

**Titre:** Étude du comportement de connecteurs de cisaillement dans du béton fibré à ultra-hautes performances pour la construction de poutres mixtes de ponts  
Title:

**Auteur:** Maxime Gascon  
Author:

**Date:** 2016

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** 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 [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
Citation: <https://publications.polymtl.ca/2133/>

## Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/2133/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Bruno Massicotte  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DE CONNECTEURS DE CISAILLEMENT  
DANS DU BÉTON FIBRÉ À ULTRA-HAUTES PERFORMANCES POUR LA  
CONSTRUCTION DE POUTRES MIXTES DE PONTS

MAXIME GASCON

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DES CONNECTEURS DE CISAILLEMENT DANS DU  
BÉTON FIBRÉ À ULTRA-HAUTES PERFORMANCES POUR LA CONSTRUCTION DE  
POUTRES MIXTES DE PONTS

présenté par : GASCON Maxime

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. GOULET James, D. Sc., président

M. MASSICOTTE Bruno, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. BEZZERA Luciano, Ph. D., membre

## DÉDICACE

*À Véronique, Zoé & le futur,*

*à mes parents,*

*Merci pour tout!*

## REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mon directeur de recherche, Bruno Massicotte, pour ses conseils, son soutien dans les décisions et son soutien financier. Les rencontres sans fin à réfléchir sur la problématique auront forgé en moi un sens critique qui me sera grandement utile tout au long de ma carrière.

Je remercie Béton préfabriqué du Lac (BPDL) pour les ressources et Gaston Doiron du groupe Lafarge pour ses connaissances du matériau nous permettant de réaliser les spécimens de la campagne expérimentale.

Je tiens à remercier l'entièreté de mon entourage universitaire, amis et professeurs, avec qui il fût bon de vivre et d'apprendre tout au long de mon cheminement. Je remercie particulièrement Fabien Lagier pour son support et son temps pour les questions de tous ordres et ces connaissances en modélisation Abaqus. Ton savoir est une vraie bibliothèque qu'il fût agréable d'être abonné.

Je tiens à remercier l'équipe du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal, donc Xavier, Martin, Patrice, Romain, Jonathan, Cédric, David et les auxiliaires, Paul et Ahmad, merci pour le soutien technique et moral tout au long de cette aventure.

Finalement, je remercie le ministère des Transports du Québec (MTQ) sans qui le projet n'aurait pas lieu d'être en raison de leur intérêt sur la problématique et de leur support financier.

## RÉSUMÉ

Dans le contexte actuel du réseau routier au Québec, plusieurs ponts devront subir des travaux de réfection, dont le remplacement des dalles ou du tablier complet. Remplacer une dalle de manière conventionnelle, coulée en place, amène d'importants impacts sur la circulation étant donné qu'il faut fermer l'ensemble des voies durant de longues périodes. La préfabrication est une alternative qui permet de diminuer le temps de fermeture des voies vue qu'une grande partie des travaux est réalisée en usine.

L'utilisation de systèmes de dalles préfabriquées, comme utilisé aux États-Unis et en Ontario avec des joints en béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP), est une alternative considérée par le ministère des Transports du Québec (MTQ) afin d'exploiter les propriétés des nouveaux matériaux. De plus, un système de dalles en BRF et de joints en BFUP permet d'obtenir une durabilité accrue de la structure avec la quasi absence d'entretien ce qui est important au niveau des coûts sur le cycle de vie de l'ouvrage.

L'objectif général de ce projet de maîtrise est d'analyser le comportement des connecteurs de cisaillement dans du BFUP pour des poutres mixtes de ponts selon divers facteurs et ainsi permettre d'expliquer l'influence des facteurs sur la structure. Afin d'atteindre les objectifs du projet, celui-ci est divisé en quatre étapes : la revue de littérature, l'élaboration d'un protocole d'essai, la campagne expérimentale et la modélisation numérique.

Le programme expérimental est divisé en deux phases. La première phase, servant de validation, comprend 4 spécimens testés selon le protocole élaboré. En fonction des résultats obtenus et des ajustements au montage expérimental, les 9 spécimens de la phase II ont permis la réalisation d'une étude plus complète de la problématique.

Le projet comprend un volet d'analyses numériques où les données obtenues en laboratoire sont utilisées pour valider l'outil de calcul. Les analyses sont effectuées avec le logiciel Abaqus alors que le modèle pour la loi comportementale du béton est EPM3D.

L'étude démontre qu'un joint en BFUP contenant 2% de fibres offre une performance supérieure à celle d'une dalle conventionnelle en BO. L'étude permet également de conclure qu'il est possible

de positionner les goujons à  $\pm 20$  mm sous le lit d'armatures inférieur dans un BFUP sans utiliser les armatures supplémentaires en U prescrites par le MTQ.

## ABSTRACT

Throughout the Province of Quebec, several bridges need to be repaired, including replacing concrete the concrete deck or the entire superstructure. Conventional decks are cast on site which involves closing down roads and / or deviating traffic and making detours which causes a lot of problems for road users over long periods of time. Using precast concrete slabs is a good alternative to the above, because the road closing time would be significantly reduced because slabs are fabricated in precast plant instead of on site.

The precast slab system is already used in the United States and Ontario with ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) joints. This is an option considered by the Quebec Ministry of Transportation and it would be a good way to explore the properties of new materials. Steel fibre reinforced concrete slabs and UHPFRC joints would also increase the durability of structures by reducing their maintenance.

The general objective of this master thesis is to analyse the behaviour of shear connectors in UHPFRC. To achieve this objective, the project will be divided into four parts: a literature survey, the development of testing procedures, an experimental investigation and numerical analyses.

The experimental program is divided into two phases. The first one, which includes 4 tests, serves for validating the test procedure. The second one, which contains 9 tests, consists of a broader study of the problem with an adjusted testing procedure.

The project includes a numerical analysis phase in which the data obtained during the experimental study are used to validate the models. The analyses are done with finite element software Abaqus and the constitutive model for concrete EPM3D.

This research project shows the good behaviour of shear connectors in ultra-high performances fiber-reinforced concrete with 2% fibre content (UHPFRC 2%). Moreover, this study demonstrates the possibility to put the shear connectors  $\pm 20$  mm below the slab lowest level of reinforcing bars without the need of adding U-shaped bars as recommended by MTQ.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES FIGURES .....	XIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XIX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1    Généralités.....	1
1.2    Problématique.....	2
1.3    Objectifs du sujet de recherche .....	2
1.4    Méthodologie et portée du projet de recherche .....	3
1.4.1    Revue de littérature .....	3
1.4.2    Élaboration d'un protocole d'essai.....	3
1.4.3    Campagne expérimentale .....	4
1.4.4    Modélisation numérique.....	4
1.5    Organisation du mémoire .....	5
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE .....	6
2.1    Les fibres dans le béton.....	6
2.2    Les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) .....	9
2.2.1    Généralités.....	10

2.2.2 Propriétés du matériau.....	11
2.3 Structures mixtes .....	15
2.3.1 Généralités.....	15
2.3.2 Connecteurs de cisaillement.....	16
2.4 Revue des systèmes de dalles préfabriquées .....	27
2.4.1 Dalles avec joints longitudinaux au-dessus des poutres.....	28
2.4.2 Résultats d'essais.....	32
2.4.3 Recommandations du FHWA .....	34
2.4.4 Sommaire .....	35
CHAPITRE 3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL .....	36
3.1 Principe.....	36
3.1.1 Essai Standardisé.....	36
3.1.2 Conditions réelles .....	37
3.2 Description des spécimens .....	40
3.2.1 Géométrie des spécimens .....	40
3.2.2 Paramètres variables.....	42
3.2.3 Protocole de chargement .....	47
3.3 Phase I .....	47
3.3.1 Objectif.....	47
3.3.2 Caractéristique des spécimens de la phase I.....	47
3.3.3 Montage de la phase I.....	48
3.4 Phase II.....	52
3.4.1 Objectif.....	52

3.4.2	Caractéristiques des spécimens de la phase II.....	52
3.4.3	Montage de la phase II .....	53
3.5	Caractérisation des bétons .....	56
3.5.1	Caractérisation en compression.....	57
3.5.2	Caractérisation en traction.....	57
<b>CHAPITRE 4 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX .....</b>		<b>65</b>
4.1	Caractérisation des matériaux .....	65
4.1.1	Béton .....	65
4.1.2	Connecteurs de cisaillement.....	73
4.1.3	Barres d'armature.....	74
4.2	Résultats des essais de la campagne expérimentale .....	75
4.2.1	Traitemet des résultats.....	75
4.2.2	Phase I .....	76
4.2.3	Phase II.....	93
4.3	Analyses des résultats.....	105
<b>CHAPITRE 5 MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS .....</b>		<b>107</b>
5.1	Propriétés des modèles .....	107
5.1.1	Géométrie et contact.....	107
5.1.2	Chargement et conditions frontières .....	109
5.1.3	Maillage et types d'éléments.....	110
5.1.4	Propriétés des matériaux .....	111
5.2	Validation du modèle numérique .....	117
5.2.1	Comportement global des modèles avec joint en BFUP.....	117

5.2.2 Mode de rupture des modèles avec joint en BFUP .....	119
5.3 Limite du modèle numérique .....	124
5.3.1 Comportement global des modèles avec dalle en BO et/ou BFHP .....	124
5.3.2 Mode de rupture des modèles avec dalle en BO et/ou BFHP .....	126
5.3.3 Modèle avec joint en BFUP et 16 goujons.....	131
5.4 Conclusions sur les modèles .....	131
<b>CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>133</b>
6.1 Retour sur les objectifs .....	133
6.2 Conclusions .....	133
6.2.1 Générales .....	133
6.2.2 Programme expérimental .....	134
6.2.3 Analyses numériques.....	135
6.3 Recommandations .....	136
<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>137</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 : Programme expérimental (phases I et II).....	46
Tableau 4-1: Propriétés en compression du BO .....	65
Tableau 4-2 – Propriétés en compression du BFHP .....	66
Tableau 4-3 – Propriétés en compression du BFUP .....	66
Tableau 4-4 : Échéance des caractérisations – Phase I .....	67
Tableau 4-5: Échéance des caractérisations – Phase II .....	68
Tableau 4-6: Propriétés en traction du BO .....	73
Tableau 4-7 : Propriétés mécaniques des connecteurs de cisaillement.....	73
Tableau 4-8 : Déformation des barres d'armatures .....	74
Tableau 4-9: Bilan des résultats – Phase I.....	87
Tableau 4-10 – Bilan des résultats – Phase II .....	104
Tableau 5-1: Maillage et type d'élément - Phase II.....	110
Tableau 5-2: Propriétés des armatures .....	112
Tableau 5-3: Propriétés des goujons .....	113
Tableau 5-4 : Propriétés des bétons.....	114
Tableau 5-4 : Loi de traction du BFHP (Cordoni, 2015) .....	115
Tableau 5-6 : Loi pré-pic en traction du BFUP.....	116
Tableau 5-7 : Loi post-pic en traction du BFUP .....	116

## LISTE DES FIGURES

Figure 2-1: Comportement des BRF en traction (de Montaignac, 2011).....	8
Figure 2-2: Orientation préférentielle des fibres .....	8
Figure 2-3: Comportement en traction directe, adapté de (Naaman & Reinhardt, 1996) .....	12
Figure 2-4: Dimension des os et positions des LVDT (Beaurivage, 2009) .....	13
Figure 2-5: Comportement pré-pic et post-pic du BFUP-4% en traction directe pour différentes orientations théoriques de fibres (Delsol, 2012) .....	14
Figure 2-6: Comportement en compression du BFUP (Charron, 2011) .....	15
Figure 2-7: Comparaison du comportement en compression (Charron, 2011).....	15
Figure 2-8: Connecteur de type S3L .....	16
Figure 2-9: Spécimen pour l'essai standard (European Committe for Standardization, 2004) .....	19
Figure 2-10: Détermination de la capacité de glissement $\delta_u$ (European Committe for Standardization, 2004) .....	21
Figure 2-11: Propriétés de la campagne expérimentale (An & Cederwall, 1996) .....	22
Figure 2-12: Courbes charge – glissement relatif (An & Cederwall, 1996) .....	22
Figure 2-13: Mécanisme de rupture d'un goujon étape par étape dans un BHP (Hegger, Sedlacek, Doinghaus, & Trumpf, 2001) .....	23
Figure 2-14: Distribution de la charge et déformation d'un goujon (Hegger, Sedlacek, Doinghaus, & Trumpf, 2001) .....	23
Figure 2-15: Propriétés des spécimens (Kim, Kwark, Joh, Yoo, & Lee, 2015).....	24
Figure 2-16: Composition du BFUP (Kim, Kwark, Joh, Yoo, & Lee, 2015) .....	24
Figure 2-17 : Glissement relatif expérimental (Kim, Kwark, Joh, Yoo, & Lee, 2015) .....	25
Figure 2-18: Configuration des spécimens (Luo, Hoki, Hayashi, Nakashima, & M.ASCE, Behavior and Strength of Headed Stud-SFRCC Shear Connection. I: Experimental Study, 2015).....	26

Figure 2-19: Comparaison $P_{stud}$ et $P_{max}$ (Luo, Hoki, Hayashi, Nakashima, & M.ASCE, Behavior and Strength of Headed Stud-SFRCC Shear Connection. I: Experimental Study, 2015).....	27
Figure 2-20: Joint longitudinal entre deux dalles préfabriquées et une poutre en acier (Culmo, 2009) .....	28
Figure 2-21: Connexion dalle-poutre pour un pont en acier (Culmo, 2009).....	29
Figure 2-22 : Connexion avec une poutre en béton pour les nouvelles structures (Culmo, 2009) .....	30
Figure 2-23 : Connexion avec une poutre en béton pour les structures existantes (Culmo, 2009) .....	31
Figure 2-24 : Connexion dalle-poutre localisée (Culmo, 2009).....	32
Figure 2-25 : Configuration à l'étude avec poutre d'acier (FHWA, 2012).....	33
Figure 2-26 : Configuration à l'étude avec poutre de béton (FHWA, 2012) .....	33
Figure 2-27 : Configuration à l'étude avec poutre de béton (FHWA, 2014) .....	34
Figure 3-1: Spécimen pour l'essai standard européen (European Committe for Standardization, 2004).....	37
Figure 3-2: Pont mixte – Condition ultime .....	38
Figure 3-3: Pont mixte – Condition de service .....	38
Figure 3-4: Flux de cisaillement horizontal .....	39
Figure 3-5: Efforts dans la condition d'essais.....	40
Figure 3-6: Dimensions des spécimens types .....	41
Figure 3-7: Détail des armatures types.....	41
Figure 3-8: Disposition régulière .....	43
Figure 3-9: Disposition regroupée.....	43
Figure 3-10: Position du goujon – Exigence du code S6 (CSA, 2014).....	44
Figure 3-11: Armature supplémentaire en U - MTQ .....	44
Figure 3-12: Types de configuration.....	45

Figure 3-13: Vues en élévation du montage I .....	48
Figure 3-14: Vue 3D du montage I .....	49
Figure 3-15: Montage I – Face Nord du spécimen O8-G0-Ax .....	49
Figure 3-16: Montage I – Face Ouest du spécimen O8-G0-Ax .....	50
Figure 3-17: Instrumentation des spécimens – Montage I .....	51
Figure 3-18: Face Nord (gauche) et face Ouest (droite) du montage de la phase II .....	54
Figure 3-19: Vue 3D du montage de la phase II .....	54
Figure 3-20: Montage II - vue latérale du spécimen O8-G0-A.....	55
Figure 3-21: Instrumentation des spécimens – Montage II.....	56
Figure 3-22: Dimension des os et positions des LVDT .....	59
Figure 3-23: Essai sur prisme entaillé (EN 14651, 2005) .....	60
Figure 3-24 : Montage modifié ASTM C1550M (de Montaignac, Massicotte, & Charron, 2011) .....	62
Figure 3-25: Essai sur dallette .....	63
Figure 3-26: Dimension du prisme et position du chargement .....	63
Figure 3-27: Essai de fendage .....	64
Figure 4-1 : Essais d'os en BFUP .....	69
Figure 4-4: Essais d'os en BFHP .....	70
Figure 4-5: Prisme entaillé – Moyenne BFHP .....	70
Figure 4-7: Moyenne des dalles circulaires.....	71
Figure 4-8 : Moyenne des dallettes de BFUP .....	72
Figure 4-10 : Comportement en traction des barres d'armatures.....	75
Figure 4-11: Courbe expérimentale – Charge-Déplacement – Spécimen O8-G0-Ax .....	76
Figure 4-12: Courbes expérimentales - Charge-Glisement relatif – Spécimen O8-G0-Ax.....	77

Figure 4-13 : Courbes expérimentales - Glissement relatif vs Déplacement – Spécimen O8-G0-Ax .....	78
Figure 4-14: Courbes charge – glissement relatif – Spécimens de la phase I .....	79
Figure 4-15: Courbes – Charge – déplacement en phase élastique .....	80
Figure 4-16: Mode de rupture du spécimen O8-G0-Ax .....	81
Figure 4-17: Détail du mode de rupture du spécimen O8-G0-Ax .....	82
Figure 4-18: Mode de rupture du spécimen F16-G75-Cx .....	83
Figure 4-19: Mode de rupture du spécimen F8-G100-D .....	84
Figure 4-20: Mode de rupture du spécimen F8-G100-DU .....	85
Figure 4-21: Disposition des armatures supplémentaires en U du spécimen F8-G100-DU .....	86
Figure 4-22: Zone rectangulaire - 1 .....	89
Figure 4-23: Zone rectangulaire - 2 .....	89
Figure 4-24: Point unique - 1 .....	89
Figure 4-25: Point unique - 2 .....	89
Figure 4-26: Points multiples - 1 .....	90
Figure 4-27: Points multiples - 2 .....	90
Figure 4-28: Zone circulaire - 1 .....	90
Figure 4-29: Zone circulaire - 2 .....	90
Figure 4-30: Courbe charge – glissement relatif / système optique / F8-G100-DU .....	91
Figure 4-31: Comparaison des courbes de glissement relatif / physique vs optique .....	92
Figure 4-32: Plan de référence .....	93
Figure 4-33: Courbe charge – glissement relatif – Phase II .....	94
Figure 4-34: Spécimen O8-G0-A – Béton .....	95
Figure 4-35: Spécimen O8-G50-A - Béton .....	95

