glissement du spécimen dans les mâchoires de la presse et que le comportement de la presse demeure linéaire tout au long des essais.

4.3 Essais sur dalles

Cette section porte sur les différents résultats récoltés lors des essais de flexion sur les 23 dalles testées. Ces résultats sont basés sur l'analyse des carottes prélevées à même les spécimens, sur les patrons de fissuration et sur les valeurs mesurées par les capteurs. Une analyse générale de tous les spécimens et une analyse spécifique selon les paramètres définis précédemment à la section 3.2.4 sont présentées.

4.3.1 ANALYSES GLOBALES

Cette section présente l'ensemble des résultats des phases de chargement de pré-fissuration, de fatigue et à la rupture. Ces derniers sont abordés à travers différents graphiques. Malgré que l'ensemble des courbes représentant les 20 spécimens (sauf « Normatif ») apparaisse sur une même figure, certaines tendances seront tirées. Ceci permettra par le fait même de présenter les différents graphiques qui seront réutilisés ultérieurement en considérant uniquement les spécimens visés par chaque paramètre (voir section 4.3.2 subséquente). Étant donné que la largeur des dalles et que la longueur du moment constant sont variables d'un spécimen à l'autre, les charges ont été converties en moment par largeur unitaire (dénommé simplement moment pour la suite) afin de permettre une comparaison plus aisée.

4.3.1.1 PRÉ-FISSURATION

La figure 4-10 présente les courbes de flèche moyenne en fonction du moment pour la phase de pré-fissuration. Il est à rappeler que seules les dalles ayant subi des cycles de fatigue ont été pré-fissurées. Plusieurs éléments sont à observer.

 La rigidité avant fissuration, c'est-à-dire la pente de la section linéaire, varie énormément d'un spécimen à l'autre. Il est intéressant de remarquer que la rigidité initiale de la dalle sans joint (dalle 23 (/o-D-P-0-F)) est supérieure à toutes les dalles comportant un joint. Ceci est dû à la présence d'un joint froid aux interfaces dalle-joint qui crée une zone de
faiblesse. Toutefois, après la fissuration, la rigidité de la dalle sans joint est moindre, probablement dû à la formation de plus de fissures.

- Les courbes peuvent se diviser en 2 groupes distincts au niveau des hystérésis, soit les joints longitudinaux (barres en U) et ceux transversaux (barres droites). Il est important de rappeler que les spécimens représentant des joints longitudinaux ont subi des efforts supérieurs à ceux transversaux puisque l'espacement des barres d'armature est moindre et que le lit d'armature inférieur se retrouve plus près de la surface coffrée. Ainsi, un moment plus élevé est nécessaire afin produire la contrainte recherchée dans les armatures.
 - Les joints longitudinaux (dalles 02, 14, 15, 16, 20', 22' et 23) ont une plus grande rigidité, soit une pente plus prononcée que ceux transversaux (dalles 04', 06, 09, 10, 11, 12', 18' et 21). Ceci peut être provoqué par la position du lit d'armature inférieur des joints longitudinaux qui est plus bas que celui transversal. Ainsi, l'inertie supérieure de la section fissurée occasionne une plus grande rigidité.
 - Au sein d'un même groupe, les rigidités décroissent plus la flèche est grande (pente de plus en plus faible).
 - La flèche pour les dalles en béton renforcé de fibres (dalle 21 (2f-D-Q-1-F) et dalle 22' (2f-U-Q-1-F)) est inférieure aux dalles en béton ordinaire représentant le même type de joint. La présence de fibres limite l'ouverture des fissures et par conséquent accroît la rigidité du spécimen.
 - La flèche après les cycles de pré-fissuration diffère à l'intérieur d'un même groupe.
 - Pour toutes les courbes, une légère dégradation survient à chacun des cycles, puisque l'hystérésis se déplace vers la droite.



Figure 4-10 : Comportement en pré-fissuration – Toutes les dalles (sauf Normatif)

4.3.1.2 FATIGUE

La figure 4-11 présente la comparaison de la flèche maximale moyenne en fonction du nombre de cycles effectués pour la phase de fatigue. Lors de l'essai en fatigue, la charge variait entre une valeur minimale et une maximale, telles que définies précédemment. Ainsi, la flèche variait également entre une valeur minimale et une maximale. Ici, seule la valeur maximale est représentée pour des fins de clarté. Quelques conclusions globales peuvent être tirées de cette figure.

- La flèche initiale en fatigue varie d'un spécimen à l'autre. Elle dépend de la flèche à la fin des cycles de pré-fissuration.
- Une détérioration de plus en plus lente se produit lors du premier million de cycles, puis se poursuit linéairement tout au long de cette phase d'essai, et ce, peu importe qu'il s'agisse un spécimen avec ou sans joint, de la disposition des armatures et des types de béton utilisé. Cette forme rappelle celle de la détérioration en fatigue du béton en compression (figure 2-20) ou encore celle de l'évolution du glissement des barres d'armatures (figure 2-22). Il est donc à supposer que la forme de S se produirait si une rupture en fatigue

était obtenue. Les 3 spécimens du groupe « Normatif » qui ont subi une rupture des barres d'armatures en fatigue corroborent tous cette hypothèse (voir figure 4-55).



Figure 4-11 : Comportement en fatigue – Toutes les dalles (sauf Normatif)

L'amplitude de la flèche moyenne (flèche minimale moyenne soustraite à la flèche maximale moyenne) est présentée à la figure 4-12. Il est intéressant de constater que l'amplitude varie d'un spécimen à l'autre.

- L'amplitude de la flèche moyenne est relativement constante après un million de cycles pour la majorité des spécimens, à l'exception de quelques-uns où un léger décrochage survient.
- L'amplitude de la flèche du spécimen avec joint conventionnel, dalle 02 (0o-D-C-3-F), augmente continuellement tout au long de la phase de fatigue.
- La dalle sans joint (dalle 23 (/0-D-P-0-F)) est le seul spécimen où il semble que l'amplitude de la flèche diminue avec les cycles. Ceci est dû au chargement initial trop élevé autour de 250 000 cycles. La figure 4-55 montre que la flèche progresse au même taux que les autres dalles au-delà de 0.5 M de cycles.

Les spécimens en BRF (dalle 21 (2f-D-Q-1-F) et dalle 22' (2f-U-Q-1-F)) ont l'amplitude de flèche la moins élevée due au meilleur contrôle de la fissuration assuré par la présence de fibres.



Figure 4-12 : Comportement en fatigue (amplitude des cycles) – Toutes les dalles (sauf Normatif)

Afin de pouvoir dégager des tendances, la flèche de chaque courbe présentée précédemment a été réinitialisée au début de l'essai cyclique. En omettant ainsi la flèche provoquée par la préfissuration, l'examen des résultats présentés sur la figure 4-13 permet les observations suivantes.

- C'est la dalle de référence sans joint qui a présenté la plus grande augmentation de flèche tout au long de la phase cyclique. Par contre, il est possible de remarquer que la flèche au courant du premier million de cycle subit de grandes variations. Ceci est dû à des problèmes de chargement qui se sont produits durant ce premier essai cyclique. Les problèmes ont été corrigés lors des essais subséquents. Ainsi, cette surcharge accidentelle peut avoir endommagé la dalle de façon significative et influencé la flèche. Néanmoins l'accroissement de flèche suit sensiblement le même taux d'accroissement que les autres dalles comme illustré sur la figure 4-55, ce qui sera mis en évidence dans ce qui suit.
- Les taux de dégradation de la flèche moyenne diffèrent d'un spécimen à l'autre.

97

- Certains spécimens (dalle 06 (2o-D-Q-0-F) et dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)) subissent des décrochages dus soit à la formation de nouvelles fissures, soit à la progression de la fissuration existante.
- La dalle 10 (2o-D-Q-1-F), quant à elle, a un comportement quelque peu étrange après environ 3.7 millions de cycles. En effet, la flèche diminue au lieu d'augmenter alors que les charges minimale et maximale imposées au spécimen restent constantes. Cette diminution n'est pas causée par un problème lié aux capteurs, puisque la flèche sud et la flèche nord suivent le même comportement.



Figure 4-13 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Toutes les dalles (sauf Normatif)

4.3.1.3 RUPTURE

Pour la phase de rupture, les courbes présentées sur la figure 4-14 peuvent se regrouper en plusieurs ensembles différents. Ces ensembles sont analysés ici en partant du haut. Il est à noter que les courbes passant par l'origine sont les spécimens n'ayant pas subi de cycles de fatigue.

- Un premier ensemble est composé des dalles ayant une configuration de joint longitudinal qui n'ont pas été carottées avant le chargement à la rupture. Leur résistance est supérieure puisque l'espacement des armatures sur chacun des lits est inférieur à celui des joints transversaux. Également, le bras de levier du lit inférieur est plus grand (enrobage plus faible) que pour les autres dalles. Pour l'une des courbes de cet ensemble (dalle 02 (0o-D-C-3-F)), une hystérésis est visible. Tel que mentionné précédemment, cette séquence de chargement a été provoquée par le déchargement du spécimen suite à l'atteinte de la capacité du vérin. Le montage a été refait et deux vérins ont menés le spécimen à la rupture.

- Une autre courbe (dalle 01 (0o-D-C-3-S)) a un comportement très proche de celui des dalles du premier ensemble, mais a une résistance moindre. Ce spécimen sera traité à la section 4.3.2.3.
- Ensuite, la dalle en BRF représentant un joint longitudinal (dalle 20' (3o-U-Q-1-F)), mais carottée, a un comportement similaire à celui des dalles du premier ensemble, mais a une résistance moindre à cause de la barre en moins.
- La dalle en BRF de joint transversal (dalle 21 (2f-D-Q-1-F)) a une plus grande rigidité et une plus grande résistance que les dalles similaires en béton ordinaire.
- Les dalles en béton ordinaire, dont les joints sont en BFUP et représentant un joint transversal, sont les spécimens ayant la plus grande flèche initiale.
- Finalement, étant donné qu'elles ont une barre d'armature effective en moins, les dalles carottées avant rupture, représentant un joint transversal, ont une résistance moindre.



Figure 4-14 : Comportement à la rupture – Toutes les dalles (sauf Normatif)

Le moment de flexion maximal à la rupture, ainsi que la flèche moyenne associée sont présentés au tableau 4-5 pour l'ensemble des spécimens. Il est à noter que les valeurs des moments de rupture indiquées à ce tableau incluent les charges mortes (poids du spécimen et du système de chargement).

Spécimen	Nom	Moment de rupture	Flèche moyenne à la rupture
-	-	kNm/m	mm
01	00-D-C-3-S	153.7	27.9
02	00-D-C-3-F	167.6	37.0
03	20-D-Q-1-S	117.9	47.6
04'	20-D-Q-0-F	91.0	28.0
06	20-D-Q-0-F	120.1	40.9
09	2*o-D-Q-1-F	119.8	46.3
10	20-D-Q-1-F	119.7	44.1
11	20-D-Q-2-F	121.6	44.8
12'	20-D-C-1-F	92.7	29.5
13	20-U-Q-1-S	172.6	35.7
14	20-U-Q-0-F	169.9	35.8
15	2*o-U-Q-1-F	171.0	37.1
16	20-U-Q-1-F	170.9	36.7
17	30-D-Q-1-S	118.1	38.8
18'	30-D-Q-1-F	92.0	30.2
19	30-U-Q-1-S	166.7	32.7
20'	30-U-Q-1-F	140.6	23.7
21	2f-D-Q-1-F	137.1	51.9
22'	2f-U-Q-1-F	157.1	36.7
23	/o-D-P-0-F	169.1	38.2

Tableau 4-5 : Moment de rupture et flèche moyenne à la rupture

'Dalle carottée avant l'essai à la rupture (1 barre en moins)

Afin de pouvoir comparer aisément les pentes initiales de l'ensemble des dalles, les courbes ont été tracées sur la figure 4-15 en réinitialisant la valeur de la flèche au début de cette phase. Il est possible de faire les observations suivantes.

- Toutes les dalles dont les barres sont disposées comme dans un joint longitudinal (barres en U), excepté la dalle 19 (3o-U-Q-1-S), ont une rigidité initiale supérieure à celle de la dalle sans joint (dalle 23 (/0-D-P-0-F)). La dalle en BRF de joint transversal (dalle 21 (2f-D-Q-1-F)) a également une rigidité initiale supérieure à celle de la dalle sans joint. Ainsi, toutes les dalles en béton ordinaire représentant un joint transversal ont une rigidité initiale plus faible que la dalle sans joint. Il est à noter que les lits d'armatures pour les deux types de joints ne sont pas à la même élévation et que l'espacement des barres diffère, ce qui peut expliquer en partie cette observation.
- Il est intéressant de remarquer que les deux dalles représentant des joints transversaux testées de façon statique (sans cycles de fatigue), soit la dalle 03 (20-D-Q-1-S) et la dalle 17 (30-D-Q-1-S), ont une rigidité initiale quasi identique. Qui plus est, ces dalles sont celles qui ont la rigidité la plus faible parmi tous les spécimens testés.



Figure 4-15 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Toutes les dalles (sauf Normatif)

Pour l'ensemble des spécimens (sauf pour le groupe « Normatif »), la rupture a été causée par un écrasement du béton en compression dans la zone de moment constant. La figure 4-16 présente quelques clichés de ce mode de rupture. Pour les dalles ayant un joint en BFUP, seul le béton des dalles a été écrasé. Par contre, pour les dalles avec joints faits entièrement de béton ordinaire, le béton s'est écrasé autant dans la partie dalle que dans la partie joint étant donné que les bétons de ces deux parties ont une résistance similaire.



c) Dalle 19 (3o-U-Q-1-S) Face sud, section K d) Dalle 23 (/o-D-P-0-F) Face sud, section J

Figure 4-16 : Écrasement du béton en compression

4.3.2 ANALYSES DES DIFFÉRENTS PARAMÈTRES SÉPARÉMENT

Cette section présente les résultats ainsi que les analyses des différents paramètres définis précédemment. Seules les tendances où il y a des similitudes ou des modifications significatives du comportement des spécimens sont abordées.

4.3.2.1 VARIABILITÉ INTRINSÈQUE DE DEUX SPÉCIMENS IDENTIQUES

Deux spécimens identiques, soit la dalle 04' (20-D-Q-0-F) et la dalle 06 (20-D-Q-0-F), ont été testés afin de comparer leurs résultats. Il est à noter que les seules comparaisons pour l'analyse de la variabilité intrinsèque concernent les phases de pré-fissuration et cyclique, puisque la dalle 04' (20-D-Q-0-F) a été carottée avant d'être menée à la rupture, ce qui modifie son comportement par la suite.

Il est intéressant de constater que deux dalles identiques ont un comportement différent en préfissuration (figure 4-17). Il faut donc garder ce fait à l'esprit, lors de l'analyse des autres paramètres. En effet, un des deux spécimens, soit la dalle 04' (2o-D-Q-0-F), a une flèche supérieure sous une même charge et présente également une flexibilité moindre lors de la pré-fissuration. La flèche résiduelle après cette phase est donc différente pour ces deux spécimens. La rigidité initiale observée sur le graphique peut être attribuée aux différents tassements dans le montage, c'est à dire à la compression des couches de coulis entre les plaques qui ont une épaisseur légèrement variable d'un essai à l'autre. En effet, la flèche étant mesurée à partir du sol, prend en compte toutes les déformations du montage, du sol jusqu'à l'emplacement des cornières fixées pour la mesure des flèches. Les rigidités des courbes des hystérésis peuvent être quant à elles attribuées à la rigidité même des spécimens.



Figure 4-17 : Comportement en pré-fissuration - Variabilité

La figure 4-18 présente le comportement en fatigue de ces dalles. La flèche initiale au début de cette phase a été réinitialisée. Il est possible de constater que les 1.25 millions premiers cycles sont similaires, mais que le spécimen ayant montré une plus grande rigidité en pré-fissuration, soit la dalle 06 (20-D-Q-0-F), se dégrade plus rapidement, tel que montré à la figure 4-18. Par contre, sa flèche non-réinitialisée reste tout de même toujours inférieure à celle de l'autre dalle.



Figure 4-18 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) - Variabilité

Cette variabilité peut être expliquée par les tolérances de construction, par l'hétérogénéité des matériaux (orientation des fibres dans le joint par exemple), par l'état initial du spécimen, par la maturité du béton, etc. Il est tout de même important de mentionner que chaque type de béton provient d'une même gâchée, que les cures ont été faites de la même façon et que tous les spécimens ont été livrés en même temps.

Bref, malgré le fait que des spécimens soient identiques et testés de la même façon, leur comportement en pré-fissuration et en fatigue peut varier.

4.3.2.2 EFFET D'UNE CURE HUMIDE DE 7 JOURS SUR LES JOINTS

Aucune tendance ne peut être dégagée quant à l'effet de la cure lors de la pré-fissuration. Il est à rappeler que pour les deux types de cure (humide et à l'air libre), les joints ont été couverts d'un film plastique pendant les premiers 24 heures afin d'annihiler les pertes d'eau vers l'extérieur du béton. L'effet de la cure humide semble avoir un effet opposé sur les 2 types de joints. Tel que présenté à la figure 4-19, la flèche d'un joint longitudinal sans cure (dalle 15 (2*o-U-Q-1-F)) est plus faible que celui avec cure (dalle 16 (2o-U-Q-1-F)). Pour le joint transversal, c'est plutôt l'inverse qui se produit (dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) et dalle 10 (2o-D-Q-1-F)). Cela est probablement dû à la variabilité intrinsèque des spécimens. Il est également à noter que le joint de la dalle 15 (2*o-U-Q- 1-F) contenait des boulettes de prémix. Ainsi, aucune conclusion ne peut être tirée sur l'effet de la cure humide du joint sur le comportement mécanique des dalles. Ceci ne signifie pas pour autant que la cure n'a aucun effet sur les propriétés du BFUP à l'échelle du matériau. En effet, la documentation mentionne qu'une cure adéquate du béton permet d'empêcher sa microfissuration lors de sa prise (AFGC, 2013).



Figure 4-19 : Comportement en pré-fissuration – Cure

En fatigue, 3 des 4 dalles ont un comportement très similaire, alors que la dalle 09 (2*o-D-Q-1-F), représentant le joint transversal sans cure, a une augmentation de la flèche plus rapide (figure 4-20). Encore une fois, aucune tendance claire ne peut être dégagée lors de cette phase.