Figure 4-36: Spécimen O8-G0-A – Béton (zoom).....	95
Figure 4-37: Spécimen O8-G50-A - Béton (zoom) .....	95
Figure 4-38: Spécimen O8-G0-A - Acier.....	96
Figure 4-39: Spécimen O8-G50-A - Béton .....	96
Figure 4-40: Spécimen F8-G50-A - Béton.....	98
Figure 4-41: Spécimen F8-G50-A - Béton (zoom) .....	99
Figure 4-42 : Spécimen F8-G50-A – Acier (zoom) .....	99
Figure 4-43: Dalle type avec joint en BFUP (F8-G100-C) .....	100
Figure 4-44: Spécimen F8-G50-C - Acier.....	101
Figure 4-45: Spécimen F8-G50-C – Béton .....	101
Figure 4-46: Spécimen F8-G50-B - Acier.....	101
Figure 4-47: Spécimen F8-G50-B - Béton .....	101
Figure 4-48 : F16-G75-C – Face Ouest.....	102
Figure 4-49 : F16-G75-C – Face Nord.....	102
Figure 4-50: F16-G75-C - Face Ouest (zoom).....	102
Figure 4-51: F16-G75-C - Face Nord (zoom).....	102
Figure 5-1: Géométrie des modèles – ABAQUS .....	109
Figure 5-2: Conditions frontières .....	110
Figure 5-3: Maillage des modèles .....	111
Figure 5-4: loi bilinéaire - armatures.....	112
Figure 5-5: Loi bilinéaire – poutre .....	113
Figure 5-6: Loi tri-linéaire.....	113
Figure 5-7 : Loi post-pic en traction du BFHP (Cordoni, 2015).....	115

Figure 5-8 : Loi comportementale du BFUP en traction.....	117
Figure 5-9: Comportement global - F8-G0-B à F8-G100-C .....	1198
Figure 5-10: Contraintes longitudinales (S11 - MPa) .....	120
Figure 5-11: Contrainte de cisaillement (S12 - MPa) .....	121
Figure 5-12: Contrainte résiduelle (SDV13 - MPa) .....	122
Figure 5-13: Contrainte de compression (S22 - MPa) .....	123
Figure 5-14 : Limite du modèle dans un BO et/ou BFHP .....	125
Figure 5-15: Contrainte de traction (S11 - MPa) .....	126
Figure 5-16: Contrainte de cisaillement (S12 - MPa) .....	127
Figure 5-17: Contrainte résiduelle (SDV13 - MPa) .....	128
Figure 5-18: Contrainte de compression (S22 - MPa) .....	129
Figure 5-19: F8-G50-A (avec et sans l'artifice).....	130
Figure 5-20 : Limite du modèle pour les regroupements de goujon .....	131

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

### Sigles

BFUP	Béton fibré à ultra-hautes performances
BFHP	Béton fibré hautes performances
BHP	Béton hautes performances
BO	Béton ordinaire
BPDL	Bétons Préfabriqués du Lac
BRF	Béton renforcé de fibres
CSA	Association canadienne de normalisation
EPM3D	Logiciel Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel
FHWA	Federal Highway Administration
FRC	Fibre Reinforced Concrete
LVDT	Linear Variable Differential Transformer, capteur de déplacement
MTQ	Ministère des Transports du Québec
UHPFRC	Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete

### Symboles

$A_{sc}$	aire de la section transversale d'un goujon
$B_r$	résistance à l'essai brésilien
$d_{sc}$	diamètre d'un goujon de cisaillement
$d_b$	diamètre d'une barre d'armature
$E_c$	module d'élasticité du béton
$E_s$	module d'élasticité de l'acier

$f'_c$	résistance en compression du béton
$f_{ck}$	résistance en compression des cylindres d'une densité plus grande que 1750 kg/m <sup>3</sup> selon l'Eurocode
$f'_t$	résistance en traction du béton
$f_u$	résistance ultime des goujons spécifiée minimum
$f_{ut}$	résistance ultime des goujons mesurée minimum
$f_y$	limite élastique de l'acier d'armature
$F_u$	résistance minimale à la traction du goujon d'acier
$g$	hauteur du gousset
$h_{sc}$	hauteur nominale d'un goujon
$l_d$	longueur d'ancrage
$l_s$	longueur de chevauchement
$N_s$	Nombre de connecteurs rompus
$P_{test}$	charge maximale de l'essai
$P_{Rd}$	résistance au cisaillement d'un goujon selon l'Eurocode
$P_{Rk}$	charge de rupture minimale réduite de 10% et divisée par la quantité de goujon selon l'Eurocode
$P_{stud}$	résistance pour un goujon selon l'Eurocode
$P_{nominal}$	résistance nominale des goujons selon CSA-S6-14 avec 410 MPa
$P_{théorique}$	résistance théorique des goujons selon CSA-S6-14 avec 500 MPa
$q_r$	résistance pondérée au cisaillement par unité de longueur ou par goujon
$\alpha$	coefficient de correction selon l'élancement
$\gamma_v$	coefficient de sécurité selon l'Eurocode
$\delta_u$	glissement correspondant à la résistance $P_{Rk}$

$\delta_{uk}$	glissement $\delta_u$ réduit de 10%
$\varepsilon$	déformation
$\varepsilon_{ps}$	déformation plastique de l'acier
$\varepsilon_{ys}$	déformation élastique de l'acier
$\nu$	coefficient de Poisson du béton ou acier
$\sigma$	contrainte
$\sigma_{ps}$	contrainte plastique de l'acier
$\sigma_{ys}$	contrainte élastique de l'acier
$\phi_{sc}$	coefficient de tenue d'un goujon

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Généralités

Dans le contexte actuel du réseau routier du Québec, plusieurs ponts devront subir des travaux de réfection dont le remplacement des dalles ou du tablier au complet. Le remplacement d'une dalle de manière conventionnelle, coulée en place, amène d'importants impacts sur la circulation étant donné qu'il faut fermer l'ensemble des voies durant de longues périodes. La préfabrication est une alternative qui permet de diminuer le temps de fermeture des voies étant donné qu'une grande partie des travaux est réalisée en usine.

Dans le cas d'une dalle coulée en place, une fois la dalle démolie, on doit installer des coffrages et faire le ferraillage de la dalle en chantier, ce qui nécessite du temps. Une fois le tout en place, on effectue la coulée pour l'ensemble de la dalle. Lors de ce type de construction, il faut attendre un certain temps afin que le mûrissement du matériau soit tel que la résistance soit suffisante installer la membrane d'étanchéité et l'enrobé bitumineux pour la réouverture des voies.

Pour un système de dalles préfabriquées, une fois la démolition effectuée, il suffit d'installer avec des grues les dalles qui ont été fabriquées en usine. Avec cette technique, on vient d'éliminer le temps de coffrage et de ferraillage en chantier en plus de diminuer les risques d'accidents. De plus, la préfabrication permet d'obtenir une qualité de construction qui est supérieure au standard étant donné qu'en usine le fabricant a un meilleur contrôle sur les conditions ambiantes. Une fois les dalles en place, il faut effectuer un simple coffrage pour les joints et venir remplir ceux-ci d'un matériau suffisamment résistant, tel qu'un béton fibré à ultra-haute performance (BFUP), qui requiert une cure de courte durée, ce qui permet une réouverture rapide à la circulation par la suite.

L'utilisation de système de dalles préfabriquées, comme utilisé aux États-Unis et en Ontario avec des joints en BFUP, est une alternative considérée par le ministère des Transports du Québec (MTQ) afin d'exploiter les propriétés des nouveaux matériaux. De plus, un système de dalles en BRF avec joints en BFUP permet d'obtenir une durabilité accrue de la structure avec la quasi absence d'entretien ce qui est important au niveau des coûts (Brühwiler, 2014).

## 1.2 Problématique

Une des problématiques des systèmes de dalles préfabriquées est la jonction entre les armatures et les connecteurs de cisaillement, ainsi que le comportement (mode de rupture) des connecteurs de cisaillement dans un matériau aussi résistant que le BFUP.

Tout d'abord, le Code canadien des ponts – CSA-S6-14 (Association Canadienne de Normalisation, 2014) demande que les goujons traversent le lit d'armature inférieur. Donc dans le cas d'une réfection ou d'une construction neuve, il faut prévoir l'emplacement des barres d'armatures et des connecteurs de cisaillement afin qu'il n'y ait pas de conflit en chantier. Cette tâche nécessite une importante coordination tout au long du projet. Ainsi il serait plus avantageux pour ce type de structures de ne pas avoir à se soucier de ce conflit potentiel.

De plus, dans le présent projet de recherche, on utilise un béton (BFUP) dont la résistance et la rigidité sont largement supérieures à celles des bétons utilisés normalement. Ce matériau à haute résistance influence le comportement de la structure dont particulièrement les connecteurs de cisaillement qui y sont noyés. Dans le cas des ponts mixtes, les poutres en acier sont généralement de grande taille et les exigences pour la conception sont plus sévères que pour le bâtiment, en autre pour les aspects reliés à la fatigue qui exigent entre autre que la connexion mixte soit complète. De plus, pour les poutres de taille importante, il est courant que l'effort devant être transféré dans le joint doive permettre de reprendre la totalité de l'effort de compression pouvant être développé dans la dalle. Enfin, la quantité importante d'armature dans la dalle fait en sorte que les joints à la jonction des dalles préfabriquées et des poutres sont des zones grandement congestionnées.

Il est donc important d'étudier le comportement des joints en BFUP entre dalles préfabriquées pour des poutres mixtes afin de rendre possible l'utilisation de concept innovateur pour effectuer la réfection et la construction des dalles de ponts.

## 1.3 Objectifs du sujet de recherche

L'objectif général de ce projet est d'analyser le comportement des connecteurs de cisaillement dans des joints en béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) entre dalles préfabriquées pour des

poutres mixtes afin de comprendre l'influence des principaux facteurs pouvant affecter leur comportement. Cette recherche servira au développement de règles de conception et construction pour les ouvrages utilisant cette nouvelle technique de construction.

Les objectifs spécifiques de cette recherche s'énoncent ainsi :

- étudier le comportement des connecteurs de cisaillement dans le BFUP;
- étudier la possibilité de positionner les goujons sous l'armature transversale de la dalle afin d'éliminer la congestion;
- étudier le mode de défaillance d'une structure mixte acier-béton préfabriquée utilisant des joints en BFUP;
- étudier l'influence de l'élancement du goujon sur son comportement;
- effectuer des recommandations pour la conception et la construction de ce type de système.

## **1.4 Méthodologie et portée du projet de recherche**

Le projet de recherche est divisé en quatre étapes : la revue de littérature, l'élaboration d'un protocole d'essai, la campagne expérimentale et la modélisation numérique.

### **1.4.1 Revue de littérature**

Une revue de littérature sur les bétons de fibres, les structures mixtes et les systèmes de dalles préfabriquées est présentée au chapitre 2. Cet état de la connaissance permet de faire un survol des notions importantes associées au sujet traité dans ce projet de recherche.

### **1.4.2 Élaboration d'un protocole d'essai**

Il existe dans la littérature des essais standards pour les connecteurs de cisaillement, le plus commun étant celui de l'Eurocode (European Committee for Standardization, 2004). Pour ce projet

de recherche, l'essai doit permettre d'étudier le comportement des connecteurs tel qu'ils seront sollicités dans la structure pour laquelle ils sont prévus, en l'occurrence des poutres de grande taille pour les ponts. De ce fait, tel qu'il sera indiqué plus loin, l'essai standard européen ne convient pas aux objectifs visés et un montage expérimental devra être élaboré pour le projet.

Afin d'y arriver, la campagne expérimentale est divisée en deux phases. La première phase, servant de validation, comprend 4 spécimens testés selon le protocole élaboré. En fonction des résultats obtenus et des ajustements au montage expérimental, les 9 spécimens de la phase II ont permis la réalisation d'une étude plus complète de la problématique.

### 1.4.3 Campagne expérimentale

La campagne expérimentale est réalisée au laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal et les spécimens sont fabriqués en collaboration avec des partenaires externes. Comme mentionné précédemment, le programme expérimental comprend 13 spécimens et il se divise en deux phases. Afin de bien analyser l'essentiel des conditions rencontrées en pratique, plusieurs paramètres ont été considérés, soit :

- la disposition des goujons;
- le rapport d'élancement du goujon ( $h/d$ );
- la quantité / disposition des goujons;
- les propriétés du béton.

Les tests sont réalisés sur la presse hydraulique de 12MN du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal. Durant l'essai, le principal paramètre mesuré est la relation entre le glissement relatif et la charge.

### 1.4.4 Modélisation numérique

Les informations obtenues des essais en laboratoire permettent de valider les outils numériques qui seront utilisés par la suite dans des études futures ou comme outils de conception. Dans le cadre de

ce projet, les modélisations sont effectuées avec le logiciel ABAQUS et le modèle constitutif du béton EPM3D (Massicotte & Ben Ftima, 2015). Cette phase permet de créer un outil permettant d'étudier des variantes différentes du problème.

## 1.5 Organisation du mémoire

Le présent mémoire se divise en 6 chapitres incluant ce présent chapitre introductif. Le chapitre 2 présente une revue de la littérature sur les bétons de fibres, les structures mixtes et les systèmes de dalles préfabriqués. Le chapitre 3 concerne le programme expérimental et la démarche utilisée pour l'élaboration du protocole d'essai. Le chapitre 4 présente les résultats expérimentaux et les analyses de l'ensemble du programme. Le chapitre 5 porte sur la modélisation par éléments finis des essais réalisés en laboratoire. Le chapitre 6 présente les conclusions et recommandations.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

### 2.1 Les fibres dans le béton

L'utilisation des fibres dans le béton permet à celui-ci de reprendre des efforts de traction après la fissuration de la matrice et ainsi offrir au béton une ductilité et une excellente durabilité en limitant l'ouverture des fissures. Dans ce qui suit, seuls les bétons contenant des fibres d'acier sont considérés car ils sont les seuls capables de rencontrer les exigences de résistance post-fissuration et le contrôle de l'ouverture des fissures requises pour des applications structurales. Le dosage en fibres est exprimé en pourcentage de volume. Ainsi un volume de fibres de 1% correspond à une masse de  $78.5 \text{ kg/m}^3$  ( $0.01 \times 7850 \text{ kg/m}^3$ ).

Il existe quatre classes de bétons fibrés définies selon le type de matrice. On a le BRF (béton renforcé de fibre), le BFHP (béton fibré à haute performance), le BFTHP (béton fibré à très haute performance) et le BFUP (béton fibré à ultra-haute performance). Les BRF, les BFHP et les BFTHP ont une matrice qui s'apparente à celle des bétons ordinaires (BO) et des bétons à haute performance (BHP) avec une matrice constituée de gros granulats, de sable, de produits cimentaires et d'eau. L'ajout des fibres à ces bétons requiert la modification des proportions des constituants et l'utilisation d'adjuvants afin d'avoir la maniabilité requise. Les BFUP ont des matrices sans gros granulats pour laquelle la granulométrie est très compacte. Typiquement les résistances en compression des BRF se situent entre 20 MPa et 50 MPa, les BFHP entre 50 et 80 MPa, les BFTHP entre 80 et 120 MPa alors que la résistance en compression des BFUP excède généralement 120 MPa avec des valeurs typiques de 150 MPa ou plus. Bien que ces limites fassent toujours l'objet de débat, c'est toutefois la résistance en traction qui s'avère la performance qui distingue les classes de bétons fibrés.

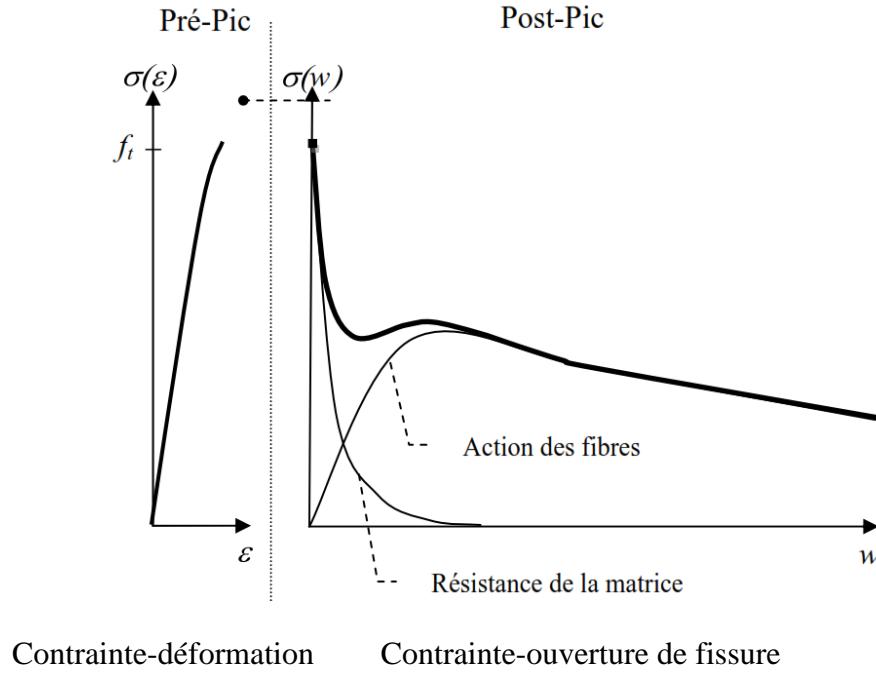
Les BRF ont un pourcentage de fibres généralement moindre que 1,5%, variant entre 0,5 et 1,5% par volume pour des applications structurales. Les BFUP généralement utilisés pour des applications structurales ont des pourcentages de fibres par volume qui varient entre 2 et 5%. La longueur des fibres doit faire en sorte que celles-ci empêchent la propagation de fissures, généralement au moins égale à deux fois le diamètre des gros granulats. Pour les bétons comportant des gros granulats, les fibres ont des longueurs de l'ordre de 35 à 60 mm, tandis que des fibres

beaucoup plus courtes peuvent être utilisées dans le BFUP dont les gros granulats sont généralement de l'ordre du millimètre, rarement plus que 5 mm. La longueur des fibres affecte directement la maniabilité du béton (Rossi, 1998). Afin d'obtenir un matériau avec une bonne maniabilité, on est limité à introduire une grande quantité de petites fibres ou un pourcentage plus faible de longues fibres. Ceci explique que le pourcentage de fibres dans un BRF est plus faible que celui d'un BFUP.

L'ajout de fibres au sein d'une matrice cimentaire a comme objectifs majeurs d'améliorer le comportement en traction et la durabilité du matériau. À titre comparatif, la durée de vie nominale d'un béton ordinaire (BO) est de 45 ans, d'un BRF 75 ans et pour un BFUP, on l'estime à plus de 100 ans (Charron & Desmettre, SR15-01: Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables, 2015).

Bien que l'idée d'utiliser des fibres dans le béton soit lancée depuis plus de 100 ans tel que les Égyptiens qui utilisaient la paille dans les briques d'argiles afin de diminuer la fissuration, le BRF est réellement étudié par les chercheurs du monde entier que depuis les années 1960. Lors de la fissuration d'un élément en BRF, l'ouverture des fissures est contrôlée par les fibres grâce à un phénomène comparable à la couture. Dans un élément structural en béton armé comportant des fibres, par rapport à un béton sans fibres, les fissures sont plus petites et plus rapprochées. Structuralement, les fibres ont un impact direct sur le comportement en traction du béton uniquement lorsque le matériau est fissuré (Rossi, 1998). Lorsque le béton commence à se fissurer les fibres courent et répartissent les fissures ce qui a comme effet de retarder la propagation et l'ouverture des fissures et ainsi améliorer le comportement en service et à l'ultime des éléments. Les courtes fibres referment les microfissures et permettent, lorsqu'en quantité suffisante, d'augmenter la résistance et la ductilité en traction du matériau. Les longues fibres qui retiennent les macrofissures permettent d'augmenter la ductilité flexionnelle et la résistance à l'effort tranchant ainsi que la capacité portante des structures.

La Figure 2-1 illustre le comportement en traction d'un BRF. Dans le cas d'un BRF, la résistance maximale en traction dépend de la matrice et, au moment de la localisation de la fissure, les fibres démarrent leur action. Le BRF en comparaison à un BO est plus ductile grâce aux fibres qui lui procurent un comportement adoucissant en traction.



Contrainte-déformation      Contrainte-ouverture de fissure

Figure 2-1: Comportement des BRF en traction (de Montaignac, 2011)

L'orientation des fibres est un facteur primordial à prendre en considération lorsqu'on utilise un béton fibré. Une fibre orientée perpendiculairement à la fissure offre son plein potentiel tandis que son efficacité diminue graduellement lorsqu'elle est inclinée par rapport à la fissure jusqu'à être nulle lorsqu'elle est parallèle à celle-ci. La Figure 2-2 illustre bien l'impact de l'orientation des fibres sur leur efficacité à coudre les fissures.

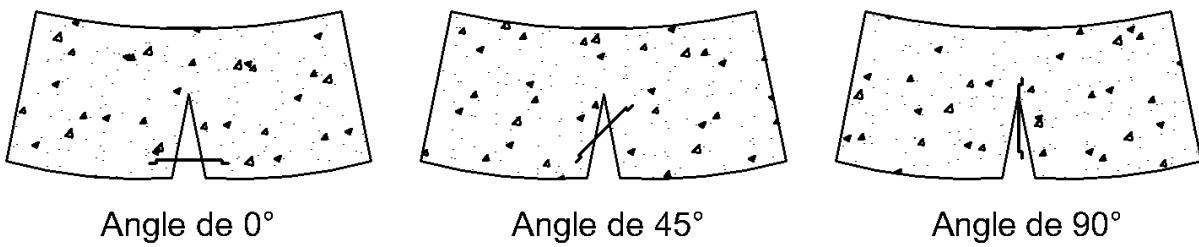


Figure 2-2: Orientation préférentielle des fibres

Une multitude de facteurs influencent l'orientation préférentielle des fibres dans le béton dont la forme et les dimensions du coffrage, la méthode de coulée, l'effet de cheminée et l'effet de bord. Tous les facteurs énumérés précédemment sont reliés par le principe que les fibres ont tendance à s'orienter parallèlement aux lignes de courant présentes dans l'écoulement du béton lors de sa mise en place (Rossi, 1998). Il est donc évident que la forme, la dimension du coffrage et la méthode de coulée influencent le positionnement des fibres au sein de la matrice. L'effet de bord s'explique par une orientation des fibres parallèles aux parois des coffrages étant donné que l'écoulement d'un liquide le long d'une paroi est parallèle à celle-ci et que l'alignement des fibres est guidé par les lignes de courants. L'effet de cheminée se produit lorsque le béton est vibré à l'aide d'une aiguille vibrante, car l'écoulement est localement perturbé et la zone de vibration se retrouve avec des fibres orientées parallèlement à l'aiguille. L'utilisation d'aiguilles vibrantes est à proscrire avec les BRF.

Le mode de fabrication des spécimens servant à déterminer les propriétés en traction des bétons fibrés affecte les caractéristiques mesurées. Par exemple pour les essais de caractérisation réalisés sur des os en traction directe décrits plus loin, l'orientation des fibres parallèlement à l'axe du spécimen font en sorte que les propriétés mesurées sur l'os donnent une résistance maximale qui peut être supérieure à celle présente dans les ouvrages construits avec le même matériau. Toutefois, l'essai d'os n'est pas recommandé pour déterminer le comportement en traction des BRF. Les travaux de Renaud de Montaignac (2011) démontrent l'efficacité de l'essai sur dalle circulaire décrits plus loin avec le traitement des données par calcul inverse. La résistance en traction n'est toutefois pas affectée par l'orientation des fibres pour un BRF étant donné qu'elle dépend uniquement de la matrice cimentaire.

## 2.2 Les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP)

Cette section est fortement inspirée des notes de cours, technologie du béton (CIV6505) – École Polytechnique (Charron, 2011).

### 2.2.1 Généralités

Le BFUP a fait son apparition dans les années 1970 grâce à Brunauer, Odler et Yudenfreund qui ont exécuté des travaux de recherche démontrant qu'il est possible d'augmenter la résistance du béton lorsqu'on diminue le ratio eau/ciment (Yudenfreund, Odler, & Brunauer, 1972). Toutefois, lors des deux dernières décennies, le BFUP a fait une grande avancée technologique par l'entremise de la recherche effectuée à travers le monde sur ce matériau. Le groupe Lafarge et ses associés ont amenés sur le marché la gamme de produit Ductal lors de l'an 1999 (Denarié, 2004) et plusieurs autres matériaux sont apparus par la suite : Ceracem, HPPoly, etc. Tous ces matériaux ne sont pas égaux de sorte que l'on ne peut parler du BFUP mais bien des BFUP.

La famille de matériau que sont les BFUP, a vu le jour grâce à quatre modifications majeures soit : la diminution du rapport E/C, la réduction de la taille des granulats, l'augmentation de la densité de la pâte et l'application de traitements mécanique et thermique (Denarié, 2004).

La particularité du BFUP est sa matrice cimentaire extrêmement dense dans laquelle approximativement 50% du ciment n'est pas hydraté. Ceci a pour effet de fournir à ce matériau la propriété d'auto-cicatrisation voulant que lorsqu'une microfissure apparaît, il suffit d'apporter de l'eau ou de l'humidité afin de refermer celle-ci en activant les particules non hydratées. Les principales composantes du BFUP sont : le ciment, la fumée de silice, les granulats, le superplastifiant et les fibres.

Pour ce type de matériau, la quantité de ciment est près du double que celle utilisée dans un BO. La fumée de silice est une particule très fine qui permet de remplir les vides de la matrice. Les granulats utilisés pour le BFUP sont de faible taille et avec une dureté élevée de préférence. Le superplastifiant mélangé à l'eau permet d'obtenir une bonne maniabilité du matériau malgré le faible ratio E/C. Les fibres utilisées, courtes et droites, sont fabriquées en acier haute résistance. Ces fibres droites mesurent de 6 à 13 mm de long, on peut utiliser des fibres longues ou mélanger des longues et des courtes selon ce que l'on souhaite obtenir. La matrice extrêmement dense du BFUP, comparativement à un BO, permet aux fibres droites et courtes d'adhérer à la matrice (Denarié, 2004). On utilise parfois des fibres de longueur moyenne à crochets, généralement pour améliorer la ductilité structurale.

Les fibres présentes dans le BFUP ont comme objectif d'augmenter la résistance en traction et la capacité de déformation étant donné qu'elles procurent une résistance à la fissuration et peuvent conférer un comportement écrouissant au matériau. Cette affirmation est vraie dans le cas où le pourcentage de fibre est d'au moins 2%. Le pourcentage de fibres dans la matrice varie en fonction de l'utilisation souhaité pour le matériau.

## 2.2.2 Propriétés du matériau

La section suivante élabore sur le comportement du BFUP en traction et en compression.

### 2.2.2.1 Comportement en traction

La Figure 2-3, illustre le comportement en traction directe du BFUP en comparaison avec un BRF conventionnel. Dans le cas illustré, il est supposé que le BFUP contient suffisamment de fibres pour présenter un comportement écrouissant ( $> 2\%$  par volume) et que le BRF contient un volume limité en fibres ( $< 1\%$  par volume).

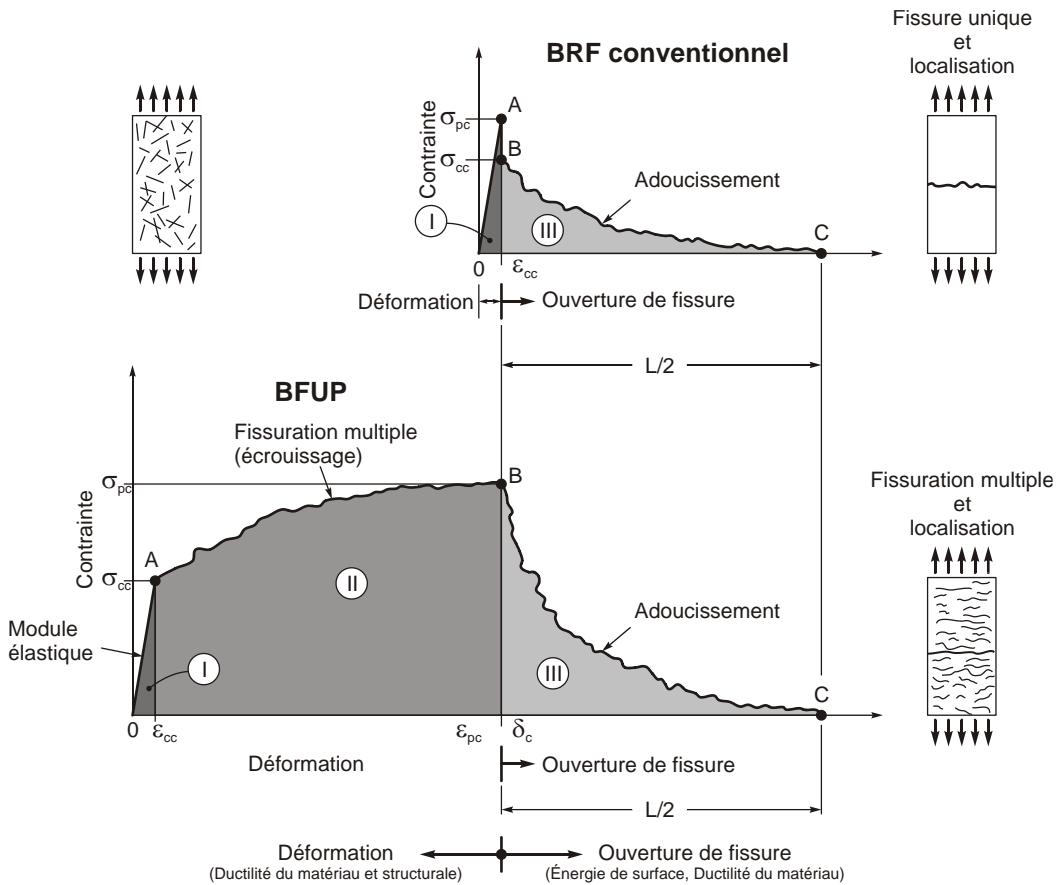


Figure 2-3: Comportement en traction directe, adapté de (Naaman & Reinhardt, 1996)

Une différence majeure entre les deux matériaux, BRF et BFUP, au niveau du comportement en traction, est le patron de fissuration. Dans le cas d'un BRF conventionnel, la fissuration est unique et localisée tandis que pour un BFUP la fissuration est multiple avant de se localiser. La figure ci-dessus, divise le comportement en trois (3) phases distinctes, dont la deuxième n'est pas présente dans le comportement du BRF.

- Phase I : Zone élastique où le module élastique gouverne la pente.
- Phase II : Écrouissage du matériau en raison du pourcentage élevé de fibres qui engendrent de la multi-fissuration (non présent pour le BRF).
- Phase III : Comportement adoucissant suite à la localisation de la fissuration en raison de la retenue engendrée par les fibres au sein de la matrice.

Afin de caractériser le comportement en traction des bétons fibrés, un essai de traction d'os (Figure 2-4) a été développé par Beaurivage (2009) à l'École Polytechnique de Montréal. Dans ces essais, on obtient les limites supérieures du matériau en raison de l'orientation préférentielle donnée aux fibres lors de la coulée du spécimen.

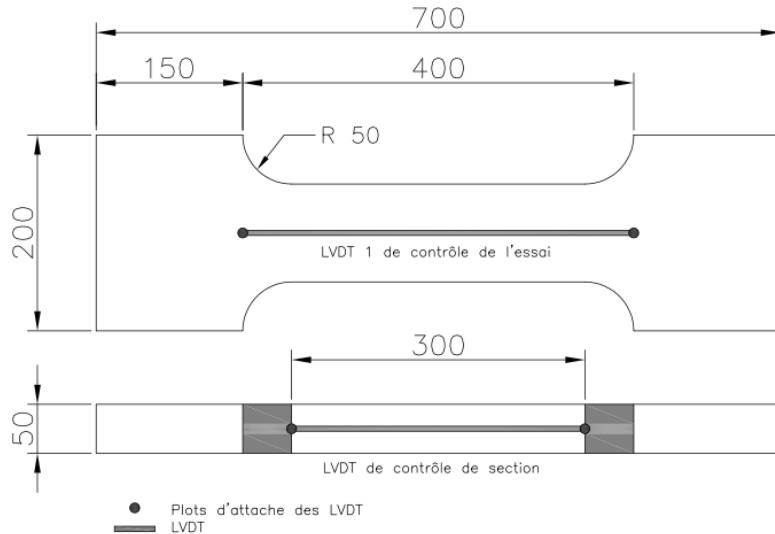


Figure 2-4: Dimension des os et positions des LVDT (Beaurivage, 2009)

À partir de ces essais, des campagnes expérimentales menées à l'École Polytechnique de Montréal ont été effectuées au sujet de l'effet d'orientation des fibres sur le comportement en traction. La Figure 2-5 illustre le comportement en traction d'un BFUP en fonction de l'orientation des fibres dans le spécimen.

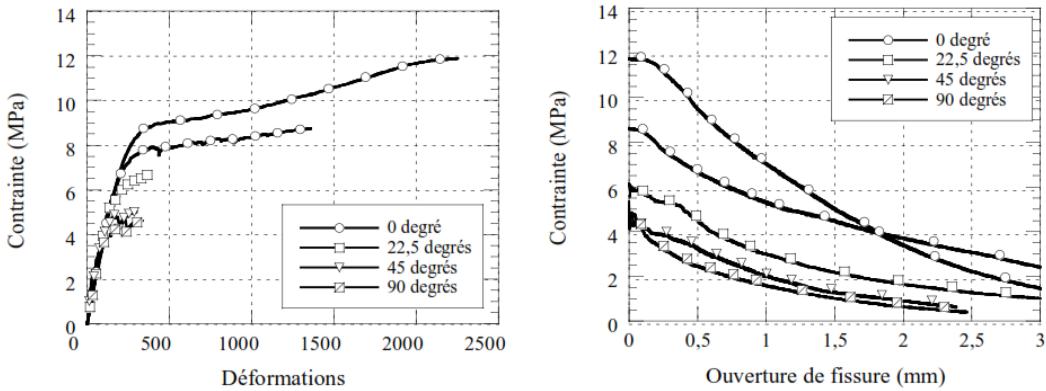


Figure 2-5: Comportement pré-pic et post-pic du BFUP-4% en traction directe pour différentes orientations théoriques de fibres (Delsol, 2012)

L’orientation des fibres affecte la résistance et la déformabilité du matériau de manière importante à un point tel que le BFUP perd son comportement écrouissant. Il est important de prendre ceci en compte pour les joints de chevauchement où l’orientation est aléatoire en raison des sources de perturbation de l’écoulement.

### 2.2.2.2 Comportement en compression

La résistance en compression d’un BFUP varie entre 120 et 200 MPa, mais majoritairement ceux utilisés ont une résistance d’environ 150 MPa. Les bétons qui résistent à d’aussi hautes charges ont un comportement très explosif. Toutefois, les fibres éliminent ce phénomène de rupture fragile en fournissant une retenue interne. Il est important de noter que l’ajout de fibres n’améliore pas la résistance en compression.

La Figure 2-6, illustre le comportement en compression du BFUP qui se divise en 5 étapes :

- étape 1 (0 à 40% de  $f'_c$ ) : Zone élastique;
- étape 2 (40 à 70% de  $f'_c$ ) : Apparition de microfissures parallèles au chargement;
- étape 3 (70 à 90% de  $f'_c$ ) : Apparition de microfissures obliques;
- étape 4 (90 à 100% de  $f'_c$ ) : Localisation d’une macrofissure oblique;
- étape 5 (Post-pic) : Agrandissement de la macrofissure et rupture par éclatement.