Figure 4-20 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) - Cure

À la rupture, les charges maximales atteintes sont, à toutes fins pratiques, identiques. En réinitialisant la flèche, afin d'enlever les flèches dues à la pré-fissuration et à la fatigue, il est possible de constater sur la figure 4-21 que la première partie linéaire est confondue autant pour les joints transversaux que longitudinaux. Par contre, dès qu'il y a changement de pente, les dalles qui n'ont pas subi de cure humide au niveau du joint sont légèrement moins rigides. Il est également intéressant de constater que malgré que le joint de la dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) contenait des boulettes de prémix, sa résistance ultime et son comportement mécanique sont similaires à celle de son homologue avec cure humide (dalle 16 (2o-U-Q-1-F)).



Figure 4-21 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) - Cure

Même si la résistance ultime et le comportement à la rupture sont pratiquement identiques pour des joints n'ayant pas eu de cure humide, l'état des joints à la rupture est différent. En effet, comme il est possible de le constater sur les carottes prélevées (figure 4-22 et figure 4-23, ainsi que figure 4-24 et figure 4-25), les joints n'ayant pas subi de cure humide présentent une fissuration plus abondante au niveau du BFUP, autant pour les joints transversaux que longitudinaux. Il est cependant important de mentionner que la flèche maximale atteinte pour le spécimen avec cure (dalle 10 (2o-D-Q-1-F)) était inférieure à celle de la dalle sans cure (dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)), ce qui peut expliquer la présence d'une fissuration moindre. Par contre, pour les deux autres dalles représentant le joint longitudinal, la flèche maximale atteinte était similaire. Tel que mentionné à la section 4.10.1.3, le type de cure à l'eau (arrosage journalier ou apport continu d'eau) influence la fissuration. Également, parmi l'ensemble des spécimens testés avec un joint en BFUP, c'est la dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) qui a présenté le plus de fissures de retrait dans le joint. Ainsi, l'absence de cure a peut-être eu un impact sur la fissuration du BFUP au jeune âge. Cependant, le nombre de spécimens sans cure testés ne permet pas d'arriver à une conclusion claire. Néanmoins, les connaissances scientifiques actuelles indiquent qu'une cure à l'eau est préférable afin de minimiser la fissuration associée au retrait et à la dessiccation.



Flèche maximale : 54.8 mm

Figure 4-22 : Carottes de joints transversaux – <u>Sans</u> cure – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) – Après rupture [SE]



Flèche maximale : 48.2 mm

Figure 4-23 : Carottes de joints transversaux – Avec cure – Dalle 10 (20-D-Q-1-F) – Après rupture [SE]



Flèche maximale : 52.5 mm

Figure 4-24 : Carottes de joints longitudinaux – <u>Sans</u> cure – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 52.4 mm

Figure 4-25 : Carottes de joints longitudinaux – Avec cure – Dalle 16 (20-U-Q-1-F) – Après rupture [SO]

Bref, au niveau de la fissuration avant les essais mécaniques, l'absence de cure provoque davantage de fissures dans le joint, ce qui est peut être nuisible pour la durabilité des éléments. Le type de cure humide joue un rôle sur ce type de fissuration. Cela est vrai, bien que la présence ou l'absence d'une cure humide sur le comportement mécanique des joints ne semble pas influencer significativement le comportement en pré-fissuration et en fatigue. Les charges ultimes sont également similaires. À l'ultime, la carotte provenant du joint longitudinal sans cure humide est plus fissurée que son homologue avec cure humide.

4.3.2.3 EFFET DE LA FATIGUE COMPARATIVEMENT À UNE DALLE NON ENDOMMAGÉE

Lors de la phase de fatigue, il est possible de voir que la flèche (figure 4-13) et les ouvertures de fissures augmentent au fur et à mesure de la progression du nombre de cycles. Cette augmentation de flèche varie d'un spécimen à l'autre d'environ, en moyenne, 0.05 mm/million de cycles à 0.14 mm/million de cycles.

Malgré cette tendance, la résistance ultime des dalles ayant subi des cycles de fatigue n'est pas affectée (figure 4-26). En effet, les charges ultimes sont approximativement les mêmes. La dalle ayant un joint conventionnel en béton ordinaire testée en fatigue (dalle 02 (0o-D-C-3-F)) présente même un surcroît de résistance par rapport à son homologue testé uniquement de façon statique (dalle 01 (0o-D-C-3-S)). Il serait étonnant que l'endommagement causé par la fatigue améliore la résistance. D'ailleurs, à la rupture, le spécimen testé de façon statique uniquement a une résistance moindre que tous les autres spécimens de joints longitudinaux non-carottés. Ce spécimen a donc une pathologie propre. Après une revue des causes possibles, il est à supposer qu'un manque de compaction au niveau du béton du joint est survenu. Cela a pu réduire soit l'ancrage des barres et/ou créer une zone de faiblesse au niveau du bloc de compression. Le béton utilisé étant autoplaçant, aucune vibration interne n'a été effectuée. Seuls des coups de marteau mou ont été donnés sur les coffrages et sur la dalle à proximité du joint. Qui plus est, lors de la coulée des joints, les spécimens étaient alignés côte-à-côte. La dalle 02 (0o-D-C-3-F) était à l'une des extrémités, permettant une meilleure vibration externe sur l'une des faces. Par contre, la dalle 01 (0o-D-C-3-S) était prise en sandwich entre deux autres spécimens, ne laissant aucune surface latérale disponible à la vibration directe. Ceci peut expliquer la moins bonne performance de l'une de ces deux dalles.

En comparant le comportement des différents spécimens à la rupture en réinitialisant les flèches (figure 4-27), il appert que la rigidité des spécimens testés préalablement en fatigue est plus élevée que celle des spécimens sains.



Figure 4-26 : Comportement à la rupture – Fatigue



Figure 4-27 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) - Fatigue

Bref, les 5 millions de cycles de fatigue, générant des contraintes variant de 60 à 185 MPa dans les armatures du lit inférieur, n'affectent pas la résistance ultime des spécimens ayant un joint en BFUP, qu'il soit transversal ou longitudinal. Par contre, la flèche et les ouvertures de fissures augmentent sous une charge cyclique constante tout au long de la phase de fatigue. Cette augmentation de flèche est de l'ordre de 0.1 mm/million de cycles.

4.3.2.4 POURCENTAGE DE FIBRES DANS LE MATÉRIAU DU JOINT, BFUP 2% OU BFUP 3%

Aucune conclusion ne peut être tirée, lors de la pré-fissuration, quant au type de BFUP utilisé (figure 4-28). En effet, l'effet est inverse pour les joints longitudinaux et transversaux. Pour l'un, la flèche est plus grande et pour l'autre, plus petite.



Flèche moyenne (mm)

Figure 4-28 : Comportement en pré-fissuration – BFUP

Concernant la phase de fatigue, aucune tendance ne peut être dégagée de la figure 4-29. Parmi les spécimens présentés, ceux dont les joints sont en BFUP 3% subissent à la fois les déformations les plus faibles et les plus élevées (courbes extrêmes).



Figure 4-29 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – BFUP

À l'ultime, les résultats sont très similaires pour les dalles avec joints en BFUP 2% et 3%, tel que le montre la figure 4-30. Les dalles représentant un joint transversal testées de façon statique uniquement ont un comportement quasi identique dans la phase linéaire. Les charges à la rupture sont également très proches les unes des autres. Ceci s'explique par le fait que la rupture finale n'est pas contrôlée par le joint, mais plutôt par l'interface dalle-joint ou par la fibre comprimée de la dalle. Le comportement post-pic est comparable pour les deux types de BFUP. Pour ce qui est des joints longitudinaux, le joint en BFUP 3% a une charge à la rupture légèrement inférieure de 3.4% à celle de son homologue en BFUP 2%, ce qui est dans l'ordre de grandeur de la variabilité intrinsèque des spécimens. Les deux courbes solitaires, correspondant à la dalle 18' (3o-D-Q-1-F) et à la dalle 20' (3o-U-Q-1-F), ont été carottées avant le chargement ultime et ont, par conséquent, une résistance moindre.



Figure 4-30 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – BFUP

En observant les différentes carottes prélevées après la rupture des spécimens, il est possible de constater que les joints en BFUP 3% ont moins fissuré que leurs homologues en BFUP 2%. Ce constat est fait autant pour les joints transversaux (figure 4-31 et figure 4-32) que pour les joints longitudinaux (figure 4-33 et figure 4-34). Le traçage des fissures lors des essais témoigne également de ce fait (figure 4-35). Ainsi, la présence d'une plus grande quantité de fibres contribue à réduire la quantité de fissures visibles.



Flèche maximale : 56.5 mm

Figure 4-31 : Carottes de joints transversaux – BFUP – Dalle 03 (20-D-Q-1-S) – Après rupture [NE]



Flèche maximale : 50.3 mm

Figure 4-32 : Carottes de joints transversaux – BFUP – Dalle 17 (30-D-Q-1-S) – Après rupture [NE]



Flèche maximale : 49.7 mm

Figure 4-33 : Carottes de joints longitudinaux – BFUP – Dalle 13 (20-U-Q-1-S) – Après rupture [NE]



Flèche maximale : 60.1 mm

Figure 4-34 : Carottes de joints longitudinaux – BFUP – Dalle 19 (30-U-Q-1-S) – Après rupture [tireté

NE]



c) Dalle 13 (20-U-Q-1-S)
 d) Dalle 19 (30-U-Q-1-Face sud, section J
 Figure 4-35 : Fissuration des joints – BFUP

Bref, pour des dalles préfabriquées en béton ordinaire, le pourcentage de fibres (2% et 3%) pour le BFUP du joint n'a pas d'impact sur le comportement mécanique que ce soit pour les phases de pré-fissuration, de fatigue ou à la rupture. Ceci s'explique par le fait que la détérioration se produit dans les éléments de moindre résistance des spécimens, c'est-à-dire le béton de la dalle et l'interface dalle-joint. Le joint en BFUP étant beaucoup plus performant, il se dégrade donc beaucoup moins que ces éléments. Les charges ultimes sont également équivalentes. Seule la dalle en BFUP 3% représentant un joint longitudinal (dalle 19 (30-U-Q-1-S)) a un peu moins bien performé, mais pas significativement. Il est donc possible de conclure qu'une longueur de chevauchement de 10d_b est suffisante autant dans du BFUP 2% que du BFUP 3%. Au niveau de la fissuration à l'ultime, les joints en BFUP 3% présentent moins de fissures que ceux en BFUP 2%.

4.3.2.5 DISPOSITION DES ARMATURES AU NIVEAU DU JOINT, BARRES CHEVAUCHÉES COLLÉES OU EN QUINCONCE

La disposition des armatures au niveau du joint (barres en quinconce ou collées) change légèrement le comportement de la dalle en pré-fissuration. En effet, les barres collées semblent diminuer la rigidité initiale tel que montré à la figure 4-36. La dalle 12' (20-D-C-1-F) ayant des barres collées est d'ailleurs le spécimen qui a présenté la rigidité initiale la plus faible (figure 4-10) parmi l'ensemble des dalles testées.



Figure 4-36 : Comportement en pré-fissuration – Disposition

En fatigue, la tendance du comportement des dalles est similaire, quoique la dalle 10 (2o-D-Q-1-F), dont les armatures sont disposées en quinconce, a subi de plus ou moins grandes variations de flèche comparativement à la dalle dont les barres sont collées (figure 4-37). Par contre ceci n'est pas le cas pour les autres spécimens dont les barres sont en quinconce. Afin de montrer que ce comportement n'est pas typique aux barres en quinconce, d'autres dalles ayant la même disposition des armatures, soit la dalle 04' (2o-D-Q-0-F) et la dalle 14 (2o-U-Q-0-F), ont été ajoutées au graphique. Il est à noter que cette dernière a des barres en U, mais un comportement presque identique à la dalle aux barres droites collées.



Figure 4-37 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Disposition

Pour la rupture, étant donné que la dalle 12' (20-D-C-1-F) a été carottée avant rupture, cette dernière a été comparée avec une autre dalle ayant subi le même sort. Ainsi, la comparaison montrée à la figure 4-38 a été faite avec la dalle 04' (20-D-Q-0-F). Au final, le comportement de ces deux dalles est quasi identique.



Figure 4-38 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Disposition

Bref, les joints dont les armatures sont collées et les joints dont les barres sont en quinconce offrent un comportement similaire en fatigue et à la rupture.

4.3.2.6 TYPE DE BÉTON UTILISÉ POUR LES DALLES PRÉFABRIQUÉES, BFHP OU BHP

La présence de fibres dans le béton des dalles occasionne une différence flagrante dans chacune des phases du protocole expérimental. D'abord, visuellement, le patron de fissuration sur les spécimens est différent, selon qu'il s'agisse de dalles en béton ordinaire ou de dalles en BFHP (figure 4-39 et figure 4-40). Tel que vu à la section 2.1.1, la présence de fibres diminue la largeur des fissures, mais accroît son nombre. Puisque les fissures sont repérées à l'œil nu, il est probable que l'ensemble de toutes les fissures ne soit pas représenté pour les dalles en BFHP. En pré-fissuration, la flèche moyenne des dalles en BFHP est nettement inférieure à celle des dalles en béton ordinaire (figure 4-41).

121



Figure 4-39 : Fissuration des spécimens de joints transversaux



Figure 4-40 : Fissuration des spécimens de joints longitudinaux

Il en est de même en fatigue. Les flèches et leur amplitude lors des cycles sont également réduites en présence de fibres dans les dalles (figure 4-11 et figure 4-12). La détérioration sentie au niveau de la flèche est cependant très similaire, qu'il s'agisse d'une dalle en BFHP ou d'une dalle en béton ordinaire, quoique légèrement inférieure pour la dalle en BFHP représentant un joint longitudinal (figure 4-42). Ceci signifie que la grande partie de l'endommagement ne survient pas dans la dalle. Elle ne survient pas non plus dans le joint, tel qu'observé à la section 4.3.2.4. Ainsi, cette détérioration se produit au niveau des interfaces dalle-joint. En effet, lors de tous les essais, de la fissuration au niveau des interfaces s'est produite, soit dans un des deux matériaux (dalle ou joint) ou soit directement sur le joint froid. Les graphiques d'ouvertures des interfaces dalle-joint présentés aux annexes E, F et G témoignent de ces résultats.



Flèche moyenne (mm)





Figure 4-42 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – BFHP

À la rupture, étant donné que la dalle 16 (2o-U-Q-1-F) n'a pas été carottée avant la rupture, la dalle homologue en BFUP 3% (dalle 20' (3o-U-Q-1-F)) servira de base comparative à la dalle 22' (2f-U-Q-1-F). Cette comparaison est valable étant donné que le pourcentage de fibres dans le BFUP du joint n'a pas d'impact sur le comportement à la rupture des dalles, tel que présenté précédemment. Ainsi, les courbes des dalles en BFHP suivent le même profil de courbe (figure 4-43). Par contre, la rigidité initiale des dalles en BFHP est légèrement supérieure et la résistance pour une même flèche est nettement supérieure par rapport aux dalles en béton ordinaire. De plus, tel qu'observé pour les joints longitudinaux, le spécimen en BFHP (dalle 22' (2f-U-Q-1-F)) offre un très long plateau plastique (ductilité), ce qui n'est pas le cas du spécimen en béton ordinaire (dalle 20' (3o-U-Q-1-F)).



Figure 4-43 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – BFHP

Tout au long des différentes phases, les ouvertures de fissures ont été mesurées en continu. Les capteurs d'ouverture de fissures dans la partie dalle mesurent sur une plage d'environ 200 mm, alors que ceux d'ouverture des interfaces dalle-joint prennent les mesures sur approximativement 40 mm. Un capteur peut donc intercepter plus d'une fissure (visible à l'œil nu ou non). Le tableau 4-6 présente une synthèse des ouvertures maximales mesurées pour la phase de pré-fissuration et de fatigue. Il est intéressant de remarquer que les ouvertures totales des fissures

(ouverture des interfaces dalle-joint non considérée) sont de 2 à 3 fois moindres dans les spécimens en BFHP que dans les spécimens en béton ordinaire. Encore une fois, la présence de fibres contrôle la fissuration, ce qui a pour conséquence de rigidifier le spécimen. Étant donné des ouvertures de fissures plus faibles dans les dalles en BFHP, et une ouverture de l'interface comparable à celle des dalles en BHP en conditions de service (tableau 4-7 et tableau 4-8), une meilleure durabilité à long terme des éléments en BFHP est à prévoir. De plus, des études supplémentaires seraient à prévoir afin de déterminer l'apport de l'effet d'arc sur l'ouverture des interfaces dalle-joint, en service comme à l'ultime.