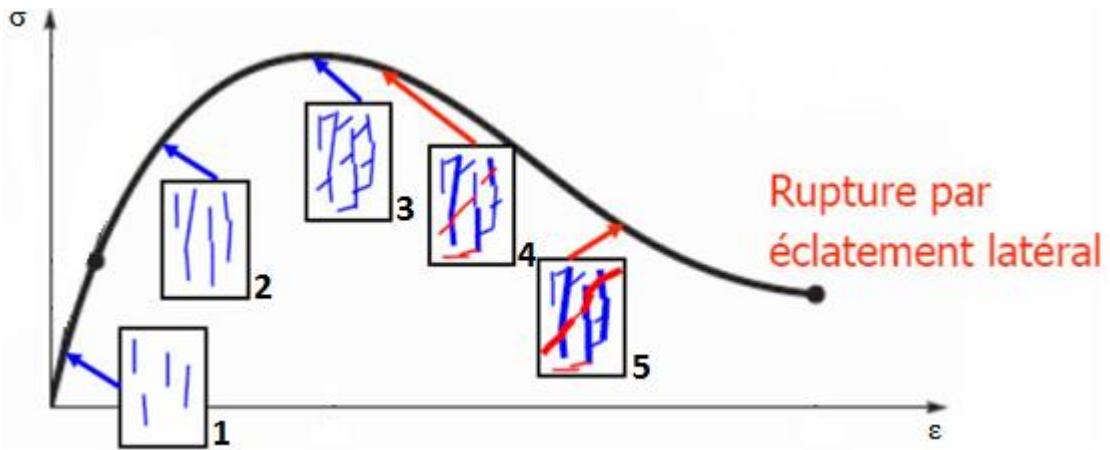


Figure 2-6: Comportement en compression du BFUP (Charron, 2011)

La Figure 2-7, illustre bien les différences entre un BO, un BHP et un BFUP au niveau du comportement en compression en plus d'illustrer l'effet des fibres dans le BFUP.

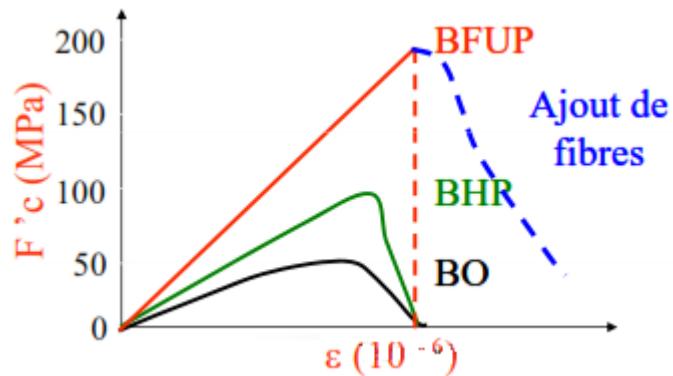


Figure 2-7: Comparaison du comportement en compression (Charron, 2011)

## 2.3 Structures mixtes

### 2.3.1 Généralités

Dans le domaine des ponts, une structure mixte est généralement composée de poutres d'acier sur lesquelles repose une dalle en béton reliée mécaniquement aux poutres afin de développer un comportement mixte. Ce type de ponts est couramment utilisé en Amérique du Nord. La liaison

poutre-dalle est assurée par des connecteurs mécaniques aussi appelés connecteurs de cisaillement ou goujons.

### 2.3.2 Connecteurs de cisaillement

Les connecteurs de cisaillement couramment utilisés pour les poutres d'acier sont des goujons de type S3L tel qu'illustré sur la Figure 2-8. Ils sont disponibles commercialement en trois (3) diamètres, 3/4" (19,05 mm), 7/8" (22,2 mm) et 1" (25,4 mm), alors que la longueur varie afin de respecter les exigences d'élancement prescrites par le code canadien des ponts (CSA, 2014). Le diamètre le plus couramment utilisé est 7/8" (22,2 mm) pour les ouvrages du Québec.

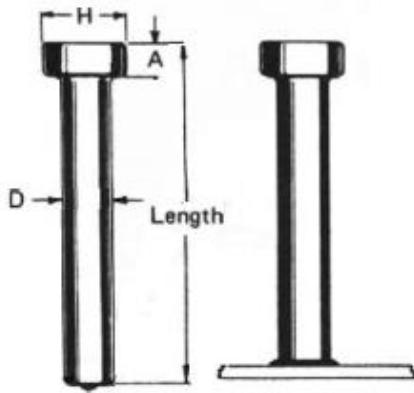


Figure 2-8: Connecteur de type S3L

#### 2.3.2.1 Exigences de calcul

La section suivante présente les exigences de calcul pour la conception à l'ultime des connecteurs de cisaillement retrouvées dans les normes canadiennes. L'essai standard de la norme européenne pour les connecteurs de cisaillement est aussi présenté.

##### 2.3.2.1.1 Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-14)

Le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-14) prescrit une série de règles à suivre lors de la réalisation d'un pont. Pour les connecteurs de cisaillement, le code exige que :

- la distance entre le dessous de leur tête et la partie supérieure de l'armature transversale inférieure soit égale à au moins 25 mm (10.11.8.2);
- l'élancement du goujon ( $h/d$ ) soit supérieur à 4 afin d'utiliser l'équation pour calculer la résistance pondérée au cisaillement (10.11.8.3).

L'article 10.11.8.3 portant sur la résistance du connecteur de cisaillement du code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-06) fournit l'équation de calcul de la résistance pondérée au cisaillement :

$$q_r = 0,5\phi_{sc}A_{sc}\sqrt{f'_cE_c} \leq \phi_{sc}F_uA_{sc} \quad (\text{Eq. 2-1})$$

où

$\phi_{sc}$  coefficient de tenue d'un goujon;

$A_{sc}$  : aire de la section transversale d'un goujon ( $\text{mm}^2$ );

$E_c$  module d'élasticité du béton;

$f'_c$  résistance en compression du béton;

$F_u$  : résistance minimale ultime à la traction du goujon d'acier (410 MPa pour les goujons ordinaires).

Cette équation s'applique pour les goujons à extrémité soudée, à tête ou à crochet, lorsque l'élancement ( $h/d$ ) est plus grand ou égal à 4.

Le premier terme, associé à la résistance du béton à l'ancrage ou l'arrachement alors que le second terme correspond à une rupture en traction directe du goujon. Selon cette équation, la rupture de goujons ayant une résistance de 410 MPa gouverne pour du béton ayant une résistance en compression supérieure à environ 28 MPa. Comme il sera vu plus loin, la portion béton de cette équation suppose que la dalle est coulée directement sur la semelle de la poutre, sans goussets.

### 2.3.2.1.2 Norme Européenne - Eurocode 4 (EC4)

L'article 6.6.3.1 de l'Eurocode 4 fournit les équations suivantes pour déterminer la résistance au cisaillement d'un goujon soudé :

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \leq \frac{0,8f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v} \quad (\text{Eq. 2-2})$$

avec

$$\alpha = 0,2 \left( \frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{si} \quad 3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \quad (\text{Eq. 2-3})$$

$$\alpha = 1,0 \quad \text{si} \quad h_{sc} / d > 4 \quad (\text{Eq. 2-4})$$

où

$\gamma_v$  : coefficient de sécurité (1,25), correspondant au coefficient de tenue;

$d$  : diamètre du goujon, où  $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$ ;

$f_u$  : résistance ultime à la traction du goujon d'acier, mais pas plus grand que 500 MPa;

$E_{cm}$  : module élastique moyen du béton;

$f_{ck}$  : résistance en compression des cylindres d'une densité plus grande que  $1750 \text{ kg/m}^3$ ;

$h_{sc}$  : hauteur nominale du goujon.

La comparaison des équations 2.1 et 2.2 (en considérant que les coefficients de tenue sont égaux) indique que la constante pour le terme associé au béton est égale à 0,37 pour la norme européenne comparativement à 0,5 pour les normes canadiennes (ratio de 0,74) alors que le terme associé aux goujons comporte un facteur de 0,8.

L'annexe B de l'Eurocode 4 portant sur les essais standardisés présente le test pour les connecteurs de cisaillement. La Figure 2-9 illustre le spécimen requis pour l'essai standard.

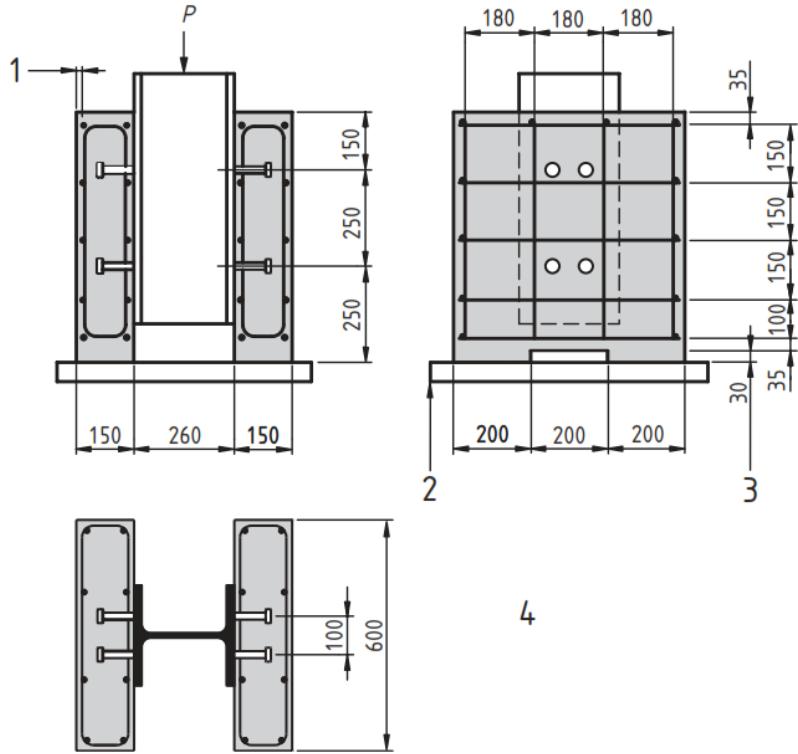


Figure 2-9: Spécimen pour l'essai standard (European Committe for Standardization, 2004)

L'Eurocode exige :

1. un enrobage de 15 mm;
2. une couche d'ajustement en mortier ou gypse;
3. une niche optionnelle;
4. des armatures : barres crénelées 10M avec une limite élastique entre 450 et 550 MPa
5. une section d'acier : HE 260 B (profilé européen) ou  $254 \times 254 \times 89$  kg.

L'essai consiste à d'abord appliquer une charge cyclique suivi d'un chargement statique dans lequel on mesure la charge et le glissement relatif entre la section d'acier et la dalle de béton. Le chargement cyclique est composé de 25 cycles entre 5 et 40% de la résistance maximale anticipée du spécimen. Par la suite, le chargement ultime est effectué avec un taux de chargement qui

engendre la rupture du spécimen après un minimum de 15 minutes. L'essai peut être arrêté lorsque la charge est au moins 20% inférieure à la charge maximale de l'essai.

L'équation suivante permet d'établir la valeur de conception de résistance au cisaillement ( $P_{Rd}$ ) avec les résultats expérimentaux :

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \quad (\text{Eq. 2-5})$$

où

$f_u$  résistance ultime spécifiée minimale;

$f_{ut}$  résistance ultime mesurée minimale;

$\gamma_v$  coefficient de sécurité;

$P_{Rk}$  charge de rupture minimale réduite de 10% et divisée par la quantité de goujon

La Figure 2-10 illustre la méthodologie permettant de déterminer la valeur de glissement ultime ( $\delta_u$ ). La valeur de  $\delta_u$  est le glissement correspondant à la résistance  $P_{Rk}$ . Le glissement caractéristique,  $\delta_{uk}$ , est la valeur de glissement  $\delta_u$  réduite de 10%.

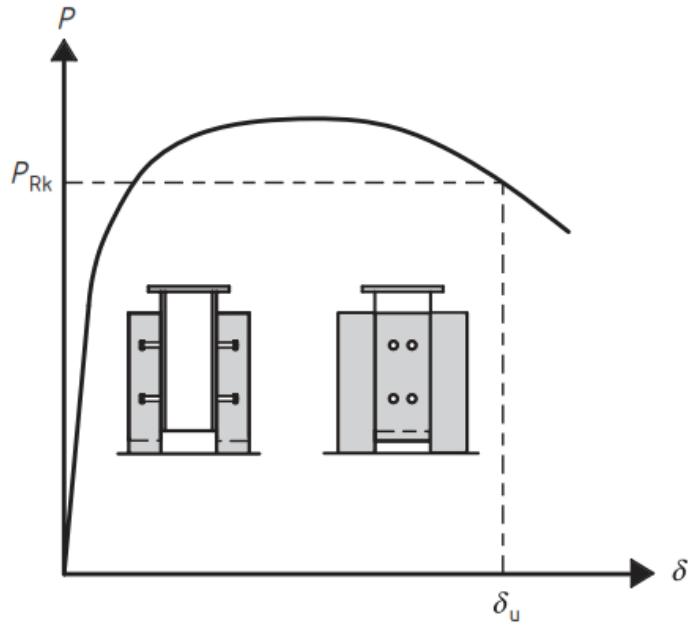


Figure 2-10: Détermination de la capacité de glissement  $\delta_u$  (European Committe for Standardization, 2004)

### 2.3.2.2 Impact d'un BHP

La section suivante présente l'impact d'un béton haute performance (BHP) sur la résistance d'un goujon. Dans cette section, les essais dont il est question, ont été réalisés en accord avec l'essai standard de l'Eurocode 4.

Une étude menée par An et Cederwall en 1994, (An & Cederwall, 1996), a démontré qu'un BHP affecte significativement la résistance d'un goujon. La Figure 2-11, présente la campagne expérimentale réalisée lors de ce projet où le  $f'_c$  du BO était environ de 30 MPa tandis que celui du BHP avoisinait le 85 MPa.

Test no.	$f_{c,cub}$ (MPa)	$f_{ct}$ (MPa)	$f_{cm}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	Density (kg/m <sup>3</sup> )	Cyclic load (kN)
NSC11	38.07	3.22	30.77	27.1	2354	50-400
NSC12	38.73	—	30.77	27.0	2347	45-360
NSC21	38.73	—	30.77	27.0	2347	45-360
NSC22	40.34	3.31	31.79	27.4	2344	45-360
HSC11	100.11	5.20	86.11	34.08	2388	60-480
HSC12	95.85	5.66	81.26	34.08	2386	50-400
HSC21	95.85	5.66	81.26	34.08	2386	60-480
HSC22	109.33	6.0	91.24	34.08	2401	60-480

Figure 2-11: Propriétés de la campagne expérimentale (An & Cederwall, 1996)

La Figure 2-12 illustre les courbes de glissement relatif du programme expérimental où NSC est le béton normal et HSC est le béton hautes performances.

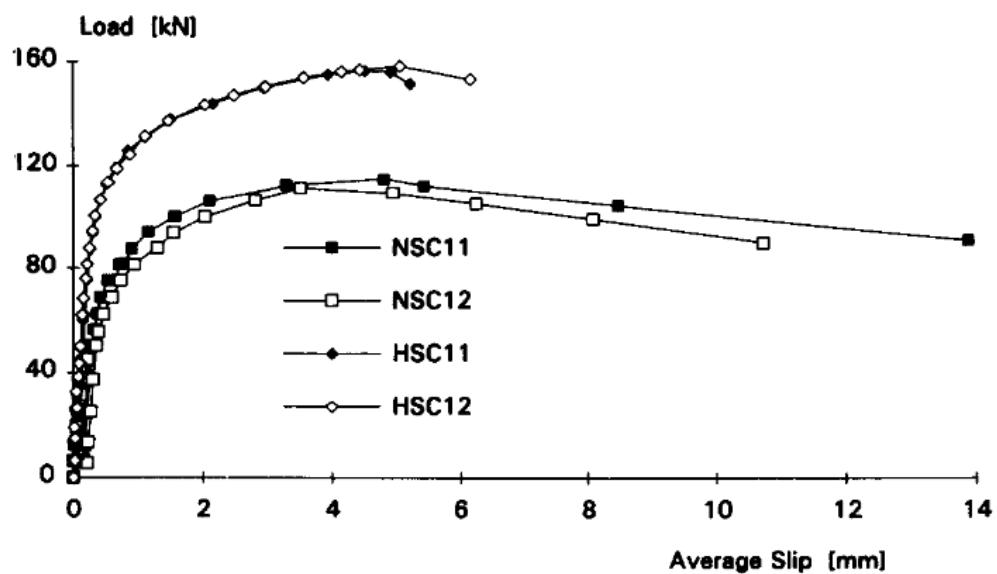


Figure 2-12: Courbes charge – glissement relatif (An & Cederwall, 1996)

Les courbes ci-dessus démontrent une nette différence entre les spécimens en BO (NSC) et ceux en BHP (HSC). La résistance ultime se voit être nettement augmentée pour les connecteurs dans le BHP, toutefois le glissement ultime est moindre. Cette étude conclut que l'augmentation de la résistance ( $f'_c$ ) du béton de 30 MPa à 81 MPa permet d'accroître de 34% la résistance des goujons.

Quelques années plus tard, en 2001, des chercheurs Allemand ont publié une étude sur la résistance des connecteurs de cisaillement lorsque le béton est un BHP et que l'acier est de haute résistance (Hegger, Sedlacek, Doinghaus, & Trumpf, 2001). Cet article explique le mécanisme de rupture d'un goujon étape par étape dans un BHP tel qu'illustré sur la Figure 2-13. La Figure 2-14 présente la distribution des efforts et la déformation du goujon lors de l'essai.