		Pré-fissuration		Fatigue	
Spécimen	Nom	Section critique	Somme des ouverture maximales	Section critique	Somme des ouvertures maximales
#	-	-	mm	-	mm
10	20-D-Q-1-F	Н	0.29	Н	0.31
16	20-U-Q-1-F	Н	0.19	Н	0.20
21	2f-D-Q-1-F	L	0.09	L	0.09
22'	2f-U-Q-1-F	L	0.09	L	0.09

Tableau 4-6 : Ouverture maximale de la somme des fissures

Note : Les mesures d'ouverture peuvent inclure plus d'une fissure

		Ouverture		
Spécimen	Nom	maximale	%	
#	-	mm	D#/D02	
22'	2f-U-Q-1-F	0.22	77%	
14	20-U-Q-0-F	0.27	94%	
02	00-D-C-3-F	0.29	100%	
21	2f-D-Q-1-F	0.30	105%	
20'	30-U-Q-1-F	0.35	123%	
15	2*0-U-Q-1-F	0.36	125%	
04'	20-D-Q-0-F	0.38	133%	
10	20-D-Q-1-F	0.40	139%	
12'	20-D-C-1-F	0.42	145%	
16	20-U-Q-1-F	0.42	146%	
18'	30-D-Q-1-F	0.42	148%	
11	20-D-Q-2-F	0.43	151%	
06	20-D-Q-0-F	0.44	153%	
09	2*o-D-Q-1-F	0.58	202%	

Tableau 17. Our cartura	ma avima ala da	11 mtorfood dall	a inimi	(Drá ficar ration)
1201e2114-7 · UIIVenure	maximale de	l'interface dalle	a-inint	(Pre-fissuration)
	maximale de	i interidoe dan	<i></i>	(i i c iiissuiailaiis)

Spécimen	Nom	Ouverture maximale	%
#	-	mm	D#/D02
14	20-U-Q-0-F	0.26	64%
22'	2f-U-Q-1-F	0.27	65%
21	2f-D-Q-1-F	0.35	85%
15	2*0-U-Q-1-F	0.35	87%
04'	20-D-Q-0-F	0.37	90%
20'	30-U-Q-1-F	0.37	91%
18'	30-D-Q-1-F	0.41	99%
02	00-D-C-3-F	0.41	100%
12'	20-D-C-1-F	0.43	104%
10	20-D-Q-1-F	0.43	104%
11	20-D-Q-2-F	0.44	107%
16	20-U-Q-1-F	0.44	109%
09	2*0-D-Q-1-F	0.49	121%
06	20-D-Q-0-F	0.55	135%

 Tableau 4-8 : Ouverture maximale de l'interface dalle-joint (Fatigue)

Bref, l'utilisation des fibres dans les dalles diminue les flèches en pré-fissuration, diminue les flèches et leur amplitude en fatigue et augmente considérablement la résistance des spécimens à la rupture pour une même disposition des armatures. Les fibres procurent également un plateau ductile lors de la rupture des joints longitudinaux dû à l'écrasement en compression du béton survient à de beaucoup plus grandes déformations. Une longévité accrue des dalles est donc à prévoir avec ce type de béton, tant du point de vue mécanique que du point de vue de l'enrobage des armatures et du contrôle de la fissuration. Toutefois le point faible demeure l'interface entre le béton de la dalle et celui du joint. Des solutions pour améliorer le comportement en service de cette zone devraient être explorées. Il faut toutefois noter que l'utilisation de dalles en BFHP sollicite davantage le joint en BFUP ce qui a conduit à accroître leur fissuration dans le cas d'un BFUP 2%.

4.3.2.7 Type de Joint, longitudinal (barres en U) ou transversal (barres droites)

Pour la pré-fissuration (figure 4-44), deux groupes distincts sont formés. Les spécimens de joints longitudinaux forment des hystérésis de plus grande amplitude verticalement que ceux des joints transversaux. Cette différence s'explique par l'espacement moindre des barres d'armature dans les spécimens de joints longitudinaux. Ainsi, un plus grand moment est requis afin de solliciter de la même façon les armatures.



Figure 4-44 : Comportement en pré-fissuration – Type de joint

À la rupture, les joints longitudinaux ont un comportement différent de celui des joints transversaux, tel que représenté à la figure 4-45. En effet, les joints longitudinaux ont un comportement bilinéaire avant l'ultime, distinguable par un changement de pente brusque aux alentours de 110 kNm/m. Les joints transversaux, quant à eux, ont une phase linéaire, suivie d'une phase parabolique. Le changement de phase se fait très graduellement. En calculant le moment requis pour plastifier les armatures à l'aide de l'équation mentionnée dans Massicotte (2017a) (réécrite en (Éq. K.1) à l'annexe K), une valeur d'approximativement 114 kNm/m pour les joints longitudinaux et 79 kNm/m pour ceux transversaux est obtenue en moyenne. Ces valeurs varient quelque peu d'un spécimen à l'autre. Les calculs ont été faits en utilisant les valeurs expérimentales des essais sur armatures (f_y) et cylindres de béton à 28 jours (f'c et Ec).



Figure 4-45 : Comportement à la rupture - Type de joint

Des analyses ont été effectuées à l'aide du logiciel d'analyse sectionnelle AIS (Analyse Inélastique des Sections) développé à Polytechnique (Massicotte, Conciatori, Bédard, & Braike, 2014). Ces analyses avaient pour but de différencier le comportement des deux types de joints, soit longitudinal et transversal. Les propriétés géométriques et les paramètres des matériaux ont été entrés dans le logiciel. La résistance à la compression du béton a été calculée à 155 jours (échéance approximative du béton au moment des essais) selon l'équation de l'ACI Committee 209 (2008), présentée précédemment, en considérant les résultats des essais du béton en compression à 28 jours.

La figure 4-46 présente l'évolution de l'ouverture des fissures en fonction du moment flexionnel. Sur cette figure, un total de quatre courbes y est présenté. Les deux courbes du haut (verte et orange) représentent un joint longitudinal et celles du bas (bleue et rouge) représentent un joint transversal. Les données d'entrée pour les courbes qui ont une résistance moindre (verte et bleue) n'ont pas été modifiées, c'est-à-dire que les valeurs d'entrée utilisées sont celles obtenues expérimentalement. Par contre, les données des courbes qui se prolongent (orange et rouge) ont subi quelques modifications. Ainsi, la déformation à la rupture du béton obtenue lors de ces essais a également été ajustée à 5000 microdéformations (au lieu de 2416 microdéformations) pour les analyses afin de tenir compte de l'effet flexionnel lors des essais sur dalles. Également, la résistance

en traction du béton est considérée nulle pour ces quatre analyses étant donné la présence de joints froids.



Figure 4-46 : Courbes AIS

Les moments ultimes obtenus avec les analyses AIS pour les deux types de joints se situent entre la valeur théorique et celle expérimentale (tableau 4-9). Les valeurs avec les données non-modifiées se rapprochent plutôt des valeurs théoriques, alors que les données modifiées se rapprochent plutôt des valeurs expérimentales. Bien que les résistances obtenues divergent quelque peu de la valeur du laboratoire, les causes reliées aux différents changements de pentes ont été répertoriées à l'aide des courbes non-modifiées. Pour les deux types de joints, des associations peuvent être faites avec les résultats d'ouverture de fissures fournis par AIS et les courbes de flèches expérimentales. Pour le joint longitudinal, la courbe d'AIS se divise en deux droites, tout comme ce qu'il a été obtenu expérimentalement pour la flèche. Le changement de pente est provoqué par la plastification du lit d'armature inférieur (O). À l'ultime, c'est la déformation au niveau de la fibre supérieure de la dalle qui atteint la limite maximale du béton (□). Concernant le joint transversal, un comportement tri-linéaire est observé numériquement. Tout comme pour l'autre type de joint, la première inflexion et la cause de la rupture sont les mêmes. Par contre, dû à la quantité moindre d'armature dans la dalle, la plastification du lit d'armatures supérieur implique
un second changement de pente (\triangle). Par contre, expérimentalement, le comportement observé est courbe au lieu d'avoir des segments de droite. Étant donné que les joints n'ont pas été modélisés, la cause de cette différence est peut-être liée à la forme du joint. Afin de vérifier cette hypothèse et de valider le comportement expérimental des spécimens, des analyses par éléments finis sont requises, ce qui dépasse toutefois la portée de ce projet.

	Joint transversal		Joint longitudinal	
	Dalle 03 (20-D-Q-1-S)		Dalle 13 (20-U-Q-1-S)	
Provenance	Moment résistant	Écart	Moment résistant	Écart
-	kNm/m	-	kNm/m	-
Théorie	106	0%	148	0%
AIS (non-modifié)	108	1%	154	4%
AIS (modifié)	115	8%	162	9%
Expérimental	118	11%	173	16%

Tableau 4-9 : Moment résistant d'un joint transversal et longitudinal – AIS

Le tableau 4-10 a été construit de manière à pouvoir comparer toutes les dalles ayant un joint en BFUP entre-elles, puisque la disposition des aciers d'armature est différente (nombre de barres, hauteur des lits et forme au niveau de l'ancrage des barres). En guise de référence, la dalle sans joint (dalle 23 (/o-D-P-0-F)) y figure également. Le moment ultime expérimental de chaque spécimen a été divisé par le nombre de barres effectives, c'est-à-dire le nombre de barres intactes présentes dans la dalle à l'ultime afin d'uniformiser les valeurs d'aires d'armatures (As et A's). Les spécimens carottés se retrouvent avec une barre en moins. Par la suite, un facteur correctif a été calculé afin de ramener sur une même base les valeurs des hauteurs des lits d'armatures (d et d'). Le moment des joints longitudinaux a été converti en moment équivalent d'un joint transversal en se référant aux hauteurs des lits d'armatures en divisant le terme (d et d') de la dalle à celui d'une dalle de joint transversal. Il est à mentionner que la géométrie de tous les joints longitudinaux est identique entre eux. Il en est de même pour les joints transversaux. Deux hypothèses différentes ont été testées. Les équations mentionnées subséquemment sont présentées à l'annexe K. La première néglige les armatures du lit supérieur (Éq. K.3), alors que la seconde suppose que ces armatures sont plastifiées en traction (Éq. K.4), tel qu'il est le cas lors du calcul du moment résistant théorique des dalles avec joint en BFUP. Par contre, pour la dalle sans joint, les équations renseignent que ces armatures sont plutôt élastique à l'ultime. Cependant, étant donné que les termes en fonction de d et d' de l'équation pour cet état ne sont pas isolables, que les paramètres du béton interviennent et que les valeurs théoriques de résistance pour A's élastiques et A's plastifiées en traction sont pratiquement identiques (138 kNm/m vs 142 kNm/m), seul l'état de plastification en traction sera considéré. Ainsi, l'erreur commise sera minime. Afin de réduire les paramètres d'entrée des équations, l'hypothèse donnée en (Éq. K.2) a été faite.

		Nombre de			Mult harmonisé		
Spécimen	Nom	Mult	barres efficaces	M _{ult} /barre	Sans A's	A's plastifiée en traction	
#	-	kNm/m	barres	kNm/m/barre	kNm/m/barre	kNm/m/barre	
03	20-D-Q-1-S	117.9	4	29.5	29.5	29.5	
04'	20-D-Q-0-F	91.0	3	30.3	30.3	30.3	
06	20-D-Q-0-F	120.1	4	30.0	30.0	30.0	
09	2*0-D-Q-1-F	119.8	4	30.0	30.0	30.0	
10	20-D-Q-1-F	119.7	4	29.9	29.9	29.9	
11	20-D-Q-2-F	121.6	4	30.4	30.4	30.4	
12'	20-D-C-1-F	92.7	3	30.9	30.9	30.9	
13	20-U-Q-1-S	172.6	5	34.5	31.4	34.8	
14	20-U-Q-0-F	169.9	5	34.0	30.9	34.2	
15	2*0-U-Q-1-F	171.0	5	34.2	31.1	34.4	
16	20-U-Q-1-F	170.9	5	34.2	31.1	34.4	
17	30-D-Q-1-S	118.1	4	29.5	29.5	29.5	
18'	30-D-Q-1-F	92.0	3	30.7	30.7	30.7	
19	30-U-Q-1-S	166.7	5	33.3	30.4	33.6	
20'	30-U-Q-1-F	140.6	4	35.2	32.0	35.4	
21	2f-D-Q-1-F	137.1	4	34.3	34.3	34.3	
22'	2f-U-Q-1-F	157.1	4	39.3	35.8	39.5	
23	/o-D-P-0-F	169.1	5	33.8	30.8	34.1	

Tableau 4-10 : Moment ultime harmonisé des spécimens – Type de joint

Le tableau 4-11 renseigne sur les facteurs de pondérations utilisés et le tableau 4-12 présente les résultats moyens pour chacun des types de joint. À la lumière de ces valeurs, il est possible de conclure que les barres en U apportent un gain, par rapport aux barres droites, de l'ordre de 3% (variabilité plus élevée) si seulement l'armature du lit inférieur est considérée, et de l'ordre de 14% en considérant les deux lits d'armature. Bien que l'ancrage soit meilleur avec des barres en U, ces valeurs sont à considérer avec un certain recul. D'abord, la détérioration se produit principalement dans la partie dalle et à l'interface dalle-joint. Aucun glissement des barres d'armature n'a été constaté, ce qui signifie que l'ancrage des barres droites est adéquat. De plus, bien que des calculs voulant ramener les positions des lits d'armatures à un même endroit aient été réalisés, une hypothèse a été posée afin d'annuler l'effet des types de béton utilisés. Par

contre, cette sur résistance est peut-être bien réelle. Elle pourrait être causée par la position de la clé de cisaillement. Des essais supplémentaires seraient requis afin de vérifier l'effet de la forme des barres chevauchées (en U et droites) et de la forme des joints. Afin de limiter les variables en jeu, les distances d et d' devront être égales pour tous les spécimens.

Béton dalle	Béton dalle	Sans A's	A's plastifiée en traction
BO 50 MPa	Transversal (D)	1.000	1.000
	Longitudinal (U)	0.911	1.007
BFHP 70 MPa	Transversal (D)	1.000	1.000
	Longitudinal (U)	0.911	1.007

Tableau 4-11 : Facteurs de pondération pour harmonisation – Type de joint

Tableau 4-12 : Moments ultimes harmonisés moyens – Type de joint

		Mult harmonisé moyen				
Béton dalle	Béton dalle Type de joint		Sans A's		A's plastifiée en traction	
-	-	kNm/m/barre		kNm/m/barre		
BO 50 MPa	Transversal (D)	30.1	2 10/	30.1	+14%	
	Longitudinal (U)	31.2	+3.4%	34.5		
BFHP 70 MPa	Transversal (D)	34.3	1 20/	34.3	+15%	
	Longitudinal (U)	35.8	+4.3%	39.5		

Bref, les joints longitudinaux apporteraient un léger surcroît de résistance par rapport aux spécimens joints transversaux. Des essais supplémentaires seraient par contre requis afin de valider ce paramètre.

4.3.2.8 NOMBRE DE BARRES PARALLÈLES AU JOINT

Concernant la pré-fissuration, plus il y a de barres parallèles au joint, plus la flèche est grande pour un même moment, tel que présenté à la figure 4-47. Malgré le fait qu'il existe une certaine variabilité pour deux spécimens identiques, il semble que cette observation soit justifiée. En effet, cette constatation est faite autant pour les joints transversaux que pour les longitudinaux, et s'avère véridique également avec le nombre de barres, sans exception.



Figure 4-47 : Comportement en pré-fissuration – Barres parallèles au joint

Pour ce qui est de la rupture (figure 4-48), il semble que plus il y a de barres parallèles au joint, plus la rigidité du spécimen décroît, quoique très légèrement. Les résistances sont par contre approximativement toutes les mêmes pour chaque type de joint.

Ces observations pourraient s'expliquer par le fait que la présence des barres d'armatures crée une zone de discontinuité dans la matrice du joint, causant ainsi une légère diminution de la rigidité au niveau du joint. Par contre, les joints en BFUP étant beaucoup plus résistants que les dalles en béton ordinaire, il paraît peu probable que les barres parallèles au joint aient pu modifier le comportement des spécimens.



Figure 4-48 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) - Barres parallèles au joint

Bref, le nombre de barres parallèles au joint semble jouer sur la flèche résiduelle causée par la préfissuration, ainsi que sur la rigidité initiale du spécimen lors de la rupture. En effet, plus le nombre de barres augmente, plus la flèche augmente lors de la pré-fissuration et plus la rigidité décroît à la rupture. Également, tel que mentionné à la section 3.2.4, ces barres servent à reprendre les efforts de flexion dans la direction perpendiculaire à celle étudiée. Lorsqu'elles sont au nombre de deux par lit, elles permettent de réduire considérablement la fissuration de retrait dans le BFUP du joint (voir section 4.10.1.3).

4.3.2.9 PRÉSENCE D'UN JOINT EN BFUP

Tel que mentionné précédemment, la dalle sans joint (dalle 23 (/o-D-P-0-F)) a une rigidité initiale en pré-fissuration plus grande que tous les autres spécimens possédant un joint, qu'il soit en BFUP ou en béton ordinaire (figure 4-10 et figure 4-49). Ceci peut s'expliquer par l'absence d'interface dalle-joint qui cause une zone de plus faible résistance. L'amplitude des 5 cycles de pré-fissuration de la dalle sans joint est plus faible étant donné que le protocole d'essai lors de la fissuration était légèrement différent de celui des autres dalles. La dalle avec joint en BFUP (dalle 14 (2o-U-Q-0-F)) a une flèche, lors des cycles de pré-fissuration, légèrement inférieure pour un même moment. Cette différente aurait probablement été plus marquée si les cycles avaient été faits avec une même amplitude pour ces deux spécimens.



Ficence moyenne (mm)

Figure 4-49 : Comportement en pré-fissuration – Joint BFUP

La flèche maximale réinitialisée lors des cycles de fatigue (figure 4-50) de la dalle comportant un joint en BFUP est moindre d'environ 0.5 mm tout au long de cette phase comparativement à la dalle continue, ce qui n'est pas négligeable. Par contre, tel que mentionné précédemment, les problèmes de chargement de la dalle 23 (/o-D-P-0-F) ont peut-être malencontreusement fait augmenter la flèche.

À l'ultime (figure 4-51), le comportement de ces deux dalles est similaire, en plus d'avoir une résistance quasi identique. La dalle avec joint en BFUP est quelque peu plus rigide au début de cette phase.



Figure 4-50 : Comportement en fatigue (flèche réinitialisée) – Joint BFUP



Figure 4-51 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Joint BFUP

Bref, une dalle avec joint en BFUP est aussi performante qu'une dalle sans joint. À la rupture, leur comportement est similaire et leur résistance pratiquement identique.

4.3.2.10 Présence d'un joint conventionnel en béton ordinaire

En pré-fissuration, tel que le présente la figure 4-52, la rigidité initiale de la dalle du joint conventionnel chevauché sur 600 mm (dalle 02 (0o-D-C-3-F)) est similaire à celle la dalle avec joint en BFUP (dalle 14 (2o-U-Q-0-F)). Par contre, lors des cycles, les rigidités et les flèches se rapprochent plutôt de la dalle sans joint (dalle 23 (/o-D-P-0-F)). En effet, si les cycles de pré-fissuration de cette dernière avaient été faits à la même amplitude que pour les autres spécimens, les hystérésis de ces deux dalles auraient possiblement été confondues.



Figure 4-52 : Comportement en pré-fissuration – Joint conventionnel

À la rupture (figure 4-53), les dalles ont un comportement similaire et des résistances du même ordre de grandeur. Exception faite de la dalle du joint conventionnel testée de façon statique (dalle 01 (0o-D-C-3-S)) qui a moins bien performé pour les raisons mentionnées à la section 4.3.2.3. La dalle homologue à cette dernière mais testée de façon cyclique (dalle 02 (0o-D-C-3-F)) a une résistance inférieure de moins de 1% à celle de la dalle continue, ce qui n'est pas significatif.