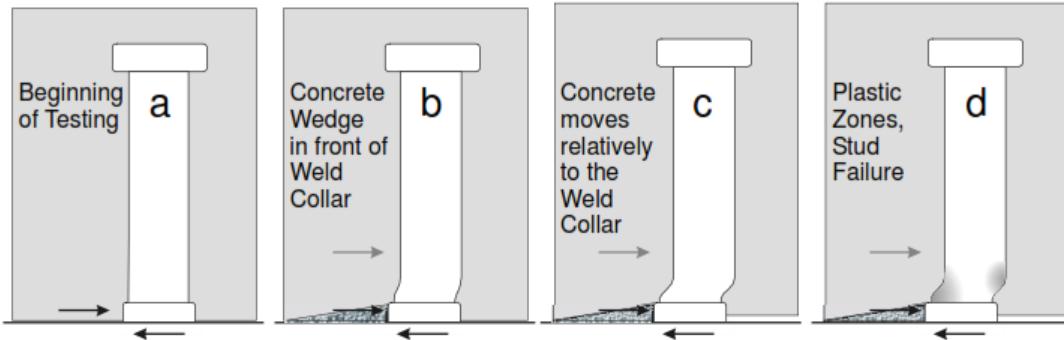


Figure 2-13: Mécanisme de rupture d'un goujon étape par étape dans un BHP (Hegger, Sedlacek, Doinghaus, & Trumpf, 2001)

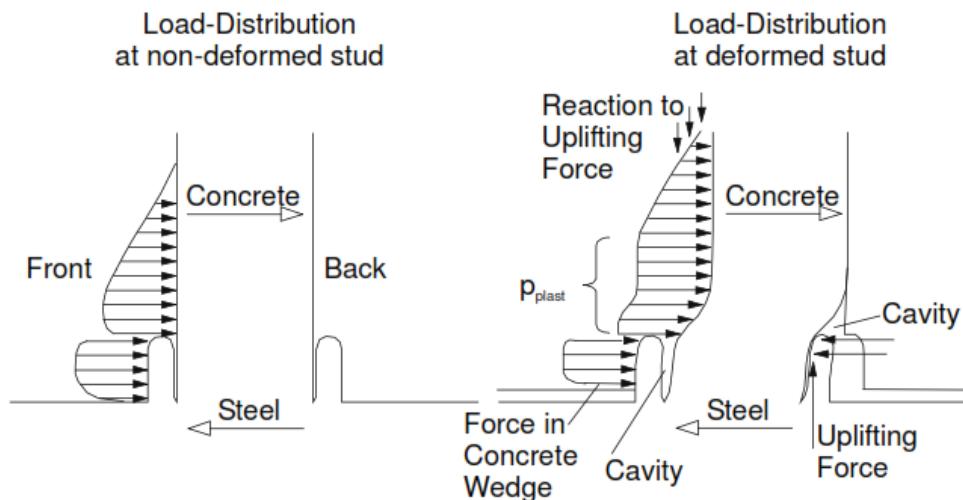


Figure 2-14: Distribution de la charge et déformation d'un goujon (Hegger, Sedlacek, Doinghaus, & Trumpf, 2001)

Le BHP procure au connecteur de cisaillement un appui suffisamment rigide pour qu'il ne travaille pas en flexion comme c'est le cas dans un BO. Ainsi, le goujon reprend les efforts par une déformation à sa base près de la soudure au niveau de la poutre au lieu de se déformer en flexion sur l'entièreté de sa longueur.

### 2.3.2.3 Impact d'un BFUP

La section suivante présente deux études récentes publiées au cours de l'année 2015 traitant des connecteurs de cisaillement de type goujon dans le BFUP. Les essais réalisés dans ces recherches sont du même type de ce qui est prescrit par l'essai standard de l'Eurocode 4.

Une étude publiée en 2015 dans la revue, «Journal of Constructional Steel Research», réalisée par des Coréens, traite de la résistance des goujons dans le BFUP (Kim, Kwark, Joh, Yoo, & Lee, 2015). La Figure 2-15 et la Figure 2-16 présente respectivement les propriétés des groupes de spécimens de leur campagne expérimentale et la composition du BFUP

Specimen group	Deck thickness (mm)	Stud shear connector			Cover thickness (mm)
		Height (mm)	Diameter (mm)	Aspect ratio (height/diameter)	
Normal	150	100	22	4.5	50
UHPC-I	150	100	22	4.5	50
UHPC-II	100	65	16	4.1	35
UHPC-III	100	50	16	3.1	50
UHPC-IV	75	50	16	3.1	25

Figure 2-15: Propriétés des spécimens (Kim, Kwark, Joh, Yoo, & Lee, 2015)

w/b ratio	Cement	Silica fume	Filler	Fine aggregate	Water reducer	Steel fiber
0.07	1.0	0.25	0.3	1.1	0.016	16.5 mm 1% 19.5 mm 1%

Figure 2-16: Composition du BFUP (Kim, Kwark, Joh, Yoo, & Lee, 2015)

Le programme expérimental comprend 5 groupes de spécimens en 3 exemplaires pour un total de 15 essais. Lors de ces essais, le ratio  $h/d$ , l'enrobage, le type de béton et la taille des goujons sont variables. La Figure 2-17 illustre les courbes expérimentales de glissement relatif pour les groupes de spécimens en BFUP selon diverses configurations (Figure 2-15) où la charge est divisée par la résistance nominale des goujons.

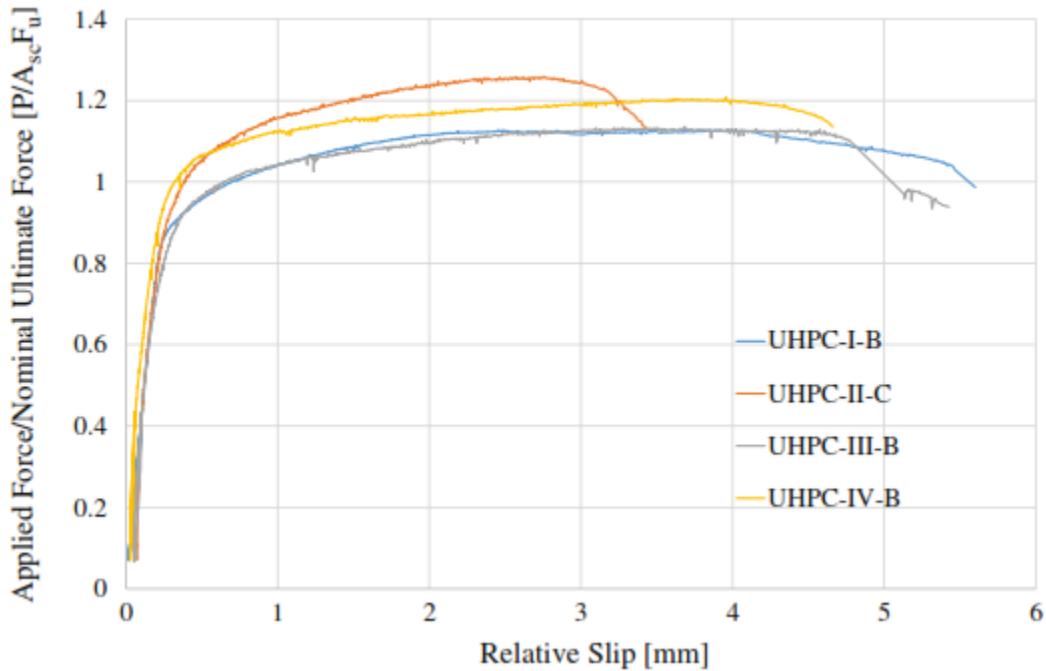


Figure 2-17 : Glissement relatif expérimental (Kim, Kwark, Joh, Yoo, & Lee, 2015)

Cette étude conclut que :

- dans le BFUP, c'est l'acier qui contrôle la rupture, donc la résistance dépend uniquement du diamètre et des propriétés de l'acier;
- les valeurs expérimentales des résistances sont supérieures à ce que prescrit l'AASTHO et l'Eurocode-4 respectivement de 2 à 13% et 27 à 42%;
- les codes limitent l'élancement ( $h/d$ ) à 4, toutefois les tests prouvent que l'on peut descendre à 3,1 sans impact majeur sur la structure;

- l'Eurocode demande un glissement relatif caractéristique de 6 mm pour garantir la ductilité du goujon, par contre dans l'étude, ses valeurs varient entre 3,8 et 5,3 mm.

Une seconde étude publiée dans la revue, «Journal of Structural Engineering», présente un programme expérimental et numérique sur les goujons dans le BFUP (Luo, Hoki, Hayashi, Nakashima, & M.ASCE, Behavior and Strength of Headed Stud-SFRCC Shear Connection. I: Experimental Study, 2015) et (Luo, Hoki, Hayashi, Nakashima, & M.ASCE, Behavior and Strength of Headed Stud-SFRCC Shear Connection. II: Strength Evaluation, 2015). Dans cette étude, on varie le pourcentage de fibres (2 à 6%) en plus de modifier la quantité et la position des goujons. Les BFUP utilisés dans cette campagne expérimentale ont une résistance en compression ( $f'_c$ ) variant entre 120 et 150 MPa, une résistance à la traction ( $f'_t$ ) allant jusqu'à 20 MPa (essai de fendage) selon le dosage en fibres et un module élastique ( $E_c$ ) de 45 GPa.

La Figure 2-18 illustre les différentes variantes pour l'ensemble du programme expérimental comprenant un total de 16 spécimens, dont certaines configurations ont des répétitions.

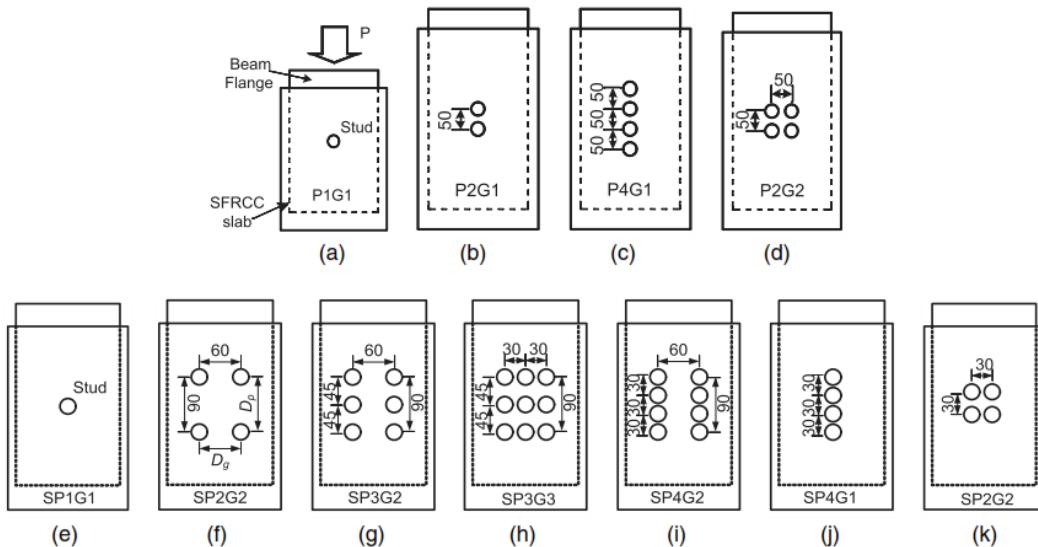


Figure 2-18: Configuration des spécimens (Luo, Hoki, Hayashi, Nakashima, & M.ASCE, Behavior and Strength of Headed Stud-SFRCC Shear Connection. I: Experimental Study, 2015)

La Figure 2-19 présente une analyse de la résistance du spécimen et de celle d'un seul goujon pour les différentes configurations de regroupement. Cette figure illustre le fait que lorsqu'on dispose des goujons de manière trop rapprochée, on augmente la résistance globale, mais on perd en termes d'efficacité par goujon.

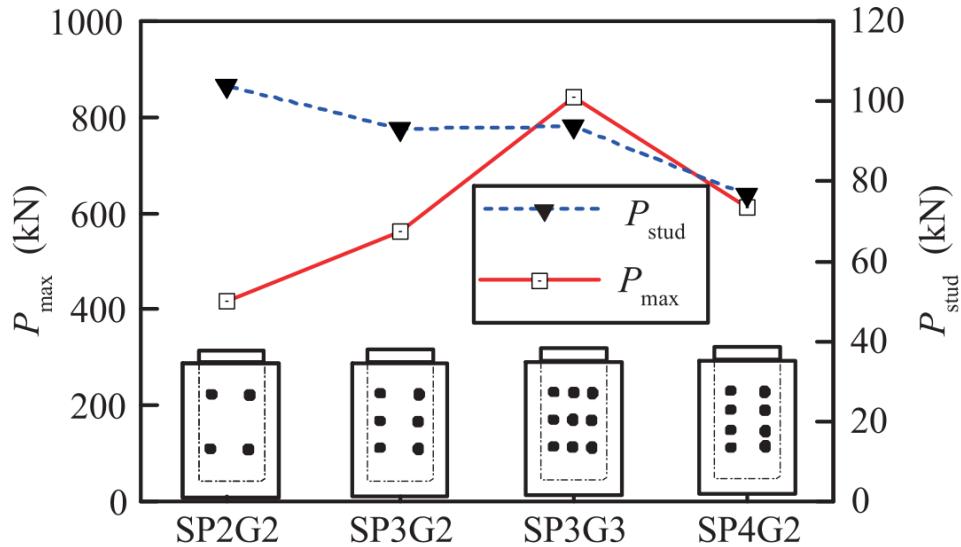


Figure 2-19: Comparaison  $P_{stud}$  et  $P_{max}$  (Luo, Hoki, Hayashi, Nakashima, & M.ASCE, Behavior and Strength of Headed Stud-SFRCC Shear Connection. I: Experimental Study, 2015)

Les analyses numériques effectuées avec ABAQUS 6.10.1, (Luo, Hoki, Hayashi, Nakashima, & M.ASCE, 2015), démontrent que la soudure du goujon au niveau de la poutre affecte la résistance de celui-ci.

## 2.4 Revue des systèmes de dalles préfabriquées

Cette section est extraite du rapport d'étape sur l'utilisation des dalles pleines préfabriquées en BRF pour la construction et la réparation d'ouvrages d'art rédigé pour le MTQ en collaboration avec B. Massicotte et V. Tremblay en Mars 2015 (Massicotte, Tremblay, & Gascon, 2016).

Cette section présente les principaux types de configurations de joints, suivi du sommaire des résultats d'essais pertinents à ce projet disponibles dans la littérature.

## 2.4.1 Dalles avec joints longitudinaux au-dessus des poutres

### 2.4.1.1 Joints sur poutres d'acier

La Figure 2-20 donne un exemple de connexion qui pourrait être utilisée et où la forme du joint avec une clé de cisaillement assure une meilleure adhérence et donc une résistance supplémentaire en cisaillement. Le rapport du FHWA (FHWA, 2012) propose d'insérer des aspérités (rugosités) à la dalle préfabriquée au droit de la discontinuité afin d'améliorer la connexion. De plus, cette figure représente bien le détail de l'armature dans la dalle qui est prolongée au niveau des joints transversaux.

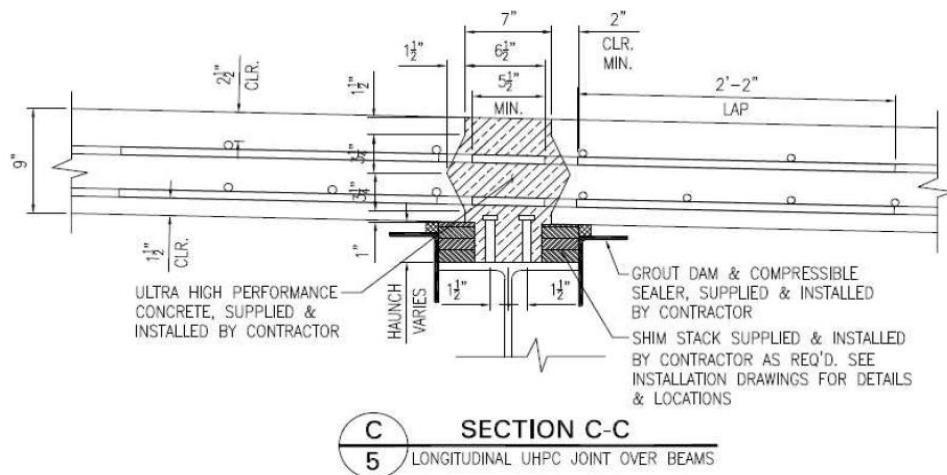


Figure 2-20: Joint longitudinal entre deux dalles préfabriquées et une poutre en acier (Culmo, 2009)

La Figure 2-21 représente une connexion avec une poutre en acier à l'aide de goujons soudés à la semelle de la poutre. Dans ce croquis, l'armature de la dalle n'est pas illustrée. Toutefois, dans ce type de joint, il est important de prévoir l'espacement des goujons et des armatures afin d'éviter tout conflit.

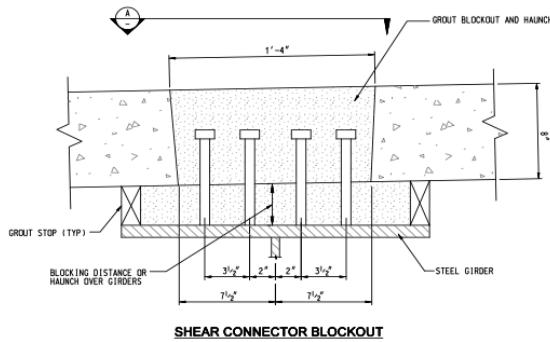


Figure 2-21: Connexion dalle-poutre pour un pont en acier (Culmo, 2009)

#### 2.4.1.2 Joints sur poutres précontraintes préfabriquées neuves

La connexion avec une poutre en béton précontraint montrée sur la Figure 2-22 est constituée de deux barres courbées en U se chevauchant ainsi que de deux autres barres pliées à l'intérieur de l'aile supérieure de la poutre qui contribue à l'ancrage. Ce type de connexion s'effectue sur de nouvelles constructions ainsi que sur les poutres existantes si le nombre d'étriers est suffisant pour assurer le transfert des efforts horizontaux.

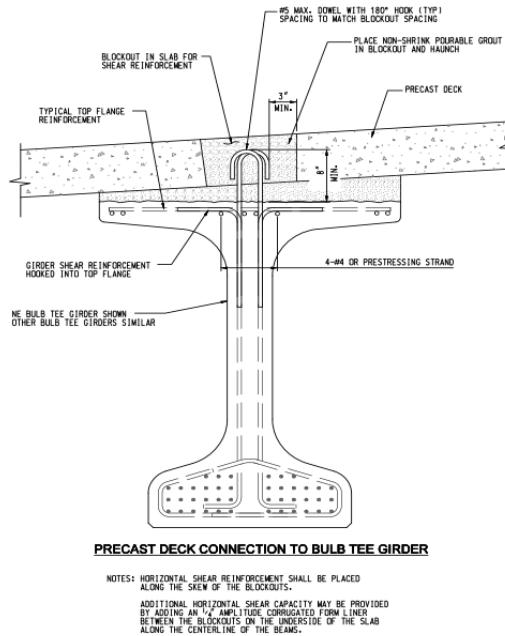


Figure 2-22 : Connexion avec une poutre en béton pour les nouvelles structures (Culmo, 2009)

#### 2.4.1.3 Joints sur poutres en béton existantes

La jonction de la Figure 2-23 peut s'effectuer sur une structure existante puisque l'ancrage se fait de manière chimique à l'aide de colle. Cette option est intéressante pour la réfection des structures à l'aide d'un système de dalles préfabriquées. L'installation d'étriers additionnels sur une poutre existante permet d'assurer un ancrage adéquat dans la mesure où la configuration du tablier serait modifiée de telle sorte que les étriers existants ne contribueraient plus à l'action composite. Par exemple, le cas où le tablier serait surélevé par rapport à l'original ou que les étriers assurant la liaison entre les dalles et la poutre seraient endommagés.