Figure 4-53 : Comportement à la rupture (flèche réinitialisée) – Joint conventionnel

Bref, les spécimens comprenant un joint conventionnel sont aussi résistants que la dalle continue et les spécimens comprenant un joint en BFUP.

4.3.2.11 ÉCART DE CONTRAINTES EXCESSIF

Pour ce qui est des essais du groupe « Normatif », il est à rappeler que l'objectif de ces essais était d'obtenir une rupture du spécimen en fatigue. Ainsi, le protocole expérimental était différent des autres spécimens testés. Afin d'avoir une référence sur les figures présentées dans cette section, un spécimen physiquement identique, mais testé selon le protocole des autres groupes (dalle 06 (20-D-Q-0-F)) a été ajouté aux graphiques.

Pour ce qui est du comportement lors de la pré-fissuration des spécimens du groupe « Normatif » (figure 4-54), il appert que le comportement des spécimens est le même que celui des autres spécimens. Il est également intéressant de constater que les 2 spécimens ayant subi le même protocole expérimental (dalle 07 (20-D-Q-0-F*) et dalle 08 (20-D-Q-0-F*)) ont à toutes fins pratiques pratiquement le même comportement lors de cette phase.



Figure 4-54 : Comportement en pré-fissuration – Normatif

Le comportement à la fatigue de ces 3 spécimens sont illustrés à la figure 4-55 et figure 4-56. Tout comme pour les autres spécimens, une dégradation de la flèche au fil des cycles est constatée, autant pour la flèche maximale que pour l'amplitude de la variation des flèches. Il est intéressant de constater que les courbes des dalle 07 (20-D-Q-0-F*) et dalle 08 (20-D-Q-0-F*) sont également presque superposées en fatigue. Étant donné l'obtention d'une rupture en fatigue des spécimens, des augmentations soudaines de la flèche provoquent des paliers visibles. Ces augmentations s'expliquent par la dégradation de l'interface dalle-joint et par la rupture de chaque barre d'armature. Il est à rappeler que chacun des spécimens possède 4 barres d'armatures sur son lit inférieur. La charge appliquée n'a pas été modifiée même si le nombre d'armatures effectives était réduit. Ainsi, la contrainte dans les armatures restantes en est augmentée.







Figure 4-56 : Comportement en fatigue (amplitude des cycles) - Normatif

Le tableau 4-13 présente un récapitulatif des données et des résultats de ces spécimens. Les cycles valides sont les cycles effectués où la charge minimale, la charge maximale et l'écart entre ces charges ne variaient pas de plus de 10% de ce qui était défini. Les prolongements grisés des courbes précédentes représentent les cycles non-comptabilisés.

Spécimen	Nom	Écart de contraintes en fatigue dans les armatures	Nombre de cycles valides
#	-	MPa	cycles
05	20-D-Q-0-F*	300	~ 161 000
07	20-D-Q-0-F*	200	~ 1 240 000
08	20-D-Q-0-F*	200	~ 1 037 000
06	20-D-Q-0-F	125	> 7 200 000

Tableau 4-13 : Données et résultats des spécimens du groupe Normatif

Les résultats obtenus dans le cadre des essais du groupe « Normatif » sont comparés aux résultats obtenus par Hanson et al. (1974) à la figure 4-57. Il est par contre à mentionner que les essais et les spécimens réalisés par Hanson et al. (1974) sont différents de ceux du présent projet et que le nuage de points présenté regroupe plusieurs paramètres. Le but n'est pas de démontrer l'effet de nouveaux paramètres, mais plutôt de s'assurer de la pertinence des présents résultats. Les résultats obtenus dans le cadre du présent projet s'inscrivent entre les limites de tolérances établies par l'étude susmentionnée.



Figure 4-57 : Nombre de cycles à rupture selon l'amplitude de la variation de contraintes dans les armatures (Adapté de Hanson et al. (1974))

Pour les 3 spécimens testés (dalle 05 (20-D-Q-0-F*), dalle 07 (20-D-Q-0-F*) et dalle 08 (20-D-Q-0-F*)), la rupture de chaque spécimen a été causée par la rupture en fatigue des barres d'armatures du lit inférieur. Les armatures d'un seul côté de chaque joint ont subi une rupture, tel que présentées à la figure 4-58. S'en est suivi, lorsque les quatre barres de chaque spécimen ont rompu, l'éclatement du béton en compression de la partie dalle.



a) Dalle 05 (20-D-Q-0-F*) b) Dalle 07 (20-D-Q-0-F*) c) Dalle 08 (20-D-Q-0-F*) Figure 4-58 : État des interfaces dalle-joint après rupture – Face sud

Afin d'avoir un visuel sur les barres d'armatures, le béton de la dalle a été enlevé près du joint. La figure 4-59, figure 4-60 et figure 4-61 présentent les photos des dalles du groupe « Normatif ». Les zones encerclées indiquent les endroits où il y a eu rupture dans les armatures. La figure 3-24 indique le chiffre romain correspondant à position des barres qui ont subi une rupture en fatigue. Ce chiffre évolue de l à IV respectivement du sud vers le nord.



Figure 4-59 : État armatures après rupture - Dalle 05 (20-D-Q-0-F*) (béton dégarni) – Vue du

dessous



Figure 4-60 : État armatures après rupture - Dalle 07 (20-D-Q-0-F*) (béton dégarni) – Vue du

dessous



Figure 4-61 : État armatures après rupture - Dalle 08 (20-D-Q-0-F*) (béton dégarni) – Vue du dessous

L'observation des carottes prélevées à même le joint en BFUP, voir figure 4-62, permet de constater qu'il n'y a pas eu de signes d'arrachement des armatures dans le matériau du joint. La dégradation du spécimen d'un seul côté du joint a fait en sorte que la rupture s'est produite à cause de l'atteinte de la résistance en fatigue des armatures à l'interface dalle-joint et non du joint en tant que tel. Le chevauchement des barres sur 10db est donc suffisant pour reprendre les efforts causés par des cycles de fatigues générant des écarts de contraintes dans les armatures jusqu'à au moins 300 MPa.



Figure 4-62 : Carottes du groupe « Normatif » – État de la zone autour des armatures inférieures

Bref, imposer chargement en fatigue dont l'écart de contraintes dans les armatures est de l'ordre de 200 MPa ou de 300 MPa, réduit considérablement le nombre de cycles que la dalle peut supporter. Une longueur de chevauchement de 10db est suffisante pour reprendre les efforts de traction dans les armatures dont l'écart de contraintes est d'au moins 300 MPa.

4.10.1 ANALYSE GÉNÉRALE DES CAROTTES

Tel que spécifié précédemment, des carottes ont été prélevées sur les dalles après rupture et pour certaines dalles juste avant d'effectuer le chargement final. L'ensemble des clichés est présenté à l'annexe I.

4.10.1.1 ÉTAT DE L'INTERFACE DALLE-JOINT AVANT LES ESSAIS

Des doutes subsistaient quant à l'état de l'interface dalle-joint avant que les spécimens soient testés, c'est-à-dire avant que les spécimens soient installés sur le banc d'essai. Le retrait du béton du joint et la manutention des spécimens pourraient avoir fait fissurer l'interface, ce qui modifierait le comportement des spécimens lors des essais. Afin de vérifier l'état de cette interface, les carottes prélevées ont été observées. La figure 4-63 présente quelques clichés de carottes qui n'ont pas fissuré au niveau de l'interface dalle-joint après les cycles de fatigue et après rupture du spécimen. Il est donc évident que même avant les essais il n'y a pas eu de décollement des interfaces, que ce soit pour du BFUP 2% ou 3%. Toutefois, dans le cas de dalles déjà en place, il est possible que le retrait gêné entraîne la formation de fissures à l'interface. Cet aspect sera traité plus loin dans les recommandations (section 5.5.1).



a) Dalle 04' (2o-D-Q-0-F) Avant rupture [SO]



b) Dalle 06 (2o-D-Q-0-F) Après rupture [SE]



Après rupture [NE]

Figure 4-63 : État de l'interface dalle-joint

4.10.1.2 ÉTAT DE L'INTERFACE DALLE-JOINT APRÈS LA RUPTURE DU SPÉCIMEN

Bien que pour certains spécimens l'interface reste intacte après rupture, tel que vu précédemment, il n'est pas rare de constater que de la fissuration se produit directement à l'interface dalle-joint lors du chargement à la rupture. Quelques exemples sont présentés à la figure 4-64.



a) Dalle 03 (20-D-Q-1-S) Après rupture [NE]



b) Dalle 14 (2o-U-Q-0-F) Après rupture [NE]



c) Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) Après rupture [NO]

Figure 4-64 : Fissuration de l'interface dalle-joint sur carottes

4.10.1.3 FISSURATION DE RETRAIT

Sur certaines carottes, il est possible de remarquer la présence d'une fissure verticale dans le BFUP aux environs des barres d'armatures (figure 4-65), perpendiculaire au joint, tous types de cure confondus (sans cure, cure humide et cure à l'eau). Cette fissuration également visible en surface, est due au retrait restreint du BFUP dans l'axe du joint. La dalle 16 (2o-U-Q-1-F) est un bon exemple. La reproduction numérique de la fissuration de cette dalle est présentée à la figure 4-67. Le code de couleur utilisé pour représenter les différentes phases et paliers est identifié à la figure 4-66. En observant attentivement l'état du joint avant les essais, des fissures perpendiculaires au sens long du joint sont présentes à quelques endroits. Ces fissures sont identifiées en jaune sous le terme « Initial ». Les cercles bleus indiquent l'emplacement des carottes prélevées et les croix en turquoise l'emplacement des plots de capteurs d'ouverture de fissures. Sur cette figure, il est possible de remarquer que de la fissuration initiale est présente dans le cercle de la carotte, près de la barre d'armature qui crée une faiblesse dans le béton pour cette direction d'efforts. Un agrandissement (figure 4-68a) se poursuit également sur la surface supérieure de la dalle.

Bien que les barres parallèles au joint soient orientées favorablement pour contrer ce type de fissuration, la présence d'une de ces barres par lit ne semble pas modifier la fissuration. En effet, les dalles en béton ordinaire avec joint en BFUP 2% ont de 1 à 5 fissures visibles sur la surface inférieure avant les essais (cure humide à arrosage journalier), alors que les dalles en BFHP avec joint en BFUP2 % (cure humide à apport d'eau continu) n'en n'ont pas et ce, lorsqu'il y a une ou aucune barre au joint. Il est donc à se questionner sur l'impact de la cure humide des joints (arrosage journalier ou apport d'eau continu) (voir section 4.3.2.2) et sur les efforts générés dans les spécimens lors de la manutention. Le spécimen ayant 2 barres parallèles au joint par lit n'a présenté aucune fissure initiale visible à l'œil nu. Quant aux spécimens avec joints en BFUP 3%, ceux-ci n'ont pas eu de ce type de fissuration.





a) Dalle 04' (20-D-Q-0-F) Après rupture [NO]



d) Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) Après rupture [NO]

e) Dalle 16 (20-U-Q-1-F) Après rupture [SO]



c) Dalle 14 (2o-U-Q-0-F) Après rupture [NE]



f) Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) Avant rupture [SO]

Figure 4-65 : Fissuration verticale dans le BFUP sur carottes



Figure 4-66 : Légende de la fissuration



Figure 4-67 : Reproduction numérique de la dalle 16 (20-U-Q-1-F)



a) Trou de la carotte

b) Surface du dessus

Figure 4-68 : Fissuration de retrait dans le BFUP – Dalle 16 (20-U-Q-1-F)

4.10.1.4 FISSURATION DE FENDAGE

Des fissures de fendage sont également présentes sur certaines carottes au niveau du BFUP. Cette fissuration se produit parfois au niveau du lit inférieur et/ou supérieur (figure 4-69).



Figure 4-69 : Fissuration de fendage sur carottes

4.10.1.5 CÔNES D'ARRACHEMENT

Des cônes d'arrachement dans le béton se sont produits autour de la barre d'armature du lit inférieur pour quelques spécimens (figure 4-70).



Figure 4-70 : Cône d'arrachement autour de la barre du lit inférieur sur carottes

4.10.1.6 SOMMAIRE

L'examen des carottes prélevées avant les essais à la rupture a montré que l'interface dalle-joint des spécimens n'était pas fissurée. L'analyse des carottes prélevées après les essais à la rupture et des patrons de fissuration sur la surface inférieure des joints après à la rupture, montre qu'une cure à l'eau dont l'apport est continu, l'usage de BFUP 3% et la présence de 2 barres parallèles au joint par lit réduisent, chacun d'eux, presqu'à néant la fissuration initiale dû au retrait dans les joint des spécimens.

Chapitre 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

5.1 RETOUR SUR LES OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE

Les critères de conception des joints en BFUP recommandés par la FHWA (2014) sont basés sur un nombre limité d'essais de joints situés entre les poutres (Graybeal, Benjamin A., 2010). L'amplitude des contraintes de fatigue imposée aux spécimens de cette étude est difficile à évaluer étant donné que la charge appliquée est non-uniforme. De plus, les longueurs de chevauchement des armatures des spécimens testés (10db pour la fatigue) diffèrent des recommandations promulguées par le FHWA (6db) sans justification. Ainsi, une étude supplémentaire s'est avérée nécessaire afin d'établir les critères de conception pour les joints situés entre les poutres dans des zones de moment positif et soumis à des chargements de fatigue dite élastique auxquels sont associés un très grand nombre de cycles de faible amplitude.

Ce projet visait donc à fournir au Ministère les informations expérimentales manquantes pour la conception de joints en BFUP utilisant des matériaux et configurations propres aux applications visées pour les ouvrages du Ministère, et ce, pour les sollicitations propres aux règles de conception utilisées au Canada.

L'objectif général de ce projet de recherche était d'établir les critères de conception des joints en BFUP entre des éléments de dalles préfabriquées situés entre les poutres et sollicités en moments positifs afin de rencontrer des performances en fatigue supérieures ou égales à celle obtenues avec des méthodes et matériaux de construction conventionnels.

Les objectifs spécifiques du projet de recherche étaient de :

- déterminer la configuration de joint la plus économique qui satisfait les exigences de conception aux états limites de fatigue et ultime ;
- déterminer le mode de rupture des joints en fonction de leur configuration ;
- vérifier l'impact d'une cure écourtée sur la capacité des joints en BFUP ;
- déterminer le pourcentage de fibres requis dans le BFUP du joint ;
- vérifier le comportement en fatigue et à l'ultime des barres collées au niveau du joint ;
- déterminer l'apport structural de dalles en béton renforcé de fibres métalliques ;
- déterminer les différences entre des barres chevauchées droites et des barres en U ;

- déterminer l'impact de la présence de barres parallèles au joint dans le joint ;
- vérifier la capacité en fatigue d'une dalle en béton conventionnel sans joint ;
- vérifier la capacité en fatigue des joints longitudinaux réalisés avec du béton conventionnel et des armatures chevauchées sur 600 mm;
- vérifier la résistance à la fatigue de joints en BFUP sous des écarts de contraintes supérieures à ce que prescrit la norme canadienne.

5.2 CONCLUSIONS DU PROJET DE RECHERCHE

Les critères de conception des joints en BFUP entre les poutres en zone de moment positif recommandés par la FHWA (2014) sont basés sur un nombre limité d'essais (Graybeal, Benjamin A., 2010). L'amplitude des contraintes de fatigue imposée aux spécimens de cette étude est difficile à évaluer étant donné que la charge appliquée est non-uniforme. De plus, les longueurs de chevauchement des armatures des spécimens testés diffèrent des recommandations du FHWA. Ainsi, une étude supplémentaire s'est avérée nécessaire afin d'établir les critères de conception pour les joints situés entre les poutres.

La campagne expérimentale sur spécimens de dalles, réalisée dans le cadre du présent projet, permet de conclure que :

- un chevauchement de 10db dans les joints en BFUP permet de résister à des contraintes de fatigue d'une amplitude de 125 MPa ;
- une cure à l'eau dont l'apport est continu permet de réduire la fissuration au jeune âge du BFUP par rapport à une cure où les joints sont arrosés uniquement de façon journalière et conservés humide ;
- une cure à l'eau dont l'apport est continu, le BFUP 3% et la présence de 2 barres parallèles au joint par lit réduisent, chacun d'eux, presqu'à néant la fissuration initiale due au retrait dans le joint des spécimens;
- l'absence de cure humide sur un spécimen a provoqué beaucoup plus de fissures de retrait dans le joint; le peu de spécimens testés ne permet pas de conclure sur l'impact de la cure sur la durabilité des éléments;
- l'absence de cure humide ne semble pas influencer significativement le comportement mécanique en pré-fissuration, en fatigue et à l'ultime ;

- malgré le fait que des spécimens soient identiques et testés de la même façon, leur comportement en pré-fissuration et en fatigue peut varier ;
- la résistance ultime des spécimens ayant un joint en BFUP (transversal et longitudinal) n'est pas affectée par les 5 millions de cycles de fatigue générant des contraintes variant de 60 à 185 MPa (variation de contrainte de 125 MPa) dans les armatures du lit inférieur ;
- la flèche et les ouvertures de fissures augmentent sous une charge cyclique constante tout au long de la phase de fatigue, de l'ordre de 0.1 mm/million de cycles pour la flèche ;
- le pourcentage de fibres (2% et 3%) pour le BFUP du joint avec des dalles préfabriquées en béton ordinaire n'a pas d'impact sur le comportement mécanique des phases de préfissuration, de fatigue et à la rupture. Ceci est relié au fait que l'endommagement de la dalle se concentre dans la dalle ou à l'interface dalle-joint ;
- les joints en BFUP 3 % présentent moins de fissures que ceux en BFUP 2% à l'état limite ultime, mais cela n'affecte pas la résistance. Ceci s'explique par le fait que la rupture finale n'est pas contrôlée par le joint, mais plutôt par l'interface dalle-joint ou par la fibre comprimée de la dalle ;
- les joints dont les armatures sont collées et les joints dont les barres sont en quinconce ont un comportement similaire en fatigue et à la rupture ;
- l'utilisation de dalles en BFHP diminue les flèches en pré-fissuration, diminue les flèches et leur amplitude en fatigue et augmente considérablement la résistance des spécimens à la rupture ;
- l'utilisation de dalles en BFHP accroît la détérioration des joints en BFUP 2% à l'état limite ultime, ceci s'explique par le fait que les joints sont sollicités davantage par la plus grande capacité de la dalle en BFHP;
- l'utilisation de dalles en BFHP, dont l'armature n'est pas réduite, permet de diminuer la dégradation de la flèche en fatigue en plus d'augmenter la résistance ultime ;
- les joints longitudinaux apporteraient un léger surcroît de résistance par rapport aux joints transversaux (des études complémentaires sont nécessaires);
- les dalles avec joint en BFUP sont aussi performantes à la rupture qu'une dalle ayant un joint en béton ordinaire dont les barres sont chevauchées sur 600 mm et aussi performantes qu'une dalle sans joint avec des armatures continues ;

une longueur de chevauchement de 10db dans du BFUP 2% est suffisante pour résister à des écarts de contraintes d'au moins 300 MPa dans les armatures, sans qu'il y ait arrachement des barres, et ce, jusqu'à 150 000 cycles.