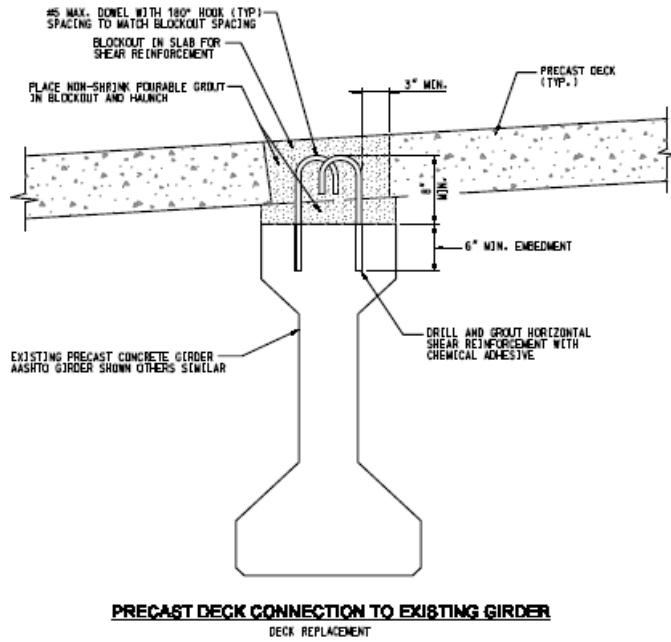


Figure 2-23 : Connexion avec une poutre en béton pour les structures existantes (Culmo, 2009)

#### 2.4.1.4 Connexions dalle-poutre localisées

La connexion des dalles aux poutres peut se faire le long de joints continus en BFUP ou en utilisant des pochettes, chaque technique comportant ses avantages et inconvénients. La Figure 2-24 montre le cas avec de pochettes localisées au niveau des goujons seulement où le béton de liaison sera coulé. Cette configuration nécessite une plus grande précision lors de la construction afin que les ouvertures dans la dalle, les goujons et l'armature puissent s'emboîter parfaitement. Cet aspect ne sera pas traité dans le projet de recherche, le choix étant plutôt dicté par des critères de construction.

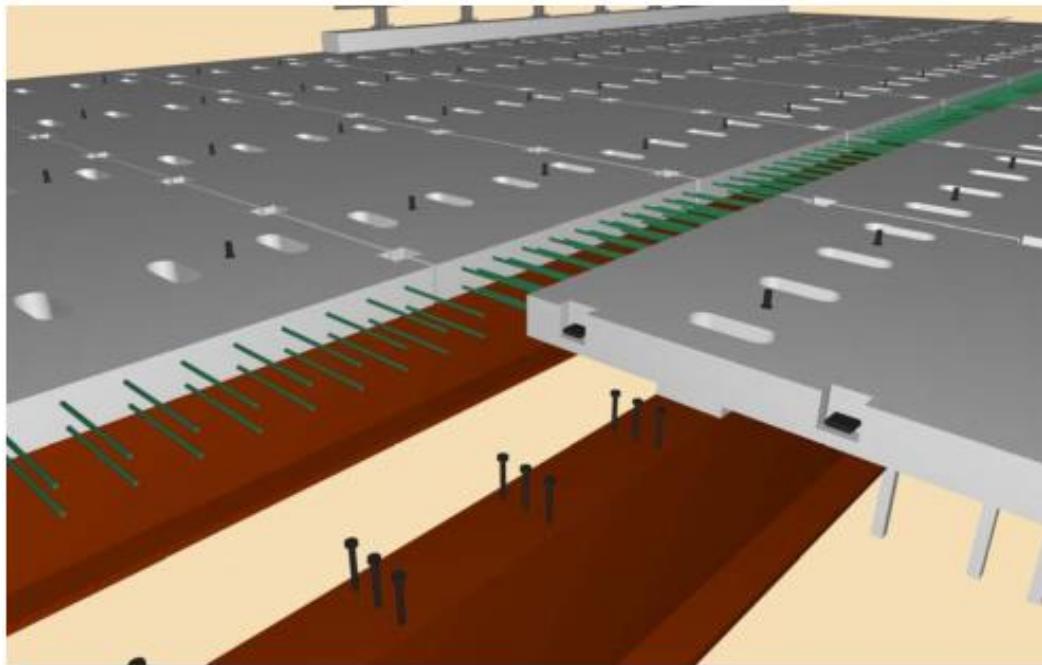


Figure 2-24 : Connexion dalle-poutre localisée (Culmo, 2009)

## 2.4.2 Résultats d'essais

### 2.4.2.1 Joints longitudinaux au-dessus des poutres - FHWA

La Figure 2-25 et la Figure 2-26 proviennent d'un rapport du Federal Highway Administration (FHWA, 2012) où des essais possédant la configuration des croquis B et D ont été testés en fatigue et à l'ultime avec du coulis et du BFUP. Ces essais ont démontré un très bon comportement de ce type de joint étant donné que pour la configuration D, la rupture a eu lieu dans l'âme de la poutre en béton alors que le joint en BFUP était encore en bon état.

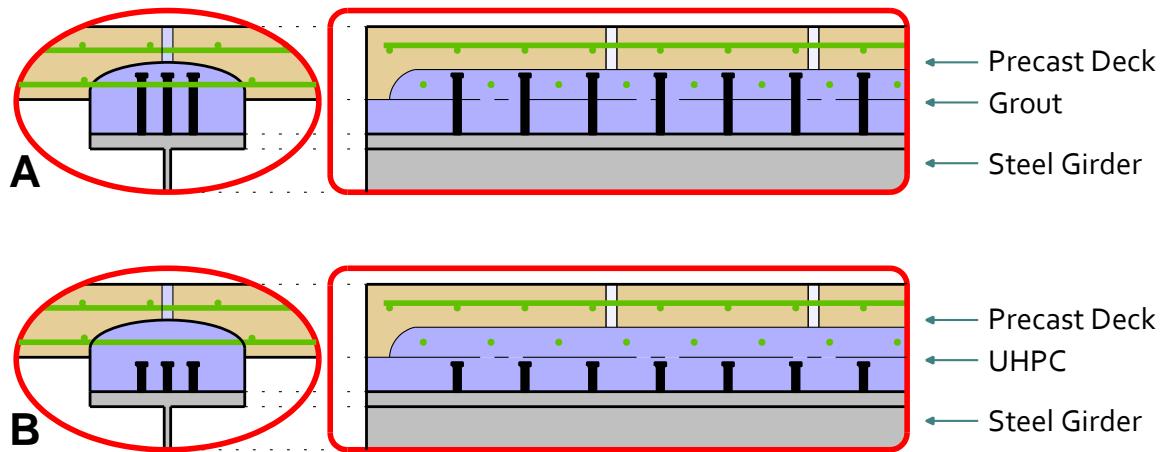


Figure 2-25 : Configuration à l'étude avec poutre d'acier (FHWA, 2012)

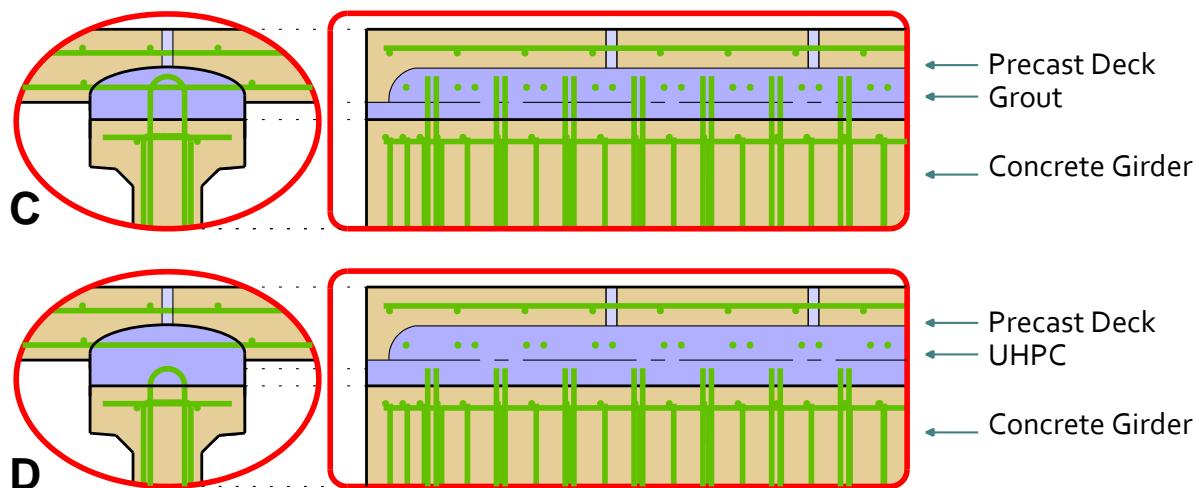


Figure 2-26 : Configuration à l'étude avec poutre de béton (FHWA, 2012)

Sur ces figures, l'ouverture n'est pas continue sur toute hauteur, il s'agit d'une cavité présente sous les dalles. Des cheminées sur le dessus de la dalle permettent la coulée du BFUP afin de remplir la cavité servant de connexion le long de la poutre (Figure 2-27). Ce type d'installation est similaire à celui de la Figure 2-24 puisque la construction des différents éléments doit être très précise surtout

au niveau des armatures inférieures de la dalle pour les configurations A et C étant donné le potentiel conflit entre elles et les connecteurs de cisaillement.



Figure 2-27 : Configuration à l'étude avec poutre de béton (FHWA, 2014)

La hauteur des goujons dans la poutre en acier et des étriers dans la poutre en béton varie d'un croquis à l'autre. En effet, sur les croquis B et D, contrairement aux autres goujons, ne croissent pas l'armature inférieure ce qui rend l'exécution de telle structure moins complexe.

Contrairement aux Figure 2-22 et Figure 2-23, les étriers dans la poutre en béton sont continus c'est-à-dire que la barre en U inversé est ancrée dans la poutre.

### 2.4.3 Recommandations du FHWA

Le Federal Highway Administration a publié un rapport en 2014 contenant une série de règles sur l'utilisation du BFUP comme élément de connexion (FHWA, 2014). Ce document permet d'orienter le travail des ingénieurs qui doivent élaborer une structure avec un système de dalles

préfabriquées et joint en BFUP en résumant les conclusions tirées de plusieurs études faites sur le sujet. Les recommandations suivantes sont pertinentes à ce projet :

1. la longueur d'ancrage ( $l_d$ ) nécessaire dans le joint est de  $8 d_b$  où  $d_b$  correspond au diamètre de la barre pour des barres de 25 mm et moins de diamètre ayant un recouvrement de  $3 d_b$  et une limite élastique au plus égale à 500 MPa et de  $10 d_b$  lorsque le recouvrement est entre  $2 d_b$  et  $3 d_b$ ;
2. la longueur de chevauchement ( $l_s$ ) des barres au joint doit être d'au moins 75 % la longueur d'ancrage de la barre ( $l_d$ );
3. les barres doivent être espacées transversalement à au plus  $l_s$  – aucune valeur minimale n'étant toutefois indiquée;
4. la surface de la dalle qui sera en contact avec le BFUP doit être rugueuse ( $> 6.4$  mm d'amplitude);
5. la surface de contact doit être humidifiée avant la coulée du joint en BFUP;
6. la distance d'écoulement ne doit pas excéder 3 m.

De plus, ce document détermine les caractéristiques du béton à ultra-haute performance renforcé de fibres telles que le pourcentage de fibres, le module élastique, etc. La plupart des critères mentionnés précédemment s'appliquent seulement à un BFUP contenant 2 % de fibres métalliques.

#### **2.4.4 Sommaire**

Cette section a permis de faire un survol de ce qui a été réalisé aux États-Unis au cours des dernières années grâce au rapport de la FHWA (Culmo, 2009). Il est cependant important de savoir qu'il ne s'agit que d'une courte énumération de ce qui a été fait à travers le monde dans ce domaine.

## CHAPITRE 3 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Le programme expérimental est divisé en deux phases. La phase I est une étude préliminaire sur un nombre de spécimens limité qui a permis d'évaluer la performance du montage expérimental et d'y apporter des modifications pour la suite des essais. La phase II porte sur l'étude plus complète de la problématique avec un montage amélioré permettant d'atteindre les objectifs visés.

L'ensemble de la campagne expérimentale couvre plusieurs aspects de la problématique. Les principales configurations de joints couramment utilisées pour les ponts mixtes ont été considérées.

Dans un premier temps, ce chapitre élabore sur les aspects généraux de la campagne d'essais. Par la suite, tous les aspects seront traités en profondeur (objectif, propriétés des spécimens, montage) des phases I et II, et finalement un survol des essais de caractérisation sera présenté.

### 3.1 Principe

#### 3.1.1 Essai Standardisé

L'objectif du programme expérimental est d'étudier le comportement des connecteurs de cisaillement dans le béton fibré à ultra-haute performance (BFUP) dans le but d'assurer le transfert des efforts entre des dalles préfabriquées et les poutres de ponts mixtes. Les essais standards et normalisés (Figure 3-1) sont utilisés afin d'établir la résistance des goujons. Bien qu'ils soient abondamment utilisés, ces essais visent d'abord à déterminer la résistance et l'interaction goujons/matrice. En effet, les spécimens utilisés pour ces essais sont relativement trapus, la zone cisaillée assez courte, l'excentricité entre la dalle et le spécimen d'acier est relativement faible, assez loin des conditions prévalant dans les poutres mixtes de ponts alors que la dalle est mince et sans goussets. De plus l'essai sollicite simultanément deux plans de cisaillement alors que la géométrie de l'ensemble favorise le confinement de la zone cisaillée.

Il a ainsi été conclu que ces essais ne reproduisent pas les conditions visées dans la présente étude, à savoir la configuration des joints dans l'assemblage poutre dalle préfabriquée en présence de goussets. Il a donc été décidé de développer un montage mieux adapté à l'objectif visé.

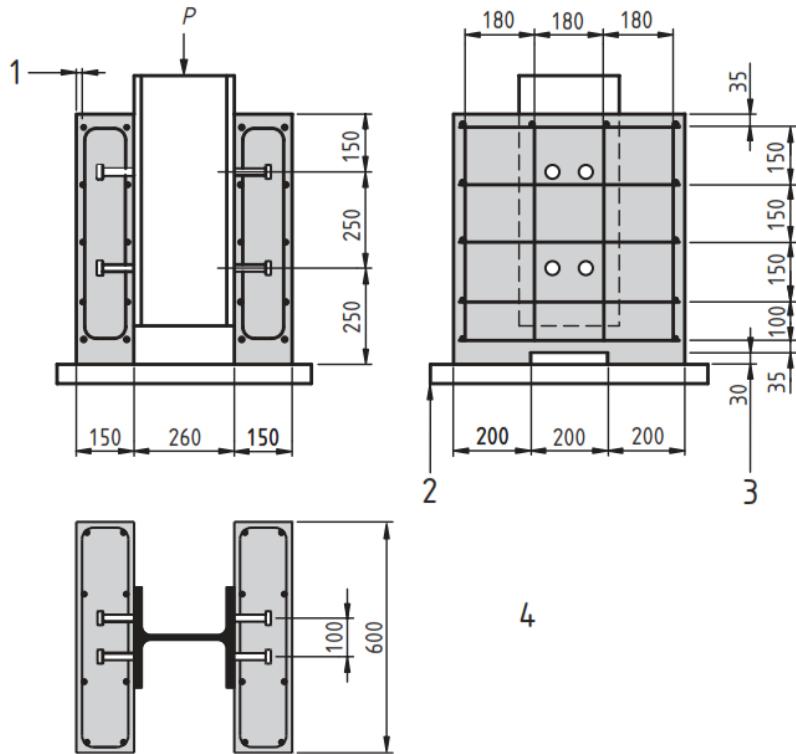


Figure 3-1: Spécimen pour l'essai standard européen (European Committe for Standardization, 2004)

### 3.1.2 Conditions réelles

Les goujons permettent le transfert des efforts de cisaillement horizontaux entre une poutre en acier et la dalle de tablier en béton. Dans le cas d'une poutre en béton ce sont les étriers qui jouent ce rôle. Pour un pont mixte deux conditions sont rencontrées : la condition ultime, où les goujons transfèrent les efforts entre le point de moment maximum (Figure 3-2) et le point de moment nul, et la condition élastique dans les zones d'effort tranchant maximum (Figure 3-3).