5.3 RECOMMANDATIONS SUR L'UTILISATION DES JOINTS EN BFUP

Suite à ce projet de recherche portant sur le comportement de joints en BFUP entre dalles préfabriquées de ponts, il est recommandé :

- d'utiliser du BFUP 2% et une longueur de chevauchement de 10d_b pour les joints longitudinaux entre les poutres et les joints transversaux ;
- d'effectuer une cure humide dont l'apport en eau est continu pendant 7 jours après la coulée, à partir de la prise du BFUP ;
- d'utiliser des dalles préfabriquées en BFHP afin d'accroître la durabilité des ouvrages, notamment pour le contrôle de la fissuration en service;
- d'améliorer la conception de l'interface dalle-joint qui demeure le point le plus critique quant à la durabilité des dalles.

Ces recommandations s'appliquent aux BFUP utilisés dans ce projet provenant d'un seul fournisseur dû à la portée limitée du programme expérimental. Il est toutefois recommandé que les exigences soient éventuellement établies en fonction des propriétés mécaniques en traction plutôt qu'au seul contenu en fibres. De plus, la modification de la configuration des joints (réduction de la longueur de chevauchement ou autre) exigera une validation expérimentale.

5.4 **R**ECOMMANDATIONS POUR LES PROJETS FUTURS

5.4.1 ESSAIS MATÉRIAUX

Suite aux essais matériaux réalisés dans le cadre de ce projet, quelques recommandations sont proposées :

- inclure dans les normes une technique de coulée pour les spécimens en bétons renforcés de fibres afin de pouvoir comparer les résultats adéquatement pour un même type de spécimen;
- réviser la géométrie du spécimen, le coffrage, le montage expérimental, ainsi que le traitement des résultats de l'essai en traction directe sur os développé à Polytechnique.

5.4.2 ESSAIS SUR DALLES

Puisque la recherche est en continuelle progression, il existe encore plusieurs sujets qui restent à être étudiés relativement aux joints en BFUP entre les dalles préfabriquées de ponts dont :

- l'étude ses joints en BFUP 3% avec des dalles en BRF, puisqu'une grande détérioration des joints à l'ultime a été constatée avec ce type de dalle et du BFUP 2% ;
- l'étude de la forme des joints, ainsi que l'interface dalle-joint, afin de limiter l'ouverture de ces interfaces ;
- la poursuite de l'étude sur la cure ou l'absence de cure avec meulage d'un excédent de BFUP en surface ;
- la vérification de la limite de l'écart de contraintes admissible en fatigue dans les armatures pour les éléments en béton armé, afin de vérifier si l'exigence imposée par la norme est toujours d'actualité;
- l'étude du comportement des joints au poinçonnement afin de s'assurer de leur résistance;
- l'étude de l'effet de la torsion sur un croisement de joints transversaux et longitudinaux, ainsi que l'effet des différentes phases de coulées qui peuvent créer des joints froids dans les joints en BFUP;
- l'étude du BFUP soumis à la vibration durant sa prise afin de représenter la construction de ponts en phases.

5.4.3 CONCEPTION DES JOINTS

Il n'existe pas de méthode de calcul des joints en BFUP. Les recommandations sont basées uniquement sur les essais réalisés sur les dalles telles que testées dans ce projet, dans le projet précédent ou d'autres projets. Cette approche empirique est satisfaisante tant que le nombre de fournisseurs de BFUP et la variété de produits disponibles sont limités. Cette situation est changeante et il serait grandement souhaitable que le BFUP soit spécifié sur la base de performances mécaniques et de durabilité. Une approche envisageable serait de déterminer les performances des matériaux utilisés pour le pont de Godbout selon les nouvelles exigences du code CSA-S6-19 (Annexe 8.1) et d'exiger ces performances pour les matériaux futurs. Il serait également envisageable de définir un essai de fatigue de référence, similaire à ceux réalisé dans le cadre de ce projet, afin de servir de base de comparaison pour valider les performance à la fatigue de joints fait avec d'autres types de BFUP. La configuration des joints selon le besoin devrait également être basée sur la résistance nécessaire. En particulier, les joints transversaux perpendiculaires à l'axe des poutres, sont moins sollicités que les joints longitudinaux entre les poutres. La conception de ces joints pourrait être revue selon le niveau d'effort anticipé, et simplifiée au besoin. Pour y arriver toutefois, il faut être en mesure de déterminer le niveau de sollicitation des dalles pour les charges réelles, et non seulement la méthode de conception proposée dans le code CSA-S6. Cette étude pourrait être entreprise une fois que le Ministère aura statué sur les charges et critères de conception des dalles. Les conclusions de projets en cours devraient servir à compléter cet aspect.

5.5 **R**ETOUR SUR LE PROJET DE CONSTRUCTION

Le projet de construction du pont de Godbout était sous la juridiction du MTMDET sans implication directe de l'École Polytechnique. Toutefois, un essai de convenance requis contractuellement, a été réalisé au Laboratoire de Structures de Polytechnique dans le cadre d'un contrat avec l'entreprise de construction. De plus, ce projet fait suite à un projet précédent (Massicotte et al., 2017) dans lequel certaines interrogations ont été soulevées. Enfin, Polytechnique a été en partie impliquée dans les essais de contrôle de qualité pour un projet de construction de dalles préfabriquées en BFUP pour une passerelle piétonnière de la Ville de Montréal.

Ainsi, afin de regrouper les recommandations finales dans le même document, il a été convenu avec la Direction générale des structures (DGS) d'inclure dans le présent rapport les observations pertinentes à l'utilisation des dalles préfabriquées issues du projet de Godbout et des autres projets similaires.

5.5.1 DÉTAILS DE CONCEPTION

Les recommandations suivantes ont été faites par la DGS.

- 1. Ne pas faire de clé dans le chasse-roue.
- 2. Ne pas faire de clé dans les derniers 100 mm dans les coins intérieurs de dalle (les 2 coins où le joint transversal rencontre le joint longitudinal) afin de faciliter le coffrage des étapes de bétonnage du BFUP.
- 3. Changer la séquence de bétonnage : couler d'abord les pochettes et les goussets, et couler ensuite les joints transversaux, puis le joint longitudinal.
- 4. Pour la coulée des pochettes et des goussets, utiliser un coulis cimentaire sans retrait plutôt que du BFUP. En plus d'être moins dispendieux, ce produit est plus fluide pour les espaces

restreints et plus facile à manœuvrer. De plus, le BFUP n'est pas requis pour ces espaces. Toutefois, il faudra modifier le détail de pochette afin que leur forme soit concave.

5. Ne mettre qu'une seule barre d'armature dans les joints au lieu de 2.

Les recommandations suivantes sont issues des projets de recherche.

- La forme de la clé de cisaillement pourrait être revue avec les entreprises de préfabrication afin de s'assurer qu'elle est optimale d'un point de vue fabrication. Pour les joints entre les poutres, la clé demeure essentielle. Pour les joints au-dessus des poutres, elle n'est pas nécessaire.
- 2. Pour éviter d'avoir des fissures verticales au droit des joints, une sur-largeur des joints tel qu'étudié dans le projet précédent (Massicotte et al., 2017) devrait être considérée. Une solution optimale reste à être développée.



5.6 a) Joint droit Configuration 1

5.7 b) Petites ailes Configuration 2

5.8 b) Grandes ailes Configuration 3

Figure 5-1 : Configurations des joints avant la coulée du BFUP (Massicotte et al., 2017)

5.8.1 CONTRÔLE DE QUALITÉ

Les recommandations suivantes sont issues des projets de recherche.

 La coulée de convenance exigée au devis s'est avérée nécessaire pour ce premier projet. Toutefois, comme il est difficile de reproduire à petite échelle les conditions de chantier, il aurait été préférable qu'elle se limite à la mise en œuvre du BFUP, à la fabrication des spécimens de contrôle de qualité et à la vérification de ces critères.

BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO. (1931). Standard Specifications for Highway Bridges and Incidential Structures. AASHTO. (1935). Standard Specifications for Highway Bridges - second edition. AASHTO. (1941). Standard Specifications for Highway Bridges - third edition. AASHTO. (1944). Standard Specifications for Highway Bridges - fourth edition. AASHTO. (1949). Standard Specifications for Highway Bridges - fifth edition. AASHTO. (1953). Standard Specifications for Highway Bridges - sixth edition. AASHTO. (1957). Standard Specifications for Highway Bridges - seventh edition. AASHTO. (1961). Standard Specifications for Highway Bridges - eighth edition. AASHTO. (1965). Standard Specifications for Highway Bridges - ninth edition. AASHTO. (1969). Standard Specifications for Highway Bridges - tenth edition. AASHTO. (1973). Standard Specifications for Highway Bridges - eleventh edition. AASHTO. (1977). Standard Specifications for Highway Bridges - twelfth edition. AASHTO. (1989). Standard Specifications for Highway Bridges - fourteenth edition. AASHTO. (1992). Standard Specifications for Highway Bridges - fifteenth edition. AASHTO. (1996). Standard Specifications for Highway Bridges - sixteenth edition. AASHTO. (2002). Standard Specifications for Highway Bridges - 17th edition. AASHTO. (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. ACI. (1980). ACI Manual of concrete practice - Part 1 - 1980. ACI. (2016). 50 ans de progrès dans le domaine du béton - Projets marquants. ACI Committee 209. (2008). 209.2R-08 Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete. Detroit. ACI Committee 215. (1974). Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading. ACI Journal, 71(3), 97-121. ACI Committee 408. (2003). ACI 408R-03 Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension. ACI-ASCE Committee 408. (2012). Report on Bond of Steel Reinforcing Bars Under Cyclic Loads (Rapport nº ACI 408.2R-12). AFGC. (2013). Bétons fibrés à ultra-hautes performances - Recommandations 2013.
- ASTM C1550–12a. (2012). Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel).
- ASTM E8/E8M–16a. (2016). Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials.

Balazs, G. L. (1991). Fatigue of Bond. ACI Materials Journal, 88(6), 620-629.

- Balazs, G. L. (1998). Bond under Repeated Loading. ACI Special Publication, 125-144.
- Beaulieu, D., Picard, A., Tremblay, R., Grondin, G., & Massicotte, B. (2008). Calcul des charpentes d'acier Tome 1.
- Beaurivage, F. (2009). Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception des structures. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Bélanger, A. (2000). Conception de dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Bergeron, F. (2013). Développement d'une dalle de pont préfabriquée nervurée en béton de fibres *métalliques*. (Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke).
- Boucher-Proulx, G. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en BRF et en BFUP*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Brühwiler, E. (2016). Construire en BFUP facile, fiable, passionnant. École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- CEN. (2005). Test method for metallic fibered concrete Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual).
- Charron, J.-P. (2016a). Bétons de fibres courants vers le Bétons de fibres ultra performants (CIV6505 Technologie du béton). Polytechnique Montréal.
- Charron, J.-P. (2016b). *Microstructure du béton et ajouts minéraux (CIV6505 Technologie du béton)*. Polytechnique Montréal.
- Charron, J.-P., Damry, R., Desmettre, C., & Massicotte, B. (2013). Utilisation structurale des BFUP pour les parapets préfabriqués. École Polytechnique de Montréal.
- Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2013). Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables. Polytechnique Montréal.
- Cheung, A. K. F., & Leung, C. K. Y. (2011). Effective Joining of Pre-cast Concrete Slabs with Self-compacting HSFRCC. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 9(1), 41-49.
- CSA. (2009). Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton.
- CSA-S6. (1966). CSA-S6 Design of Highway Bridges.
- CSA-S6. (1974). Norme ACNOR S6-1974 Conception des Ponts Routes.
- CSA-S6. (1978). CAN3-S6-M78 Design of Highway Bridges.
- CSA-S6. (1988). CAN/CSA-S6-88 Calcul des ponts-routes.
- CSA-S6. (2000a). CAN/CSA-S6-00 Code canadien sur le calcul des ponts routiers.
- CSA-S6. (2000b). S6.1-00 Commentary on CAN/CSA-S6-00, Canadian Highway Bridge Design Code.
- CSA-S6. (2006a). CAN/CSA-S6-06 Code canadien sur le calcul des ponts routiers.

- CSA-S6. (2006b). S6.1-06 Commentary on CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code.
- CSA-S6. (2014). CAN/CSA-S6-14 Code canadien sur le calcul des ponts routiers.
- Dagenais, M.-A. (2014). Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de ponts par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal).
- de Montaignac de Chauvance, R. (2011). Analyse du comportement d'éléments fléchis en béton renforcé de fibres métalliques: du matériau à la structure. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal).
- Delsol, S. (2012). Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres *métalliques*. (Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal).
- Denarié, E. (2004). Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP) Fondements, propriétés et applications structurales. Lausanne: École Polytechnique fédérale de Lausanne.
- Doiron, G. (2012). Béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) et les ouvrages d'art en Amérique du Nord
- Faggio, L. (2014). Conception des semelles de poutres précontraintes en T en BRF avec joints en BFUP. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Fehling, E., Schmidt, M., Walraven, J., Leutbecher, T., & Frohlich, S. (2014). Ultra-High Performance Concrete UHPC : Fundamentals, Design, Examples.
- Fei, J., & Darwin, D. (1999). Fatigue of high relative rib area reinforcing bars. University of Kansas.
- FHWA. (2010). Field-Cast UHPC Connections for Modular Bridge Deck Elements (TechBrief: FHWA-HRT-11-022).
- FHWA. (2012). Ultra-High Performance Concrete Composite Connections for Precast Concrete Bridge Decks (TechBrief: FHWA-HRT-12-042).
- FHWA. (2014). Design and Construction of Field-Cast UHPC Connections (TechNote: FHWA-HRT-14-084).
- Garneau, J.-F. (2015). Réhabilitation sismique des piles murs de pont rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Gascon, M. (2016). Étude du comportement de connecteurs de cisaillement dans du béton fibré à ultra-hautes performances pour la construction de poutres mixtes de ponts. (École Polytechnique de Montréal).
- Graybeal, Benjamin A. (2010). Behavior of Field-Cast Ultra-High Performance Concrete Bridge Deck Connections Under Cyclic and Static Structural Loading.
- Graybeal, B. A. (2011). Fatigue Response in Bridge Deck Connection Composed of Field-Cast Ultra-High-Performance Concrete. *Journal of the Transportation Research Board, Transportation Research Record* 2251, 93-100.

- Hanson, J. M., Somes, N. F., & Helgason, T. (1974). *Investigation of design factors affecting fatigue strength of reinforcing bars Test program*. Communication présentée à Abeles Symposium: Fatigue of Concrete, SP-41, American Concrete institute, Detroit, Michigan.
- Harryson, P., & Gylltoft, K. (2001). High Performance Joints Between Prefabricated Traffic Slab Elements for Industrial Bridge Construction. *Bridge Materials*, 253-264.
- Hartwell, D. R. (2011). Laboratory testing of Ultra High Performance Concrete deck joints for use in accelerated bridge construction. (Graduate Theses and Dissertations, Iowa State University).
- Helgason, T., M. Hanson, J., F. Somes, N., Corley, W. G., & Hognestand, E. (1976). Fatigue strength of high-yield reinforcing bars (NCHRP report 164).
- Hon, A., Taplin, G., & Al-Mahaidi, R. S. (2005). Strength of Reinforced Concrete Bridge Decks Under Compressive Membrane Action. *ACI Structural Journal*, *102*(3), 393-401.
- Jolicoeur, O. (2016). Efficacité de la réhabilitation sismique des piles de pont rectangulaires ar chemisage en BFUP considérant la résistance à l'effort tranchant. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Lachance, F. (2015). Développement de dalles préfabriquées conçues en bétons fibrés à hautes et ultra-hautes performances pour les ponts. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Lenschow, R. (1982). *Fatigue of concrete structures*. Communication présentée à Fatigue of Steel and Concrete Structures, IABSE Colloquium, Lausanne, Suisse.
- Lessard, M.-C. (2009). *Conception de pré-dalles en bétons innovants pour les ponts*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Marleau, B. (2017). Comportement à la fatigue de joints en béton fibré à ultra-hautes performances entre dalles préfabriquées de ponts. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Massicotte, B. (2017a). Calcul des structures en béton armé Concepts de base (3^e éd.). Éditions da Vinci, Laval.
- Massicotte, B. (2017b). Structural use of fibre reinforced concrete Mechanics and design. Draft (1^e éd.). Éditions da Vinci, Laval.
- Massicotte, B., Conciatori, D., Bédard, S., & Braike, S. (2014). Analyse Inélastique des Sections V3.1.
- Massicotte, B., Faggio, L., Cordoni, N., Nour, A., & Conciatori, D. (2014). Design and construction of SFRC bridge decks: Building on past experiences and recent developments. Communication présentée à FRC 2014 Joint ACI-fib International Workshop - Fibrereinforced concrete: From design to structural applications, Montréal (p. 419-434).
- Massicotte, B., Gascon, M., Tremblay, V., & Verger-Leboeuf, S. (2017). Utilisation des dalles pleines préfabriquées en BRF pour la construction et la réparation d'ouvrages d'art. École Polytechnique de Montréal.

Matériaux King et compagnie. (2016). UP-F3 Poly.

Matériaux King et compagnie. (2017). UP-F2 Poly.

- Maya, L. F., & Albajar, L. (2012). Beam-Column Connections for Precast Concrete Frames Using High Performance Fiber Reinforced Cement Composites.
- Moffatt, K. (2001). Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- MTMDET. (2015). Fiche synthèse du pont 17967. Tiré de https://www.diffusion.transports.gouv.qc.ca/ords/pes/f?p=122:53:::NO:53:P53 IDE STRCT 0001:5410116&cs=1BD91CA5BB0C1E3363B4255C61A982424
- MTMDET. (2016). Réfection du pont de Godbout. Devis et Plans.
- MTMDET. (2017). Fiche synthèse du pont 06896. Tiré de https://www.diffusion.transports.gouv.qc.ca/ords/pes/f?p=122:53:::NO:53:P53 IDE STRCT 0001:211382&cs=1A5A404E0CDD51D1BFDBC72DD0D2B596A
- MTQ. (2016). Cahier des charges et devis généraux Infrastructures routières Construction et réparation.
- Nolet, S., & Massicotte, B. (2002). Comportement des dalles de pont fortement sollicitées par les surcharges routières en fonction de la rigidité du système structural du tablier. École Polytechnique de Montréal.
- Perry, V., Dykstra, D., Murray, P., & Rajlic, B. (2010). Innovative Field Cast UHPC Joints for Precast Bridge Systems - 3-span Live Load Continuous. Communication présentée à Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Halifax, Nova Scotia.
- Perry, V. H., Krisciunas, R., & Stofko, B. (2012). Mackenzie River Twin Bridges The largest field-cast UHPC connections project in North America.
- Perry, V. H., & Royce, M. (2010). Innovative field-cast UHPC joints for precast bridge decks (side-by-side deck bulb-tees), village of Lyons, New York: design, prototyping, testing and construction. Communication présentée à 3rd fib International Congress, Washington, États-Unis.
- Perry, V. H., Scalzo, P., & Weiss, G. (2007). Innovative Field Cast UHPC Joints for Precast Deck Panel Bridge Superstructures - CN Overhead Bridge at Rainy Lake, Ontario. Communication présentée à Concrete Bridge Conference, États-Unis.
- RILEM. (2001). RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete. *Materials and Structures, 34*, 3-6.
- RILEM. (2002). RILEM TC 162-TDF : Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Bending test. *Materials and Structures*, *35*, 579-582.
- Rocha Pinto Portela Nunes, M. (2014). *Fatigue Behaviour of Steel Reinforcement Bars at Very High Number of Cycles.* (Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne).
- Rossi, P. (1998). Les bétons de fibres métalliques. Paris, France: Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.
- Rteil, A., Soudki, K., & Topper, T. (2011). Mechanics of bond under repeated loading. *Construction and Building Materials*, 2822–2827.

- Serna, P., López, Juan Á., Camacho, E., Coll, H., & Navarro-Gregori, J. (2014). Footbridge over the Ovejas ravine in Alicante: An economical alternative made only of ultrahighperformance fibre-reinforced concrete (UHPFRC). Communication présentée à FRC 2014 Joint ACI-fib International Workshop - Fibre-reinforced concrete: From design to structural applications, Montréal.
- SIA. (2015). Béton fibré ultra-performant (BFUP) Matériaux, dimensionnement et exécution. Suisse.
- Thiaw, A. (2014). Conception et optimisation de parapets préfabriqués avec trottoir intégré en béton renforcé de fibres pour les ponts. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Tremblay, V. (2016). Comportement en flexion de joints en BFUP entre dalles préfabriquées dans l'axe des poutres. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Verger-Leboeuf, S. (2016). Développement de joints de connexion en BFUP pour des dalles de pont préfabriquées. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal).
- Weisman, M. H. (1969). Detailed Design and Manufacturing Considerations Metal Fatigue: Theory and Design: Wiley.
- Wolfgang Schroeder. (2016). PerspectiveImageCorrection V 2.0.0.0. Tiré de http://wollli.dyndns.org/PerspectiveImageCorrection/index.htm
- Zanuy, C., Albajar, L., & de la Fuente, P. (2009). Sectional Analysis of Concrete Structures under Fatigue Loading. *ACI Structural Journal*, *106*(5), 667-677.



ANNEXE A – PLANS DES SPÉCIMENS EXPÉRIMENTAUX
RÉVISIONS	DATE	RÉVISIONS		DATE	
Spécimens distincts Géométrie des armatures spécimens 0-D-C-0 Définition des coupes Numérotation des pages Trame armatures grises	07/02/2016	Diminution de la largeur des spécim Simplification des plans Position des ancrages Spécifications cure (cure accélérée) Numérotation des pages	ens	11/04/2016	
Ajustement aperçu spécimens 0-D-C-0 Correction définition nomenclature Ajout page spécifications	16/02/2016 20/02/2016	Ajout barres parallèles au joint Ajout exigence barres parallèles au j Spécification des lieux de coulé des Ajout numéro de spécimen	joint	12/04/2016	
Ajout et modification des pages Ajout et modification des spécifications Ajout 2 spécimens ?f-D-Q-0 et ?f-U-Q-0 Ajout spécimens ?f-D-Q-0 et ?f-U-Q-0 Correction nomenclature	07/03/2016	Modification exigences cure humide rencontre du 26 avril avec BPDR) Spécification type V pour béton 35N Ajout 23e spécimen (coulé à Poly) Correction nomenclature Numérotation des pages	e (suite à la MPa	04/05/2016	
Ajout "Pour fabrication" Numérotation des pages		Ajout de cotations pour dalles X-U-C Ajout numéros de spécimens dans t	Q ableaux	07/06/2016	
Position des ancrages Correction nomenclature	10/03/2016	Correction erreur type béton dalle 2	23 (35 MPa)	13/07/2016	
Modification des spécifications	11/03/2016	Correction nomenclature BFUP2% pour joints des dalles en Bf	FHP70MPa	20/02/2017	
Ajouts spécimens 2*o-D-Q-0 et 2*o-U-Q-0 Modification des spécifications Correction nomenclature Correction ancrages Remplacement BRF50MPa pour BFHP70MPa Numérotation des pages	17/03/2016				
	PROJET BEN	VOIT MARLEAU	DESSINÉ PAR BÎM	APPROUVÉ PAR	
	TITRE RÉV	Isions	DATE 20/02/201 ÉCHELLE -	7 DESSIN 2/14	
					ł

SPÉCIFICATION	NS					
	DALI	ES		JOINTS		
Béton	35MPa & 50MPa	BFHP70MPa	35MPa	BFUP	BFUP sans cure	
Coulée			minimum 7	jours après la coulée	des dalles	
Vibrer	Oui	Non	Oui	Ň	u	
	Toile impe	erméable	Polyéthylène 12 h	Polyéthylène 24 h	Polyéthylène 24 h et	
Cure	cure hu 7 jours et	umide : 70%f'c	eı Cure humide 7 jours et 70%f'c	et Cure humide 7 jours	Impossibilité d'enfoncer un clou avec un marteau	
Décoffrer	50%	ific	7 jours et 70%f'c	3 jours e	t 70%f'c	
Déplacer			70%f'c			
EXIGENCES I - Tempéra - Ne rien c - Souder la - Lors de l' chevauch largeur d barres d' barres d' - Fournir le barres spioints	DIVERSES: DIVERSES: ture ambiante minima clouer, ni percer, dans l es barres d'armatures 'assemblage des demi hement des barres en du joint; cun des lots d'acier d' cun des lots d'acier d' cun des lots d'acier d' e armatures des spécim es barres d'armature p es barres d'armature p coulés à Polytechniqu	le à l'intérieur de l'usi les dalles ou les joints est interdit; i-dalles, la longueur d attente prédomine su armature utilisé, 4 éch eur sont demandés. Il es échantillons de bar ens des dalles; arallèles au joint, mêr ue; ins.	ne: 10°C; - Und CURE H - Nn où e (joi r la cor i ou est ANCRA res aux ANCRA res aux ANCRA	IUMIDE: e toile imperméable d le béton vient d'être rès le décoffrage (dall ints), poser une memb nservée mouillée au n port continu d'eau toi port continu d'eau toi t d'une toile imperm GES POUR MANUTE mbole petit et pâle (mpatibilité avec: P50 ing eye - 4 Tonnes	doit recouvrir les dalles coulé jusqu'au décoffr es) ou l'enlèvement di orgen d'un système pe noyen d'un système pe ta au long de la cure. I éable. NTION (Symbole: ©): ancrage facultatif swift lift universal	du moment age; u polyéthylène ée d'eau ermettant un kecouvrir le)):
IOINITC.			PROJET BENOIT MA	IRLEAU	DESSINÉ PAR BÎM	APPROUVÉ PAR
- Surfaces	humidifiées jusqu'à sa	ituration et sèches	TITRE SPÉCIFICAT	SNO!	DATE 07/06/20	16 DESSIN
en surfac	ce au moment de coul	er les joints.			ÉCHELLE	3/14











1200		200 - 2	-1200
	a a a a a a a a a a a a a a a a a a a		
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	۵ ۵ ۵	0 0 0	a a a a a a a a a a a a a a a a a a a
00yp			a a a
a a a a a a a a a a a a a a a a a a a	2 4 4 4 4 4	P 4	a a a a 2a a 2a a 2
	a a a a		
37 4 4	1 A		
UE EN PLAN DE LA DALLE chelle 9:100		325 - 1 325	215 - 215 - 325
ECTION DU JOINT (type VD) chelle 9:100			
SPÉCIMEN DALLE	JOINT	NB DALLES	
2o-D-Q-1 3-10 50MPa type VIII	BFUP2%	2	
2*o-D-Q-1 50MPa type VIII	BFUP2% sans cu	re 1	
3o-D-Q-1 17-18 50MPa type VIII	BFUP3%	2	
2f-D-Q-1 ₂₁ BFHP70MPa	BFUP?% (à détermir	1 1	Quantité totale: 6 dalles
s 15M - 400W	PROJ	^{IET} BENOIT MARLEAU	DESSINÉ PAR BÎM APPROUVÉ PAR
ces du joint avec agregats exposes AS SOUDER LES BARRES D'ARMATUI	RES	E SPÉCIMENS	DATE 20/02/2017 DESSIN
nsions en millimètres		X-D-Q-1	ÉCHELLE 9:100 9/14











ANNEXE B – PLANS TELS QUE CONSTRUITS



ANNEXE C – PROTOCOLES EXPÉRIMENTAUX

Groupe Projet : I	de rec Benoît	cherche en génie des structures (GRS) Protocoles expérin Marleau Révisé le 5 ju	nentaux iin 2017
ат. -		- PROTOCOLES EXPÉRIMENTAUX -	
		(Spécimen : (#))	
Prépar	ratior	n du spécimen	
	1.	Meuler les coins de la dalle au niveau des joints en BFUP	
ss)	2.	Peinturer le spécimen (moitié peinture, moitié eau)	
da	3.	Tracer l'emplacement des appuis	
00 / rso	4.	Tracer un repère de lignes verticales aux 200 mm sur les faces sud et nord,	
2h0 pei		ainsi qu'au centre du spécimen	
2 %	5.	Compléter la « Fiche de mesures du spécimen »	
	6.	Identifier les sous-sections (D à P)	
-	7.	Coller les jauges à béton (s'il y a lieu)	
	8.	Vérifier que la distance entre les appuis inférieurs est de 2400 mm	
	9.	Barrer les rouleaux de l'appui inférieur	
	10.	Protéger de plastiques la zone	
	11.	Mettre du duck-tape autour des plaques d'appuis inférieures	
	12.	Approcher la dalle préparée du montage expérimental	
	13.	Soulever la dalle et la positionner proche de son emplacement final	
	14.	Préparer l'Ultracal (500mL = 200 g eau + 750 g Ultracal (pour 2 plaques))	
	15.	Étendre l'Ultracal sur la surface des plaques d'appuis	
	16.	Descendre la dalle en s'assurant de l'alignement appui-plague-dalle	
	17.	Vider l'huile accumulée dans le vérin (tuyau de retour et bouchons)	
	18.	Faire un coffrage de duck-tape pour les appuis supérieurs	
	19.	Ajuster la distance entre les rouleaux à l'aide du gabarit	
	20.	Soulever et positionner le système de chargement au-dessus de la dalle	
	21.	Préparer l'Ultracal (2000mL = 800 g eau + 3000 g Ultracal (pour 2 plagues))	
'	22.	Étendre l'Ultracal sur la surface de la dalle	
	23.	Descendre le système de chargement dans l'Ultracal frais en s'assurant de	
		l'alignement dalle-plaque-système de chargement	
	24.	Accrocher le système de chargement aux chaînes de sécurité	
	25.	Sabler le béton aux endroits où les tiges et cornières des capteurs seront	
		collés afin d'enlever la couche superficielle de laitance	
	26.	Coller les tiges des capteurs sous la dalle et les cornières pour flèche	
	27.	Installer les capteurs d'ouverture de fissure	
	28.	Installer le système de triangulation des flèches sous la dalle	
	29.	Installer les supports sur les cornières en cas de rupture fragile de la dalle	
	30.	Compléter la « Fiche de mesures de l'instrumentation »	
	31.	Compléter la « Fiche de mesures du montage »	
	32.	Installer les potences à flèches dynamiques	
	33.	Passer un jet d'air sur tous les rouleaux	
		- 1/8 -	



roupe ojet :	de rec Benoît	herche en génie des structures (GRS) Protocoles expérim Marleau Révisé le 5 ju	nen iin 2				
réfiss	uratio	on (Vérin Amsler 55 kips)					
-	1.	Tracer les fissures apparentes (lignes pointillées rouges)					
	2.	Établir un périmètre de sécurité (rubans)					
	3.	Installer une caméra vidéo pour filmer la face sud jusqu'au démarrage de la					
		charge cyclique de P _{min} à P _{max}					
	4.	Photographier la dalle à l'état initial					
	5.	Sortir le vérin jusqu'à la ligne rouge					
	6.	Centrer la cellule de charge sous la tête du vérin					
	7.	Faire une capture d'écran avant de faire les zéros					
		Nommer le fichier : BM_Dalle##_Zeros.jpg					
	8.	Faire les zéros					
alle	9.	Démarrer le système d'acquisition « B_60pcFy » (20 Hz, enregistrement					
P/		continu)					
30		Nommer le fichier : BM_Dalle##_\$_60pcFy_%DateTime%.txt					
1	10.	Faire le contact avec le vérin (hydrauliquement)					
u	11.	Précharger le spécimen à 2 kN					
	12.	Débarrer les rouleaux des appuis					
	13.	Positionner les rideaux noirs adéquatement					
	14.	Continuer le préchargement jusqu'à P _{max} à un taux de 0.5 kN/s					
	15.	Tracer les fissures présentes à P _{max} (lignes <u>tiretées</u> <u>noires</u>)					
	16.	Continuer le préchargement jusqu'à P _{60%fy} à un taux de 0.5 kN/s					
	17.	Décharger jusqu'à P _{min} à un taux de 0.5 kN/s					
	18.	Refaire le processus manuellement pour avoir un total de 5 cycles à P _{60%fy}					
	19.	Tracer les fissures après les 5 cycles à P _{60%fy} (lignes <u>tiretées</u> <u>vertes</u>)					
	20.	Décharger jusqu'à P _{min}					
harg	emer	nt cyclique (Vérin Amsler 55 kips)					
Ð	1.	Changer l'acquisition pour « C_CycDem » (200 Hz, enregistrement continu)					
dall		Nommer le fichier : BM_Dalle##_ _CycDem_%DateTime%.txt					
~	2.	Ajuster la charge cyclique afin d'obtenir les valeurs de P _{min} et de P _{max}					
л.	3.	Lorsque les charges sont stables, changer l'acquisition pour « D_Cycles »					
20		(200 Hz, enregistrement de 10 secondes toutes les 10 minutes)					
u		Nommer le fichier : BM_Dalle##_ \ _Cycles.txt					
	4.	Pendant toute la durée de l'essai cyclique, réajuster au besoin les charges					
		minimale et maximale afin de les garder constantes					
'	5.	Enregistrer périodiquement les données					

Groupe	de rec	herche en génie des structures (GRS) Protocoles expérimer	ntaux
Projet :	Benoît	Marleau Révisé le 5 juin	2017
Charg	emer	nt à rupture (Vérin Amsler 55 kips)	
	1.	Tracer les nouvelles fissures apparentes (s'il y a lieu) (lignes <u>tiretées</u> <u>rouges</u>)	
	2.	S'assurer d'avoir la courbe force-flèche obtenue numériquement (si	
		applicable)	
	3.	Installer le trépied et une caméra vidéo pour filmer le côté sud du	
		spécimen	
	4.	Allumer les lampes projecteurs au besoin	
	5.	Une fois l'essais cyclique terminé (s'il y a lieu), changer l'acquisition pour	
		« E_CycArr » (200 Hz, enregistrement continu)	
		Nommer le fichier : BM_Dalle##_ \ _CycArr_%DateTime%.txt	
	6.	Arrêter la pulsation (s'il y a lieu)	
	7.	Décharger le spécimen jusqu'à 2 kN	
	8.	Installer le système de triangulation des flèches	
		Accrocher les fils des potentiomètres à cordes sur les crochets des	
		cornières de la dalle	
		S'assurer que les attaches tout au long des fils sont bien tendues et qu'il	
e		n'y a rien de coincé	_
dall		Compléter la section « Mesures pour la triangulation des flèches » de la	
≈ 1h15 / o		« Fiche de mesures de l'instrumentation »	_
		Entrer les valeurs mesurées dans le système d'acquisition	_
	9.	Changer l'acquisition pour « F_Ruptur » (20 Hz, enregistrement continu)	_
		Nommer le fichier : BM_Dalle##_ ¤_Ruptur_%DateTime%.txt	_
	10.	Positionner les rideaux noirs adéquatement	
	11.	Partir la caméra vidéo	_
	12.	Charger le specimen par pallier jusqu'à rupture à un taux de 0.1 kN/s :	
		- 1/4 P _{ult} (lignes <u>continues bleues</u>)	
		- 1/2 Pult (lignes continues vertes)	
		- 5/4 Fult (lignes continues louges)	
	13	À chaque pallier (si c'est sécuritaire) :	_
	13.	- tracer les fissures (conserver la flèche constante)	-
		- photographier le spécimen	-
	14	Critères d'arrêt :	
	' '.	- flèche excessive (> 50 mm)	
		- capteurs de fissures arrivent en bout de course	
		- fissuration monte trop haut	
		- comportement général de la dalle et du montage	
L			
		- 4/8 -	

oupe	de rec	herche en génie des structures (GRS) Madagu	Protocoles expérimenta
ojet :	Benoit	Marieau	Revise le 28 mai 20
n de	l'ess	ai	
	1.	Décharger le spécimen jusqu'à 2 kN	
	2.	Barrer les rouleaux des appuis	
	3.	Décharger complètement le spécimen	
	4.	Arrêter l'hydraulique	
	5.	Arrêter le système d'acquisition	
	6.	Sauvegarder les données	
	7.	S'assurer que toutes les fissures ont été tracées	
	8.	Photographier la dalle à l'état final	
		- Vues globales	
		- Vues rapprochées	
	9.	Transférer les informations sur le disque dur externe	
'		- Données du système d'acquisition	
		- Photos	
		- Vidéos	
	10.	Enlever et ranger l'instrumentation	
	11.	Décoller et ranger les plots et les cornières	
	12.	Protéger l'instrumentation restée au sol	
-	13	Enlever la dalle et l'entrenoser	