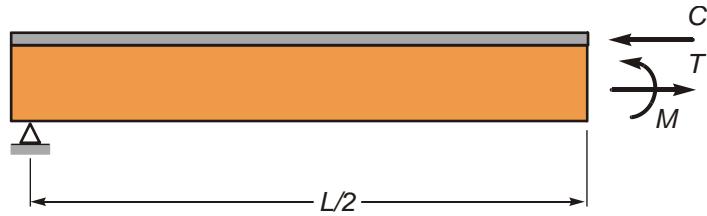


Figure 3-2: Pont mixte – Condition ultime

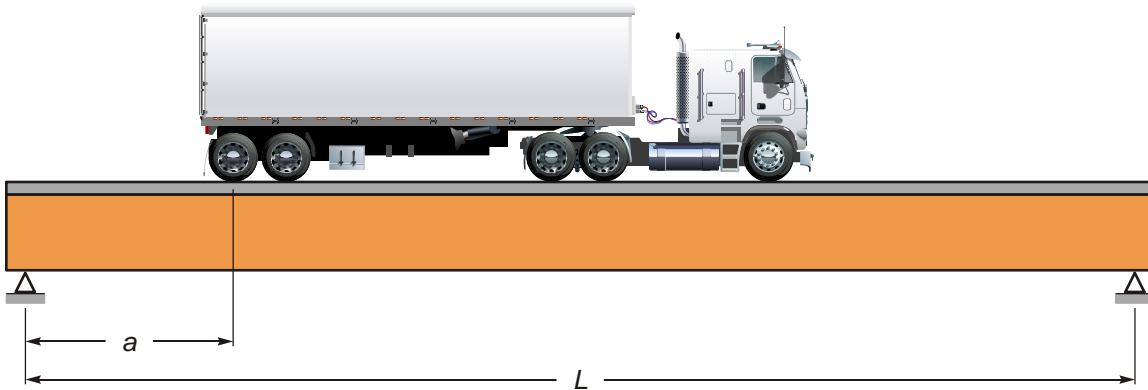


Figure 3-3: Pont mixte – Condition de service

La force par unité de longueur, ou flux de cisaillement horizontal ( $q$ ) (Figure 3-4), en condition ultime et en conditions de service sont données respectivement par :

$$q_u = C_{\max}/L_0 \quad (3.1)$$

$$q_s = VQ/I \quad (3.2)$$

où :

$C_{\max}$  est la force maximale transmise entre la poutre et la dalle (égale au minimum entre la capacité en traction de la poutre et la résistance en compression de la dalle);

$L_0$  est la distance entre le point de moment maximal et le point de moment zéro (appui pour une portée simple et point d'inflexion pour une portée continue);

$V$  est l'effort tranchant, généralement celui causé par la charge vive uniquement;

$Q$  est le premier moment statique dans le plan des goujons;

$I$  est l'inertie mixte de la poutre.

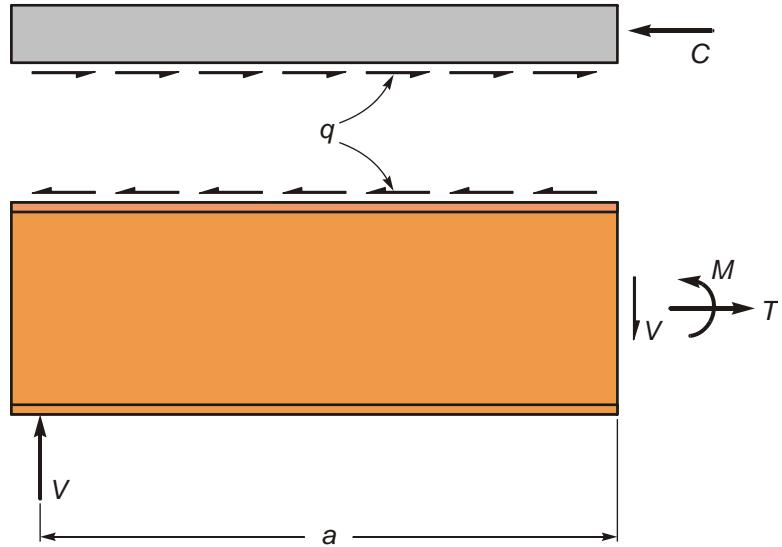


Figure 3-4: Flux de cisaillement horizontal

Le but du montage vise à reproduire ces deux conditions, à savoir un plan de cisaillement unique où à la fois la condition prévalant à l'extrémité d'une poutre (effort nul à l'extrémité de la dalle) et celle observée sur une portion de la poutre entre le point de moment maximum et le point de moment zéro sont testées. La situation illustrée sur la Figure 3-5 montre la condition choisie pour réaliser les essais.

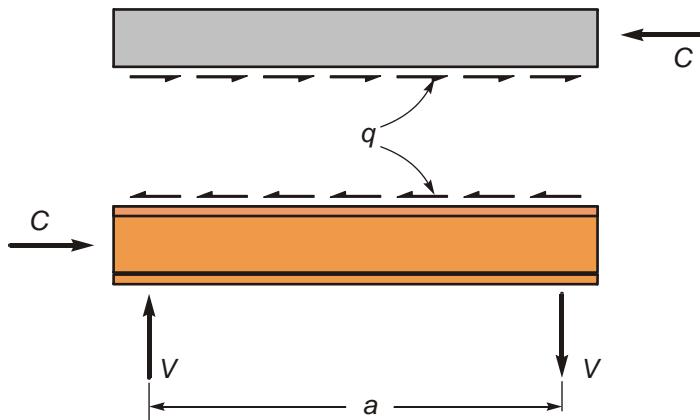


Figure 3-5: Efforts dans la condition d'essais

Le montage spécifiquement élaboré pour cette campagne d'essais permet que le comportement (mode de rupture) en laboratoire soit le plus près possible de la réalité. Comme le mode de transfert des efforts entre les deux dalles situées de chaque côté du joint en BFUP et la poutre d'acier est le point à l'étude, seule une portion limitée de la dalle est utilisée.

## 3.2 Description des spécimens

### 3.2.1 Géométrie des spécimens

Cette section présente l'ensemble des détails pour un spécimen type (voir la Figure 3-6). La dalle est en BRHP70-1% (fibres à crochets de  $35 \times 0,55$  mm) dont les dimensions sont  $1200 \times 1000 \times 200$  mm avec un joint en BFUP de 200mm de largeur. La hauteur du joint varie en fonction de l'épaisseur du gousset. Le BFUP choisi est le Ductal® commercialisé par Lafarge et disponible en Amérique du Nord. L'armature de la dalle illustrée sur la Figure 3-7 consiste en des barres 20M espacées à 250 mm, valeurs typiques des dalles de tabliers de ponts. Les goujons utilisés ont un diamètre de 7/8 po. (22,23 mm) et un élancement ( $h/d$ ) supérieur ou égal à 4,0 comme prescrit par la norme CSA-S6-14 (Association Canadienne de Normalisation, 2014). Le profilé d'acier W250x131 utilisé est une pièce suffisamment trapue pour reprendre les efforts en plus d'avoir une semelle de  $25.1 \times 261$  mm qui permet d'avoir deux goujons, de laisser une longueur d'appui

suffisante des dalles préfabriquées et assure que l'interaction de la soudure des goujons avec la semelle est similaire à celle retrouvée pour un pont typique.

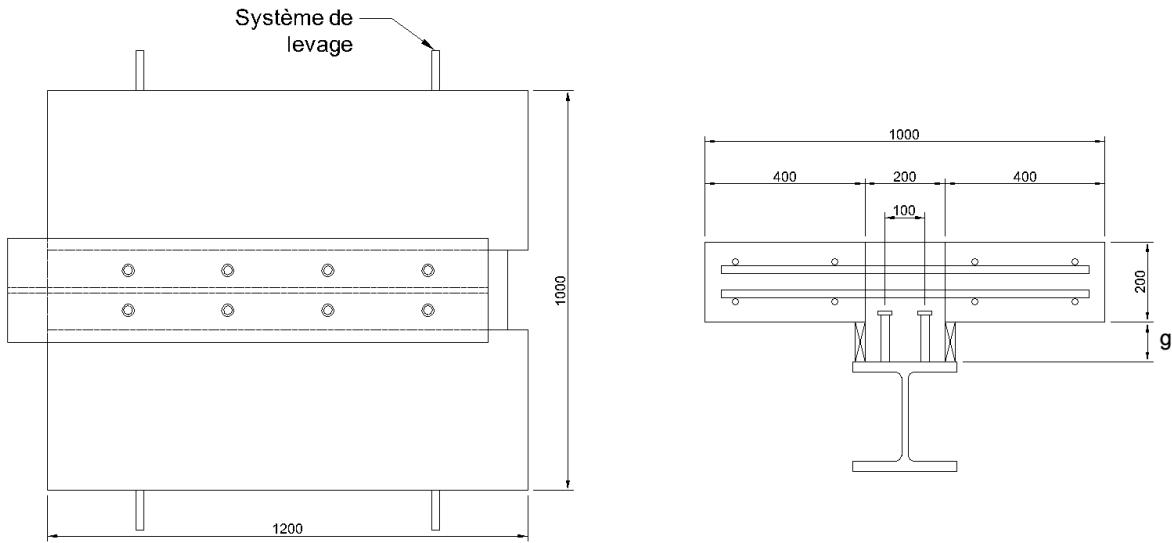


Figure 3-6: Dimensions des spécimens types

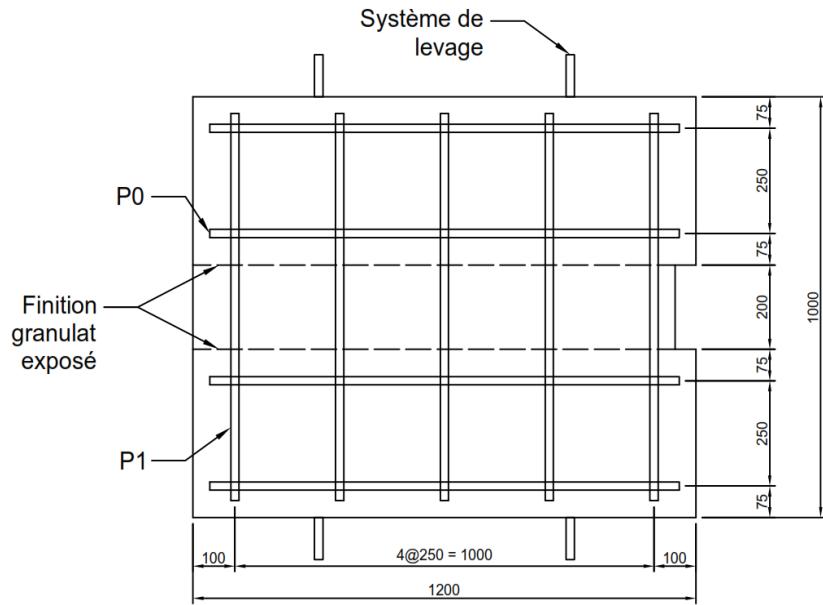


Figure 3-7: Détail des armatures types

### 3.2.1.1 Choix des bétons

Les dalles de référence sont fabriquées avec un BO 35 MPa, tandis que celles du concept de dalles préfabriquées sont en BFHP70 avec 1% de fibres métalliques. Les joints sont en BFUP avec 2% de fibres métalliques fournis par Lafarge. Le type de BO a été légèrement modifié entre les deux phases en raison des agrégats disponibles chez le fabricant : la première phase utilise un type V-S tandis qu'un type V-P est utilisé pour la seconde phase. Les deux types de béton ont une résistance nominale à 28 jours de 35 MPa et 5 à 8% d'air. Les principales différences sont au niveau du rapport E/C, 0,45 pour le V-P et entre 0,38 et 0,42 pour le V-S, alors que la taille des gros granulats était de 20 mm pour le V-S et 14 mm pour le type V-P.

### 3.2.2 Paramètres variables

Le programme contient quelques paramètres variables permettant d'analyser le comportement des connecteurs sous plusieurs conditions. Les principaux paramètres variables sont la disposition des goujons, leur élancement ( $h/d$ ), la hauteur du gousset ( $g$ ) (Figure 3-6) et le type de béton. Les spécimens sont divisés en cinq groupes soit :

- groupe no.1 : référence en BO;
- groupe no.2 : référence en BRF;
- groupe no.3 : joint en BFUP;
- groupe no.4 : groupes de goujons;
- groupe no.5 : goujons sous la dalle.

La disposition des goujons des groupes 1, 2, 3 et 5 est celle montrée sur la Figure 3-8. Le groupe no.1 comprend trois spécimens en BO servant de référence et représentant une dalle conventionnelle coulée en place de manière monolithique. Le groupe no.2 se compose d'un spécimen en BFHP qui correspond à une dalle coulée en place de manière monolithique afin de permettre l'étude de la présence du joint en BFUP. Le groupe no.3 comprend cinq spécimens de

dalle en BFHP avec joint en BFUP où l'on fait varier le ratio  $h/d$  des goujons et la hauteur du gousset pour obtenir une bonne compréhension du comportement de la structure selon diverses configurations. Le groupe no.4 inclut deux spécimens avec dalles en BFHP et joint en BFUP où les goujons sont regroupés afin d'évaluer si le regroupement des connecteurs affecte la résistance. La disposition des goujons pour ce groupe est illustrée sur la Figure 3-9.

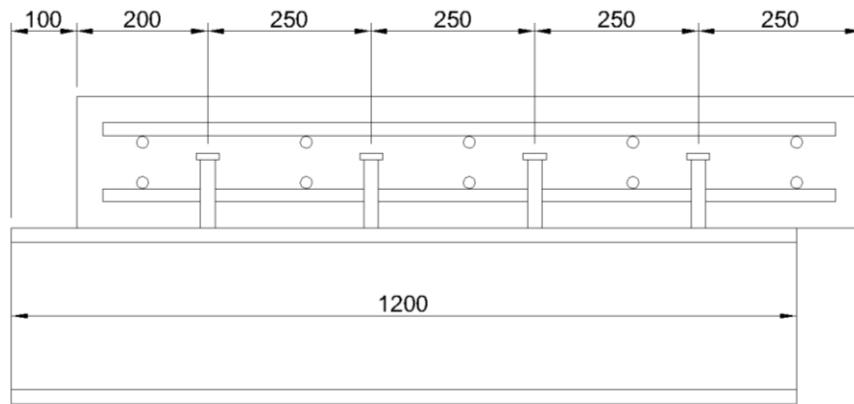


Figure 3-8: Disposition régulière

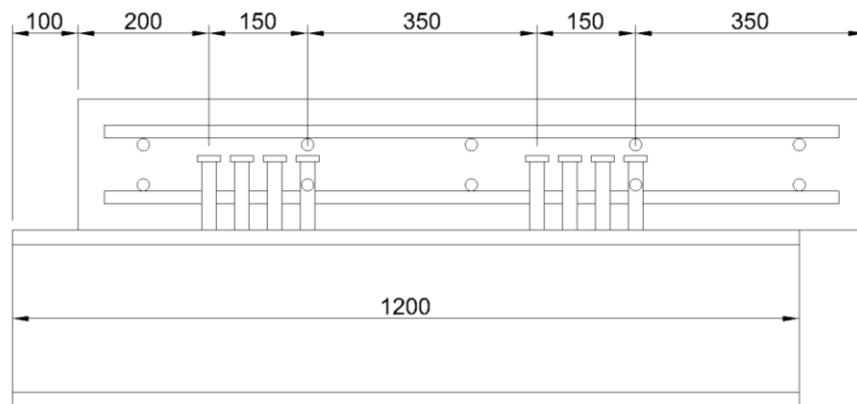


Figure 3-9: Disposition regroupée

Le groupe no.5 contient deux spécimens où les goujons sont disposés sous la dalle avec et sans barres en U supplémentaires afin d'étudier les limites de la capacité du BFUP à transférer les efforts lorsqu'il y a une grande distance ( $\pm 50$  mm) entre la tête du goujon et l'armature de la dalle. Cela permet d'étudier l'efficacité des armatures additionnelles en U. Les barres en U utilisées correspondent à ce qui est spécifié par le MTQ lorsque la position des goujons (voir la Figure 3-10) ne permet pas de respecter les exigences du code des ponts (Association Canadienne de Normalisation, 2014) au niveau de l'encastrement du goujon dans l'armature de la dalle. La Figure 3-11 illustre la disposition des barres en U.

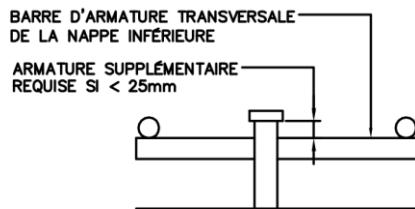


Figure 3-10: Position du goujon – Exigence du code S6 (CSA, 2014)

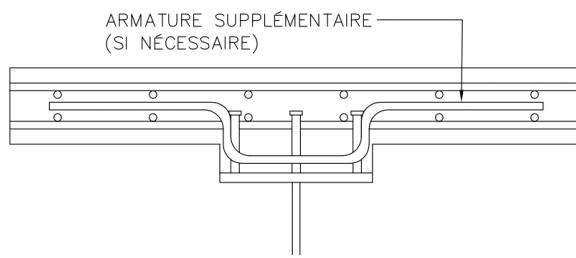


Figure 3-11: Armature supplémentaire en U - MTQ

La Figure 3-12 présente les différentes configurations des spécimens pour l'ensemble de la campagne expérimentale ainsi que leur nomenclature, tandis que le Tableau 3-1 donne le résumé général des propriétés de l'ensemble des spécimens des phases I et II.

Tel qu'il le sera vu plus loin, le x après le numéro des deux premiers spécimens indique que le mode de rupture de l'essai est associé au comportement du montage et que les résultats obtenus ne doivent pas être considérés comme valides.