- FICHE DE MESURES DU SPÉCIMEN - (gécimen : (#)) Épaisseur de la dalle Variable Épaisseur côté Nord Variable Épaisseur côté Sud (h_1x/6N) (mm) (h_1x/6S) (mm) h_1/6N h_1/6S (mm) (h_2x/6S) h_1/6N h_2/6S (mm) (h_3/6S) h_3/6N h_3/6S (mm) (h_3/6S) Natible Épaisseur côté Ouest Variable Épaisseur côté Est (h_x/3O) (mm) (h_2/3E) (mm) A_1/3E (mm) (h_2/3E) (mm) h_1/3O h_1/3E (mm) (m) h_1/3O h_1/3E (mm) (mm) h_1/3O h_1/3E (mm) (mm) h_1/3O h_1/3E (mm) (mm) (mm) (L/6sup) (mm) (L/6infi (mm) (mm) (L/6sup L/3/6infi (L/3/6infi (L/3/6infi (mm) L/6sup L/1/3infi (L/3/3infi (L/3/3infi (mm) (L/3/3infi L/3/sup L/3/sinfi	oupe de rech ojet : Benoît M	ierche en gé Marleau	nie des structures (GRS)		Protocoles expérime Révisé le 5 juin
(Spécimen : (#)) Épaisseur de la dalle Variable Épaisseur côté Nord Variable Épaisseur côté Sud (h_x/6N) (mm) (h_1/6S) (mm) h_1/6N h_1/6S (mm) (h_2/6S) h_2/6N h_2/6S (mm) (h_2/6S) h_3/6N h_3/6S (mm) (h_2/6S) h_3/6N h_3/6S (mm) (h_2/6S) h_3/6N h_3/6S (mm) (h_2/6S) Variable Épaisseur côté Ouest Variable Épaisseur côté Est (h_x/3O) (mm) (h_2/3E) (mm) h_1/3O h_1/3E (mm) (h_2/3E) Largeur de la dalle Variable Largeur inférieure (I_x/6inf) 1_1/6sup 1_1/6inf (mm) (I_x/6inf) (mm) 1_1/6sup 1_3/6inf (I_x/6inf) (mm) (I_x/3inf) (mm) Variable Longueur supérieure Variable Longueur inférieure 1_3/6sup 1_3/6inf (I_x/3inf) (mm) (I_x/3inf) (mm) 0 <			- FICHE DE MESUR	ES DU SPÉCI	MEN -
Épaisseur de la dalle Variable Épaisseur côté Nord Variable Épaisseur côté Sud h_1/6N h_1/6S h_2/6N h_2/6S h_3/6N h_3/6S h_4/6N h_4/6S N h_3/6S Variable Épaisseur côté Ouest h_2/3O h_1/3E h_2/3O h_2/3E Largeur de la dalle Variable Largeur inférieure (1_x/6sup 1_1/5sup 1_2/6inf 1_3/6sup 1_3/6inf 1_4/6inf 1_3/6sup 1_3/6inf 1_4/6inf 1_3/6sup L_5/6inf 1_6 1_3/sup L_1/3inf 1_9 1_1/2 L_2/3inf 1_1/2 1_1/6 2/6 3/6 4/6 5/6			(Spécimen :	(#)))
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	Épaisseur	de la dalle	2		
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	Va	ariable	Épaisseur côté Nord	Variable	Épaisseur côté Sud
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	(h	_x/6N)	(mm)	(h_x/6S)	(mm)
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	h	_1/6N		h_1/6S	
h_3/6N h_3/6S h_4/6N h_4/6S h_5/6N h_5/6S Variable Épaisseur côté Ouest Variable Épaisseur côté Est (h_x/3C) (mm) (h_x/3E) (mm) h_1/3C h_1/3E (h_x/3C) (mm) h_2/3O h_2/3E (mm) (l_x/6inf) (mm) Largeur de la dalle Variable Largeur inférieure (l_x/6inf) (mm) L1/6sup L_1/6inf (mm) (l_x/6inf) (mm) L3/6sup L_2/6inf 1/4/6inf (l_x/3sup) (mm) L5/6sup L_5/6inf Longueur inférieure (L_x/3inf) (mm) L01/3sup L_1/3inf (L_2/3inf) (mm) (mm) L1/3sup L_2/3inf M 4/6 5/6 5/6 Largeur/3 1/6 2/6 3/6 4/6 5/6 5/6 1 1 1 ##	h	_2/6N		h_2/6S	
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	h	_3/6N		h_3/6S	
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	h	_4/6N		h_4/6S	
Variable (h_x/3Q) Épaisseur côté Ouest (mm) Variable (h_x/3E) Épaisseur côté Est (mm) h_1/3Q h_1/3E (mm) (mm) (mm) h_2/3Q h_2/3E (mm) (mm) (mm) Largeur de la dalle Largeur supérieure (l_x/6sup) Variable (mm) Largeur inférieure (l_x/6inf) Largeur inférieure (mm) 1/1/6sup 1_1/6inf (mm) (mm) (mm) (mm) 1/2/sup 1_2/6inf (mm) (L_x/6inf) (mm) 1/3/sup 1_3/6inf (mm) (L_x/3inf) (mm) Longueur de la dalle Variable Longueur inférieure (mm) Variable Longueur inférieure (mm) Longueur inférieure (L_x/3sup) Longueur inférieure (mm) Longueur inférieure (mm) E 1/3 1/6 2/6 3/6 4/6 5/6 - 1/3 - - - - - - - - - - - 1/3 - - - - - - - -	h	_5/6N		h_5/6S	
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	Va	ariable	Épaisseur côté Ouest	Variable	Épaisseur côté Est
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	(h	_x/3O)	(mm)	(h_x/3E)	(mm)
h_2/30 h_2/3E Largeur de la dalle Variable Largeur supérieure Variable Largeur inférieure (L_x/6sup) (mm) (L_x/6inf) (mm) I_1/6sup I_1/6inf (mm) (L_x/6inf) (mm) I_2/6sup I_2/6inf (mm) (L_x/6inf) (mm) I_3/6sup I_3/6inf (mm) (mm) (mm) Longueur de la dalle Longueur supérieure Variable Longueur inférieure Variable Longueur supérieure Variable Longueur inférieure Largeur/3 L_1/3sup L_1/3inf Longueur inférieure Variable Longueur inférieure M I_2/3sup L_2/3inf M Imageur/3 Imageur/3 <thimageur 3<="" th=""> Imageur/3 Imageu</thimageur>	h	1/30		h_1/3E	
Largeur de la dalle Variable Largeur supérieure Variable Largeur inférieure (I_x/6sup) (mm) (I_1/6inf 1_2/6sup I_2/6inf 1_3/6sup I_2/6inf 1_3/6sup I_3/6inf 1_4/6sup I_4/6inf 1_5/6sup I_5/6inf Longueur de la dalle Variable Longueur supérieure Variable Longueur inférieure (L_x/3sup) (mm) (L_1/3inf L_2/3sup I_2/3inf (mm) I_2/3sup I_2/	h	_2/30		h_2/3E	
Variable (l_x/6sup) Largeur supérieure (mm) Variable (l_x/6inf) Largeur inférieure (mm) 1_1/6sup 1_1/6inf (mm) 1_2/6sup 1_2/6inf 1_3/6sup 1_3/6inf 1_4/6sup 1_3/6inf 1_5/6sup 1_5/6inf 1_5/6sup 1_5/6inf Longueur de la dalle Longueur supérieure (L_x/3sup) Variable (mm) Longueur inférieure (L_x/3inf) 2/3 up 1/6 2/6 3/6 4/6 5/6 1/3 1/6 2/3 1/6 5/6 1/4 1/3 1/6 2/6 3/6 4/6 5/6 1/3 1/6 2/6 1/3 1/6 4/6 5/6 1/3 1/6 1/6 4/6 5/6 1/4 1/4 1/4 1/4 1/4 1/4 1/3 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 1/6 </td <td>Largeur de</td> <td>e la dalle</td> <td></td> <td></td> <td></td>	Largeur de	e la dalle			
(I_x/6sup) (mm) (I_x/6inf) (mm) I_1/6sup I_1/6inf I_2/6inf I_2/6sup I_2/6inf I_3/6sup I_3/6sup I_3/6inf I_4/6inf I_5/6sup I_5/6inf I_5/6inf Longueur de la dalle Longueur supérieure Variable Longueur inférieure Variable Longueur supérieure Variable Longueur inférieure (L_x/3sup) (mm) L_1/3inf (mm) L_2/3sup L_2/3inf M 400 Iargeur/3 1/6 2/6 3/6 4/6 5/6 Iargeur/3 1/6 2/6 3/6 4/6 5/6 Iargeur/3 1/2 1 1 1 ##	Va	ariable	Largeur supérieure	Variable	Largeur inférieure
I_1/6sup I_1/6inf I_2/6sup I_2/6inf I_3/6sup I_3/6inf I_4/6sup I_4/6inf I_5/6sup I_5/6inf Longueur de la dalle Variable Longueur supérieure Variable (L_x/3sup) (mm) (L_x/3inf) (mm) L_1/3sup L_1/3inf (mm) (L_2/3inf) Iargeur/3 1/6 2/6 3/6 4/6 5/6 Iargeur/3 1/6 2/6 3/6 4/6 5/6 Iargeur/3 1/6 2/6 3/6 4/6 5/6 Iargeur/3 1/3 Iargeur/3 Iargeur/3 <td>(1_</td> <td>x/6sup)</td> <td>(mm)</td> <td>(l_x/6inf)</td> <td>(mm)</td>	(1_	x/6sup)	(mm)	(l_x/6inf)	(mm)
L_2/6sup I_2/6inf I_3/6sup I_3/6inf I_4/6sup I_4/6inf I_5/6sup I_5/6inf Longueur de la dalle Variable Longueur supérieure Variable Longueur inférieure (L_x/3sup) (mm) (L_x/3inf) (mm) L_1/3sup L_1/3inf (mm) L_2/3inf I_2/3sup I_2/6i 3/6i 4/6i 5/6i Iargeur/3 1/6i 2/6i 3/6i 4/6i 5/6i Iargeur/3 I I I I I I		1/6sup		l_1/6inf	
I_3/6sup I_3/6inf I_4/6sup I_4/6inf I_5/6sup I_5/6inf Longueur de la dalle Variable Longueur supérieure Variable (L_x/3sup) (mm) (L_x/3inf) (mm) L_1/3sup L_1/3inf (mm) L_2/3inf L_2/3sup L_2/3inf Image: Compare the second sec		2/6sup		l_2/6inf	
I_4/6sup I_4/6inf I_5/6sup I_5/6inf Longueur de la dalle Variable Longueur supérieure (I_x/3sup) Variable (mm) Longueur inférieure (I_x/3inf) L_1/3sup L_1/3inf L_2/3sup I_2/3inf Imageur/3 1/6 2/6 3/6 4/6 5/6 Iargeur/3 1/2 1/2 3/6 4/6 5/6 Feature E		3/6sup		I_3/6inf	
I_5/6sup I_5/6inf Longueur de la dalle Variable Longueur supérieure Variable Longueur inférieure (L_x/3sup) (mm) (L_x/3inf) (mm) L_1/3sup L_1/3inf L_2/3inf L_2/3sup L_2/3inf M 800 400 N 400 Feature E Iargeur/3 1/6 2/6 3/6 4/6 5/6 Iargeur/3 1/2 1 1 1 1 E		4/6sup		I_4/6inf	
Longueur de la dalle Variable Longueur supérieure Variable Longueur inférieure (L_x/3inf) (mm) L_1/3sup L_1/3inf L_2/3sup L_2/3inf 1/6 $2/6$ $3/6$ $4/6$ $5/6$ $1/6$ 1		5/6sup		I_5/6inf	
Variable (L_x/3sup)Longueur supérieure (mm)Variable (L_x/3inf)Longueur inférieure (mm)L_1/3supL_1/3infL_2/3supL_2/3infL_2/3supL_2/3infImageur/31/62/32/61/31/62/31/62/31/62/31/61/31/61/31/61/31/61/31/61/41/61/31/61/41/6 <t< td=""><td>Longueur</td><td>de la dalle</td><td>2</td><td></td><td></td></t<>	Longueur	de la dalle	2		
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	Va	ariable	Longueur supérieure	Variable	Longueur inférieure
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	(L_	x/3sup)	(mm)	(L_x/3inf)	(mm)
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	L_	1/3sup		L_1/3inf	
$ \begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	L_	2/3sup		L_2/3inf	
$ \begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	Г	8	00		800
Iargeur/3 1/6 2/6 3/6 4/6 5/6 1/3 1 1 1 1 1 0 1 1 1 1 1 1/3 1 1 1 1 1 0 1 1 1 1 1 1/3 1 1 1 1 1 1/3 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	t i		1	N	400
O 2/3 largeur/3 ## I I I I I I I I I I I I I	largeur/3	1/6		3/6 4/	6 5/6
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$					
largeur/3 ## 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 ##	0	2/3			; ; E
	largeur/3	##			
					· <u>**</u>

Groupe de recherche en génie des structures (GRS) Protocoles expérimentaux Projet : Benoît Marleau Révisé le 5 juin 2017 - FICHE DE MESURES DE L'INSTRUMENTATION -(Spécimen : (#)) Mesures des capteurs Distance entre Distance Variable Variable face inférieure et entre plots (d_capteur) (h_capteur) centre capteur (mm) (mm) d_wG h_wG d_wH h_wH d_wl h_wl d_oO h_oO d wJ h_wJ d_oE h_oE d_wK h_wK d_wL h_wL d_wM h_wM Mesures pour la triangulation des flèches Capteurs NORD **Capteurs SUD** Variable Distance Variable Distance (nom_2) (mm) (nom_1) (mm) ABx_2 ABx_1 AC_2* AC_1* BxC_2* BxC_1* ZA_2 ZA_1 ZBx 1 ZBx 2 *Pour les mesures en C, mesurer selon l'extérieur de l'oeillet et ajouter 9 mm С 0000 ŻBx ZΔ

187

• FICHE DE MESURES DU MONTAGE - (spécimen :: (#)) Mesures du montage \Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud (mm) p_intN p_intS p_isEN p_isES Mesures du montage (si dalle remise pour chargement à rupture) \Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud (p_intN) p_isEN p_isES \Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud (p_intN) p_intN p_intS p_isEN p_isES \Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud (p_intN) p_intS p_isEN p_isES \variable Mesure côté Nord p_intS (mm) p_isEN p_isES \variable Mesure côté Nord p_intS (mm) \variable p_isES p_isEX \variable p_isEX variable p_isEX \variable p_intX variable p_isEX \variable p_intX variable p_isEX	roupe d oiet : B	le recherche en ge enoît Marleau	énie des structures (GRS)		Protocoles expérimenta Révisé le 5 juin 20
(grécimen : " # ") Mesures du montage Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud p_isEN p_isES p_isES Mesure côté Sud Mesures du montage (si dalle remise pour chargement à rupture) Nationale Mesure côté Sud Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud p_isEN p_isES (mm) p_isES Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud p_isEN p_isES p_isES (mm) p_isEN p_isES (mm) p_isES	,		- FICHE DE MESUR	ES DU MONT	AGE -
Mesures du montage Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud p_infN p_infS p_isES Mesures du montage (si dalle remise pour chargement à rupture) Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud (p_xN) (mm) (p_xS) (mm) p_isEN Desures du montage (si dalle remise pour chargement à rupture) Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud (p_xN) (mm) (p_xS) (mm) p_infN p_infS (mm) p_isES p_isEN p_isES p_isES (mm) (p_xV) p_infX p_isEX (mm)			(Spécimen :	(#))	
Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud (p_xN) (mm) p_infS (mm) p_isEN p_isES	Mesu	ires du montao			
Image: product state of the state of th	[Variable	Mesure côté Nord	Variable	Mesure côté Sud
p_infN p_infS p_supN p_supS p_isEN p_isES Mesures du montage (si dalle remise pour chargement à rupture) Variable Mesure côté Nord Variable (p_xN) (mm) (p_xS) (mm) p_infN p_infS (mm) p_isEN p_supS (mm) p_isEN p_supS (mm) p_isEN p_isES (mm) (p_xV) (mm) (p_supS) p_isEN p_isES (mm) (p_supN) (mm) (mm) (p_supN) (mm) (mm) (p_supN) (mm) (mm) (p_supN) (mm) (mm) (p_supX) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm)		(p_xN)	(mm)	(p_xS)	(mm)
p_supN p_supS p_isEN p_isES Mesures du montage (si dalle remise pour chargement à rupture) Variable Mesure côté Nord Variable Mesures du montage (si dalle remise pour chargement à rupture) Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Nord (p_xS) (mm) p_infN p_infS (mm) p_supN p_supS (mm) p_isEN p_isES (mm) voite (p_supX) (mm) voite (p_supX) (mm) voite (mm) (mm) voite (mm) </td <td></td> <td>p_infN</td> <td></td> <td>p_infS</td> <td></td>		p_infN		p_infS	
p_isEN p_isES Mesures du montage (si dalle remise pour chargement à rupture) Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud (p_xN) (mm) (p_xS) (mm) p_infN p_infS (mm) p_infS p_isEN p_isES (p_xvp) (mm) p_isES (p_isEN) (mm) p_isES (p_isEN) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) (mm) <	1	p_supN		p_supS	
Mesures du montage (si dalle remise pour chargement à rupture) Variable Mesure côté Nord Variable Mesure côté Sud p_infN p_infS (mm) p_infS p_supN p_supS p_isES (mm) vises p_isEN p_isES (mm) vises p_isEX vises vises vises p_infX vises vises	[p_isEN		p_isES	
(p_xN) (mm) (p_xS) (mm) p_infN p_infS p_supS p_isEN p_isES 0 (p_supN) (p_supN) (p_supN) (p_supN)	Mesu [ires du montag Variable	e (si dalle remise pour cl Mesure côté Nord	hargement à ru Variable	pture) Mesure côté Sud
p_infN p_supN p_isEN		(p_xN)	(mm)	(p_xS)	(mm)
p_supN p_isEN p_isEN p_isES p_isEX p_infX p_isEX p_isEX p_isEX p_isEX p_isEX p_isEX		p_infN		p_infS	
p_isEN p_isEN p_isES p_isEX p_isEX 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0	-	p_supN		p_supS	
<pre></pre>	l	p_iselv		p_ises	
p_supX p_isEX p_infX					
p_infX 0 v v v v v v v v v v v v v v v v v v		\sim	p_si	JpX	p_isEX
			p_ir	nfX	0 0



ANNEXE D – COURBES ESSAIS MATÉRIAUX

Figure D-1 : Comportement en traction directe – Os Bf70u1hd (217 jours)



Figure D-2 : Comportement en traction directe – Os Bu2%u1hj (196-197 jours)



Figure D-3 : Comportement en traction directe – Os Bu3%p1ej (182 jours)



Figure D-4 : Comportement en traction directe – Os Bu3%p3ej (170-182 jours)



Figure D-5 : Comportement en traction directe – Os Bu2%p1ej (28 jours)



Figure D-6 : Comportement en traction directe – Os Bu2%p1ej (112 jours)



Figure D-7 : Comportement en flexion – Prisme entaillé Bf70u1hd (229-230 jours)



Figure D-8 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu2%u1hj (210 jours)



Figure D-9: Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu3%p1ej (184-185 jours)



Figure D-10 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu3%p2ej (183-184 jours)



Figure D-11 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu3%p3ej (185 jours)



Figure D-12 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu2%p1ej (28 jours)



Figure D-13 : Comportement en flexion – Dallette prismatique Bu2%p1ej (112 jours)

ANNEXE E – COURBES DE FISSURATION (PRÉ-FISSURATION)

Notes : Les valeurs d'ouvertures de fissures représentent l'allongement des capteurs qui mesurent sur une plage de lecture variant d'approximativement 160 mm à 200 mm. Ainsi, il ne s'agit pas forcément de l'ouverture d'une seule fissure.

Les courbes de certains capteurs ont été enlevées. Ceci est le cas lorsque fissuration passait directement sur un plot soutenant un capteur, faussant ainsi la lecture. Ce capteur a été retiré pour toutes les phases de l'essai du spécimen en question (pré-fissuration, fatigue et rupture).



Figure E-1 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 02 (0o-D-C-3-F)



Figure E-2 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 04' (20-D-Q-0-F)



Figure E-3 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 05 (20-D-Q-0-F*)

Comportement de joints en BFUP entre dalles préfabriquées de ponts Rapport final – Résultats du programme expérimental et recommandations



Figure E-4 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 06 (20-D-Q-0-F)



Figure E-5 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 07 (20-D-Q-0-F*)



Figure E-6 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 08 (20-D-Q-0-F*)



Figure E-7 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)

Comportement de joints en BFUP entre dalles préfabriquées de ponts Rapport final – Résultats du programme expérimental et recommandations



Figure E-8 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 10 (20-D-Q-1-F)



Figure E-9 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 11 (20-D-Q-2-F)



Figure E-10 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 12' (20-D-C-1-F)



Figure E-11 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 14 (20-U-Q-0-F)
Comportement de joints en BFUP entre dalles préfabriquées de ponts Rapport final – Résultats du programme expérimental et recommandations



Figure E-12 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F)



Figure E-13 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 16 (20-U-Q-1-F)



Figure E-14 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F)



Figure E-15 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F)



Figure E-16 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F)



Figure E-17 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F)

Comportement de joints en BFUP entre dalles préfabriquées de ponts Rapport final – Résultats du programme expérimental et recommandations



Figure E-18 : Ouverture de fissures lors de la pré-fissuration – Dalle 23 (/o-D-P-0-F)

ANNEXE F – COURBES DE FISSURATION (FATIGUE)

Notes : Les valeurs d'ouvertures de fissures représentent l'allongement des capteurs qui mesurent sur une plage de lecture variant d'approximativement 160 mm à 200 mm. Ainsi, il ne s'agit pas forcément de l'ouverture d'une seule fissure.

Les courbes de certains capteurs ont été enlevées. Ceci est le cas lorsque fissuration passait directement sur un plot soutenant un capteur, faussant ainsi la lecture. Ce capteur a été retiré pour toutes les phases de l'essai du spécimen en question (pré-fissuration, fatigue et rupture).



Figure F-1 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 02 (0o-D-C-3-F)



Figure F-2 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 04' (2o-D-Q-0-F)



Figure F-3 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 05 (20-D-Q-0-F*)



Figure F-4 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 06 (2o-D-Q-0-F)



Nombre de cycles

Figure F-5 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 07 (20-D-Q-0-F*)

Comportement de joints en BFUP entre dalles préfabriquées de ponts Rapport final – Résultats du programme expérimental et recommandations



Nombre de cycles

Figure F-6 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 08 (20-D-Q-0-F*)



Figure F-7 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)



Nombre de cycles

Figure F-8 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 10 (20-D-Q-1-F)



Nombre de cycles

Figure F-9 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 11 (2o-D-Q-2-F)



Nombre de cycles

Figure F-10 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 12' (20-D-C-1-F)



Nombre de cycles

Figure F-11 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 14 (20-U-Q-0-F)



Figure F-12 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F)



Figure F-13 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 16 (20-U-Q-1-F)



Nombre de cycles

Figure F-14 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F)



Figure F-15 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F)



Nombre de cycles

Figure F-16 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F)



Nombre de cycles

Figure F-17 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F)



Figure F-18 : Ouverture de fissures lors des cycles de fatigue – Dalle 23 (/o-D-P-0-F)

ANNEXE G - COURBES DE FISSURATION (RUPTURE)

Notes : Les valeurs d'ouvertures de fissures représentent l'allongement des capteurs qui mesurent sur une plage de lecture variant d'approximativement 160 mm à 200 mm. Ainsi, il ne s'agit pas forcément de l'ouverture d'une seule fissure.

Les courbes de certains capteurs ont été enlevées. Ceci est le cas lorsque fissuration passait directement sur un plot soutenant un capteur, faussant ainsi la lecture. Ce capteur a été retiré pour toutes les phases de l'essai du spécimen en question (pré-fissuration, fatigue et rupture).

Lorsque les dalles sont carottées avant rupture, les capteurs d'ouverture de fissures ne sont pas réinstallés, puisque les plots étaient enlevés. Ainsi, aucune correspondance exacte aurait pue être faite entre les valeurs avant et après rupture.



Figure G-1 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 01 (0o-D-C-3-S)



Figure G-2 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 02 (0o-D-C-3-F)



Figure G-3 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 03 (2o-D-Q-1-S)



Ouverture de fissures (film)

Figure G-4 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 06 (20-D-Q-0-F)



Ouverture de fissures (mm)

Figure G-5 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F)



Figure G-6 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 10 (20-D-Q-1-F)



Ouverture de fissures (mm)

Figure G-7 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 11 (20-D-Q-2-F)



Figure G-8 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 13 (20-U-Q-1-S)



Ouverture de fissures (mm)

Figure G-9: Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 14 (20-U-Q-0-F)



Figure G-10 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F)



Figure G-11 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 16 (20-U-Q-1-F)



Ouverture de fissures (mm)

Figure G-12 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 17 (3o-D-Q-1-S)



Ouverture de fissures (mm)

Figure G-13 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 19 (30-U-Q-1-S)



Ouverture de fissures (mm)

Figure G-14 : Ouverture de fissures lors de la rupture – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F)

ANNEXE H – COURBES DE DÉFORMATION DANS LE BÉTON

Note : Seule la dalle 23 (/o-D-P-0-F) a été munie de deux jauges d'extensométrie. Ces jauges ont été collées à mi-portée sur la face supérieure de la dalle, une au sud et l'autre au nord.



Figure H- 1 Déformation du béton lors de la pré-fissuration – Dalle 23 (/o-D-P-0-F)

N/R: SR18-01



Figure H- 2 : Déformation du béton lors des cycles de fatigue – Dalle 23 (/o-D-P-0-F)



Figure H- 3 : Déformation du béton lors de la rupture – Dalle 23 (/o-D-P-0-F)

ANNEXE I - CAROTTAGE

Note : Le numéro entre crochets réfère à l'emplacement de la carotte (figure 3-25).



Flèche maximale : 50.4 mm

Figure I-1: Carotte – Dalle 01 (0o-D-C-3-S) – Après rupture [O]



Flèche maximale : 46.3 mm

Figure I- 2 : Carotte – Dalle 02 (0o-D-C-3-F) – Après rupture [O]



Flèche maximale : 56.5 mm

Figure I- 3 : Carotte – Dalle 03 (20-D-Q-1-S) – Après rupture [NE]



Figure I- 4 : Carotte – Dalle 04' (20-D-Q-0-F) – <u>Avant</u> rupture [SO]



Flèche maximale : 51.2 mm

Figure I- 5 : Carotte – Dalle 04' (20-D-Q-0-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : >27.7 mm

Figure I- 6 : Carotte – Dalle 05 (20-D-Q-0-F*) – Après rupture [I]



Flèche maximale : 51.8 mm

Figure I- 7 : Carotte – Dalle 06 (20-D-Q-0-F) – Après rupture [SE]



Flèche maximale : >21.3 mm

Figure I- 8 : Carotte – Dalle 07 (20-D-Q-0-F*) – Après rupture [II]



Flèche maximale : >32.0 mm

Figure I- 9 : Carotte – Dalle 08 (20-D-Q-0-F*) – Après rupture [III]



Flèche maximale : >32.0 mm

Figure I- 10 : Carotte – Dalle 08 (20-D-Q-0-F*) – Après rupture [IV]



Flèche maximale : 54.8 mm

Figure I- 11 : Carotte – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) – Après rupture [SE]



Flèche maximale : 48.2 mm

Figure I- 12 : Carotte – Dalle 10 (20-D-Q-1-F) – Après rupture [SE]



Flèche maximale : 53.7 mm

Figure I- 13 : Carotte – Dalle 11 (20-D-Q-2-F) – Après rupture [SO]



Figure I- 14 : Carotte – Dalle 12' (20-D-C-1-F) – <u>Avant</u> rupture [SO]



Flèche maximale : 54.3 mm

Figure I- 15 : Carotte – Dalle 12' (20-D-C-1-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 49.7 mm

Figure I- 16 : Carotte - Dalle 13 (20-U-Q-1-S) - Après rupture [NE]



Flèche maximale : 36.8 mm

Figure I- 17 : Carotte – Dalle 14 (20-U-Q-0-F) – Après rupture [NE]



Flèche maximale : 52.5 mm

Figure I- 18 : Carotte – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 52.4 mm

Figure I- 19 : Carotte – Dalle 16 (20-U-Q-1-F) – Après rupture [SO]



Flèche maximale : 50.3 mm

Figure I- 20 : Carotte – Dalle 17 (3o-D-Q-1-S) – Après rupture [NE]



Figure I- 21 : Carotte – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F) – <u>Avant</u> rupture [SO]



Flèche maximale : 41.8 mm

Figure I- 22 : Carotte – Dalle 18' (30-D-Q-1-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 60.1 mm

Figure I- 23 : Carotte – Dalle 19 (30-U-Q-1-S) – Après rupture [tireté SE]



Flèche maximale : 60.1 mm

Figure I- 24 : Carotte – Dalle 19 (3o-U-Q-1-S) – Après rupture [tireté NE]


Figure I- 25 : Carotte – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) – <u>Avant</u> rupture [SO]



Flèche maximale : 52.8 mm

Figure I- 26 : Carotte – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 52.6 mm

Figure I- 27 : Carotte – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F) – Après rupture [SO]



Figure I- 28 : Carotte - Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) - Avant rupture [SO]



Flèche maximale : 70.3 mm

Figure I- 29 : Carotte – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) – Après rupture [NO]



Flèche maximale : 46.0 mm

Figure I- 30 : Carotte – Dalle 23 (/o-D-P-0-F) – Après rupture [SE]

ANNEXE J – FACE SUD DES SPÉCIMENS APRÈS RUPTURE

Phase	Charge	Couleur	Trait	
Initiale	Aucune (retrait)	Rouge	Pointillé	
Pré-fissuration	Maximale	Noir	Tireté	
	60%Fy	Vert	Tireté	
Cyclique	Maximale	Bleu	Tireté	
		Rouge		
Rupture	1/4 charge ultime	Bleu	Continu	
	1/2 charge ultime	Vert	Continu	
	¾ charge ultime	Rouge	Continu	
	Charge ultime	Noir Argent (D02)	Continu Continu	







Figure J-1: Face sud – Dalle 01 (0o-D-C-3-S) – Après rupture





Figure J-2: Face sud – Dalle 02 (0o-D-C-3-F) – Après rupture



Figure J- 3 : Face sud – Dalle 03 (20-D-Q-1-S) – Après rupture



Figure J- 4 : Face sud – Dalle 04' (20-D-Q-0-F) – Après rupture



Figure J- 5 : Face sud – Dalle 05 (20-D-Q-0-F*) – Après rupture



Figure J- 6 : Face sud – Dalle 06 (20-D-Q-0-F) – Après rupture



Figure J-7: Face sud – Dalle 07 (20-D-Q-0-F*) – Après rupture



Figure J-8: Face sud – Dalle 08 (20-D-Q-0-F*) – Après rupture



Figure J- 9 : Face sud – Dalle 09 (2*o-D-Q-1-F) – Après rupture



Figure J- 10 : Face sud – Dalle 10 (20-D-Q-1-F) – Après rupture



Figure J- 11 : Face sud – Dalle 11 (20-D-Q-2-F) – Après rupture



Figure J- 12 : Face sud – Dalle 12' (20-D-C-1-F) – Après rupture



Figure J- 13 : Face sud – Dalle 13 (20-U-Q-1-S) – Après rupture



Figure J- 14 : Face sud – Dalle 14 (20-U-Q-0-F) – Après rupture



Figure J- 15 : Face sud – Dalle 15 (2*o-U-Q-1-F) – Après rupture



Figure J- 16 : Face sud – Dalle 16 (20-U-Q-1-F) – Après rupture



Figure J- 17 : Face sud – Dalle 17 (30-D-Q-1-S) – Après rupture



Figure J- 18 : Face sud – Dalle 18' (3o-D-Q-1-F) – Après rupture



Figure J- 19 : Face sud – Dalle 19 (30-U-Q-1-S) – Après rupture



Figure J- 20 : Face sud – Dalle 20' (3o-U-Q-1-F) – Après rupture



Figure J- 21 : Face sud – Dalle 21 (2f-D-Q-1-F) – Après rupture



Figure J- 22 : Face sud – Dalle 22' (2f-U-Q-1-F) – Après rupture



Figure J- 23 : Face sud – Dalle 23 (/o-D-P-0-F) – Après rupture

ΟÙ

ANNEXE K – ÉQUATIONS

$$f_s = E_s Ec \cdot M \cdot d - c_{cr} Icr \tag{K.1}$$

- *f_s* : Contrainte dans les armatures
 - *E_s* : Module élastique de l'acier
 - E_c : Module élastique du béton
 - M: Moment flexionnel
 - *d* : Distance entre le centre de gravité des armatures du lit inférieur et la fibre comprimée
 - c_{cr}: Hauteur du bloc de compression de la section fissurée
 - *I_{cr}*: Module d'inertie de la section transversale fissurée

$$d_{-}a_{/}2 = 0.95d_{-}$$
 (K.2)⁴

a: Hauteur du bloc de compression équivalent

⁴ L'indice suivant la variable indique le type de spécimen (T pour un joint transversal et L pour un joint longitudinal)

$$\alpha_{LT} = \frac{M_{rT}}{M_{rL}} = \frac{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_T - a_T/2)}{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_L - a_L/2)}$$

$$\alpha_{LT} = \frac{d_T - a_T/2}{d_L - a_L/2}$$

$$\alpha_{LT} = \frac{0.95d_T}{0.95d_L}$$

$$\alpha_{LT} = \frac{d_T}{d_L}$$

ΟÙ

- α_{LT} : Facteur de conversion du moment d'un joint longitudinal vers un joint transversal (sans A's)
 - M_r : Moment résistant
 - ϕ_s : Coefficient de tenue de l'acier d'armature
 - As: Aire d'armature du lit inférieur
 - f_y : Limite élastique de l'acier d'armature

⁵ Basé sur Massicotte (2017a)

$$\alpha'_{LT} = \frac{M_{rT}}{M_{rL}} = \frac{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_T - a_T/2) + \phi_s \cdot A'_s \cdot f_y \cdot (d'_T - a_T/2)}{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_L - a_L/2) + \phi_s \cdot A'_s \cdot f_y \cdot (d'_L - a_L/2)}$$

$$\alpha'_{LT} = \frac{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_T - a_T/2 + d'_T - a_T/2)}{\phi_s \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_L - a_L/2 + d'_L - a_L/2)}$$

$$\alpha'_{LT} = \frac{(d_T + d'_T - a_T)}{(d_L + d'_L - a_L)}$$

$$\alpha'_{LT} = \frac{(d_T + d'_T - 0.1d_T)}{(d_L + d'_L - 0.1d_L)}$$

$$\boxed{\alpha'_{LT} = \frac{(0.9d_T + d'_T)}{(0.9d_L + d'_L)}}$$

ΟÙ

- α'_{LT} : Facteur de conversion du moment d'un joint longitudinal vers un joint transversal (A's plastifiée en traction)
- A's: Aire d'armature du lit supérieur
- *d'* : Distance entre le centre de gravité des armatures du lit supérieur et la fibre comprimée

²⁵⁵

⁶ Basé sur Massicotte (2017a)