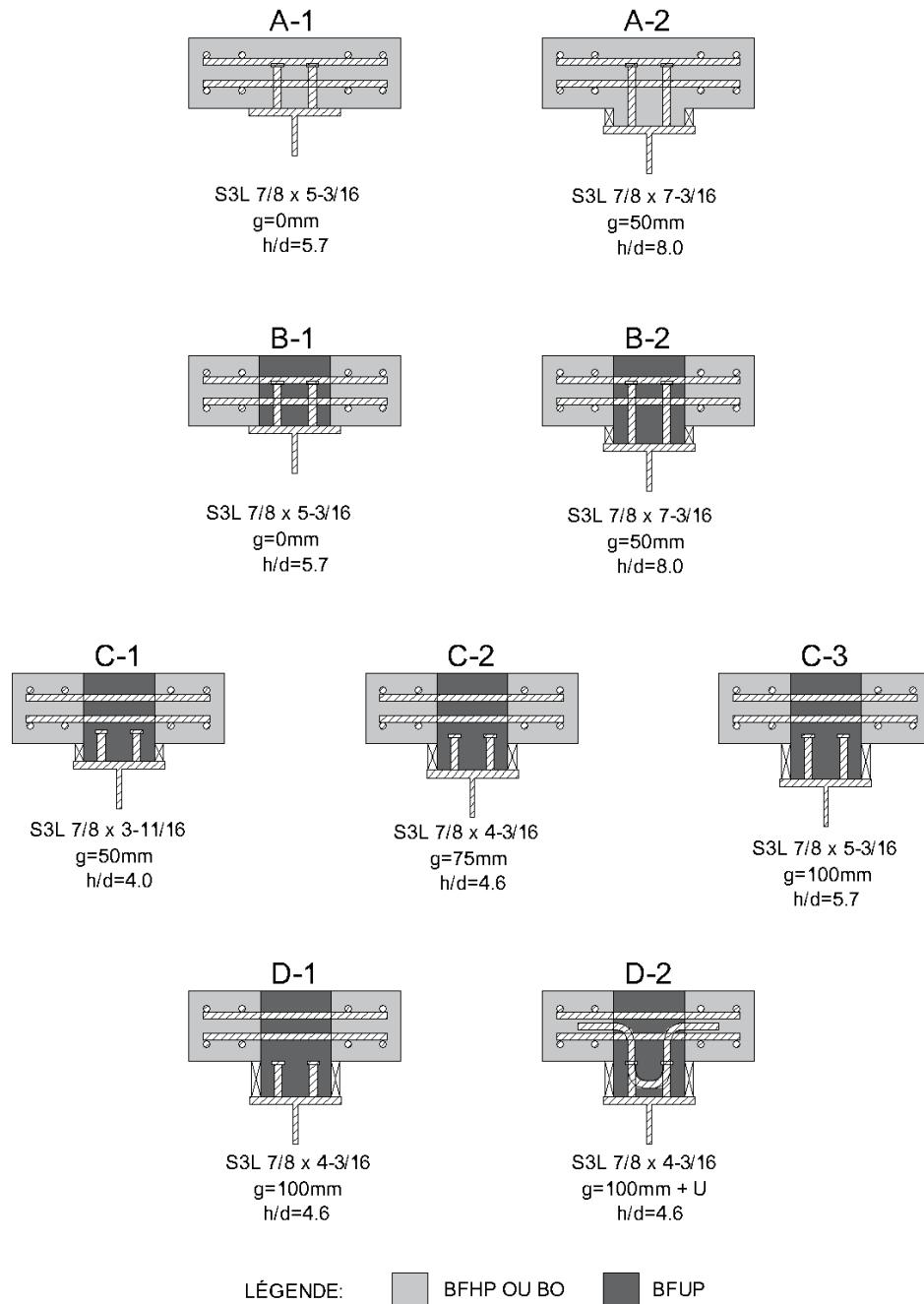


Figure 3-12: Types de configuration

Tableau 3-1 : Programme expérimental (phases I et II)

No. de groupe	No. de l'essai	Disposition	g (mm)	Béton dalle		Béton joint			Goujons		Nomenclature de l'essai
				Type	$f'_c$ (MPa)	Type	% de fibres	$f'_c$ (MPa)	Nombre	Nomenclature	
<b>PHASE I</b>											
1	001	A-1	0	BO	35	-	-	-	8	7/8 x 5-3/16	O8-G0-Ax
4	002	C-2	75	BFHP	70	BFUP	2	150	16	7/8 x 4-3/16	F16-G75-Cx
5	003	D-1	100	BFHP	70	BFUP	2	150	8	7/8 x 3-11/16	F8-G100-D
5	004	D-2	100	BFHP	70	BFUP	2	150	8	7/8 x 4-3/16	F8-G100-DU
<b>PHASE II</b>											
1	001	A-1	0	BO	35	-	-	-	8	7/8 x 5-3/16	O8-G0-A
	002	A-2	50	BO	35	-	-	-	8	7/8 x 7-3/16	O8-G50-A
2	003	A-2	50	BFHP	70	-	-	-	8	7/8 x 7-3/16	F8-G50-A
3	004	B-1	0	BFHP	70	BFUP	2	150	8	7/8 x 5-3/16	F8-G0-B
	005	B-2	50	BFHP	70	BFUP	2	150	8	7/8 x 7-3/16	F8-G50-B
	006	C-1	50	BFHP	70	BFUP	2	150	8	7/8 x 3-11/16	F8-G50-C
	007	C-2	75	BFHP	70	BFUP	2	150	8	7/8 x 4-3/16	F8-G75-C
	008	C-3	100	BFHP	70	BFUP	2	150	8	7/8 x 5-3/16	F8-G100-C
4	009	C-2	75	BFHP	70	BFUP	2	150	16	7/8 x 4-3/16	F16-G75-C

### 3.2.3 Protocole de chargement

Comme pour l'essai standard européen, l'essai est divisé en deux phases de chargement (cyclique et ultime). Le chargement cyclique est composé de 25 cycles entre 5 et 40% de la résistance maximale anticipée de la structure; et chacun de ces cycles a une durée moyenne de 120 secondes. Cette phase de chargement permet d'initialiser le mouvement entre la poutre d'acier et la dalle de béton. Par la suite, le chargement ultime est effectué avec un taux de chargement de 0,005 mm/s jusqu'à l'atteinte de la rupture du spécimen après un minimum 15 minutes de chargement tel que prescrit par la norme européenne (European Committe for Standardization, 2004). L'essai peut être arrêté lorsque la charge est au moins 20% inférieure à la charge maximale de l'essai.

## 3.3 Phase I

### 3.3.1 Objectif

La phase I comprend quatre spécimens. Les objectifs principaux de cette série d'essais étaient la validation du montage et l'étude de différentes configurations extrêmes du gousset.

### 3.3.2 Caractéristique des spécimens de la phase I

Les essais de la phase I sont réalisés sur des spécimens des groupes no.1, no.4 et no.5 décrits précédemment. Le spécimen (O8-G0-Ax du groupe no.1) est utilisé pour obtenir des résultats de référence nécessaires dans l'étude relative au comportement du montage. Ces résultats permettent aussi de poser la limite inférieure en terme de comportement / résistance requis pour évaluer le niveau d'efficacité des structures préfabriquées avec joint de BFUP.

Deux essais (F8-G100-D et F8-G100-DU du groupe no.5) ont été sélectionnés dans cette phase afin d'évaluer une des limites du programme : soit les goujons disposés sous la dalle. Dans ces deux essais, il y a un spécimen avec et un autre sans barre en U afin d'évaluer l'efficacité et la nécessité de cet ajout pour le type de structure à l'étude.

L'essai (F16-G75-Cx du groupe no.4) a été réalisé lors de cette phase étant donné qu'il s'agit du spécimen ayant la plus grande charge de rupture anticipée en raison de sa quantité de goujons qui est de 16 au-lieu de 8 comme les spécimens typiques. Cet essai doit permettre de voir s'il est intéressant d'analyser ce type d'arrangement avec des goujons regroupés.

### 3.3.3 Montage de la phase I

#### 3.3.3.1 Disposition géométrique

Cette section décrit brièvement le montage utilisé pour la phase I de la campagne expérimentale du projet. Dans le montage retenu (Figure 3-13 et Figure 3-14) la charge est appliquée axialement sur la poutre d'acier avec une presse MTS de 12 MN. Des appuis rouleaux et des rotules sont utilisés à chaque extrémité du spécimen. Un système de bielles relie la poutre d'acier avec le cadre afin de guider la poutre du début à la fin de sa course.

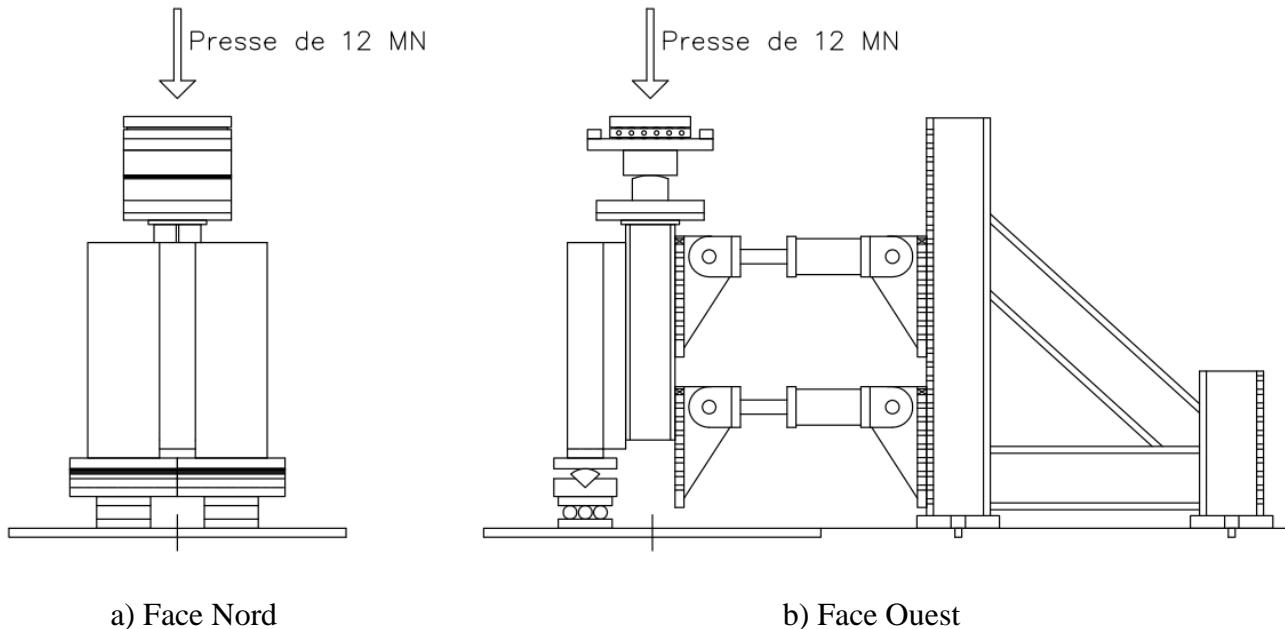


Figure 3-13: Vues en élévation du montage I

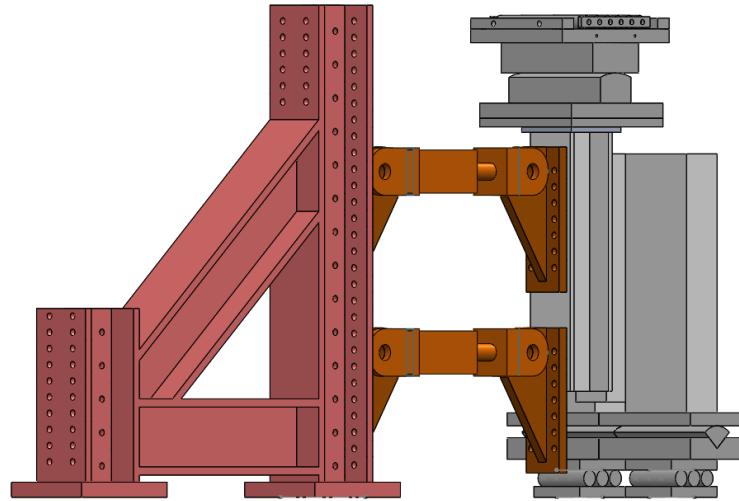


Figure 3-14: Vue 3D du montage I

La Figure 3-15 et la Figure 3-16 sont des photos du spécimen O8-G0-Ax une fois en place dans le laboratoire de Structures.



Figure 3-15: Montage I – Face Nord du spécimen O8-G0-Ax



Figure 3-16: Montage I – Face Ouest du spécimen O8-G0-Ax

### 3.3.3.2 Instrumentation

Les spécimens sont instrumentés avec des systèmes physique et optique. Le système physique, expliqué ci-dessous, est constitué d'extensomètres et de potentiomètres à cordes permettant d'évaluer des déplacements préalablement sélectionnés en raison de leur emplacement fixe. Le système optique permet quant à lui de suivre l'ensemble des déplacements d'une surface en 3D.

#### 3.3.3.2.1 Système physique

Le système de mesure physique utilisé pour ce projet est composé d'instruments standards tels que 12 LVDT et 3 cordes illustré sur la Figure 3-17. Les extensomètres sont disposés de manière à

évaluer des déplacements relatifs en utilisant des principes de triangulation. Les triangulations permettent d'évaluer le glissement vertical ainsi que l'ouverture ou la fermeture entre la poutre et la dalle ou au niveau du joint froid à la surface de la dalle selon le cas.

Les extensomètres (1 à 4) situés sur les faces Est et Ouest mesurent les déplacements relatifs entre la poutre d'acier et le joint de la dalle. Par la symétrie Est – Ouest de l'instrumentation, il est possible d'évaluer si les dommages (déplacements) sont égaux et ainsi juger du comportement global de l'essai. Les extensomètres localisés sur la face Nord (5 et 6) évaluent l'intégrité du joint à la surface de la dalle.

Le montage comporte 3 cordes mesurant le déplacement vertical global de la poutre d'acier (7) et les déplacements horizontaux des rouleaux inférieurs (8) et supérieurs (9). La Figure 3-17 illustre l'instrumentation du montage.

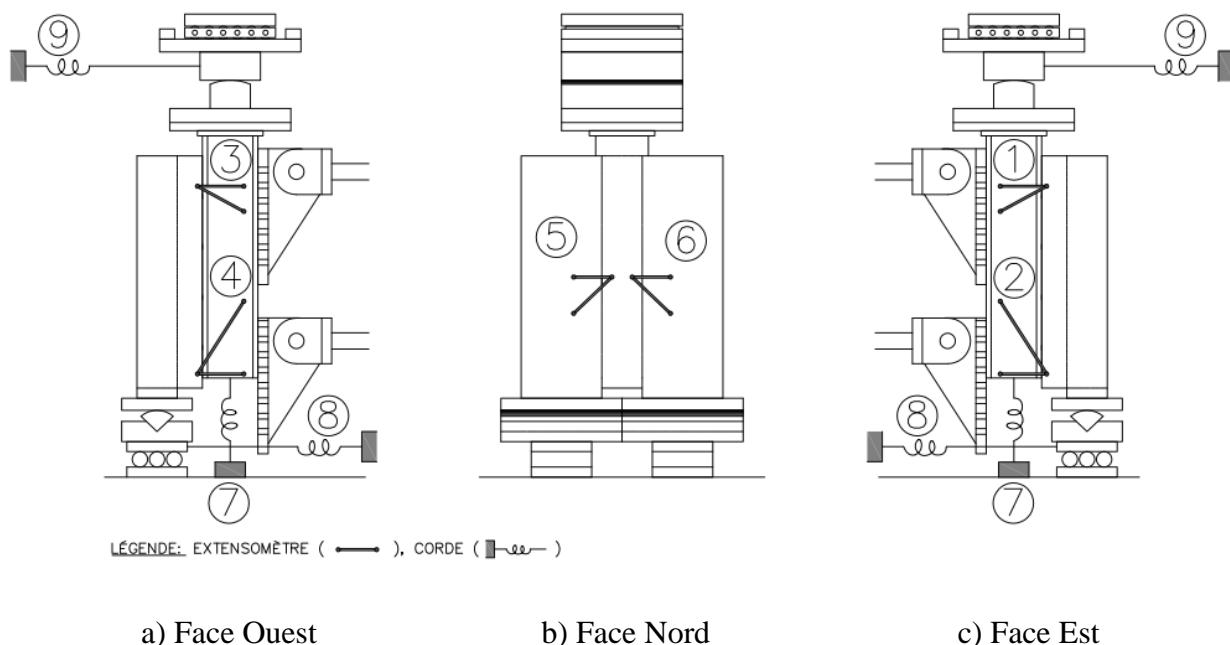


Figure 3-17: Instrumentation des spécimens – Montage I

### 3.3.3.2.2 Système optique

Le système optique, Correlated solutions – Logiciel VIC-3D, est composé de deux caméras positionnées et calibrées pour une zone spécifique, permettant de suivre les mouvements en 3D de l'élément couvert par les caméras. Le système se calibre avec la surface du spécimen qui doit être blanche en fond avec des points noirs pour lequel le pourcentage de chaque tonalité est d'environ 50%. Ce système est utilisé sur la face Nord afin de percevoir s'il y a glissement au niveau du joint froid entre les deux types de bétons et sur la face Ouest afin d'étudier le glissement relatif entre la poutre d'acier et la dalle en béton.

## 3.4 Phase II

### 3.4.1 Objectif

L'objectif de la phase II qui compte 9 spécimens est d'étudier le comportement des connecteurs de cisaillement dans le BFUP en faisant varier divers paramètres géométriques présentés précédemment au le Tableau 3-1. Le montage utilisé pour cette phase a été conçu afin de soumettre les spécimens à un mode de chargement conforme au comportement recherché.

### 3.4.2 Caractéristiques des spécimens de la phase II

Les essais de la phase II sont réalisés sur des spécimens des groupes no.1 à 4 présentés précédemment.

Deux spécimens (O8-G0-A et O8-G50-A) du groupe no.1, faits en béton ordinaire (BO) non fibré, sont testés durant cette phase. Le spécimen O8-G0-A permet de faire la liaison entre les deux phases en fonction des modifications apportées au montage étant donné qu'il s'agit de la réplique de l'échantillon O8-G0-Ax. L'essai O8-G50-A fournit des données supplémentaires pour être utilisées comme références pour un gousset de 50 mm.

Le spécimen F8-G50-A du groupe no.2 possède les mêmes caractéristiques géométriques que le spécimen O8-G50-A à l'exception du matériau qui est un BFHP au lieu d'un BO. Les résultats

obtenus permettent de faire une correspondance entre les groupes no.1 et no.2, soit voir l'impact d'avoir une dalle complète en BFHP au lieu d'une dalle conventionnelle en BO.

Le groupe no.3 compte cinq spécimens (F8-G0-B à F8-G100-C). Pour ces essais, plusieurs configurations (Figure 3-12) sont choisies (B-1, B-2, C-1, C-2 et C-3) afin d'étudier l'impact de la position des goujons par rapport à l'armature transversale en l'absence de barres en U supplémentaires.

Finalement, l'essai F16-G75-C du groupe no.4 est une réplique du spécimen F16-G75-Cx de la phase I. Ce test permet d'étudier à nouveau le comportement des connecteurs de cisaillement lorsqu'il y a regroupement de goujons, avec un montage amélioré pour ce spécimen.

### 3.4.3 Montage de la phase II

Comme pour la première phase, la charge est appliquée axialement sur la poutre d'acier avec la presse de 12 MN (Figure 3-18 et Figure 3-19). Des appuis rouleaux et des rotules sont utilisés à chaque extrémité du spécimen. Toutefois, contrairement à la phase I, la poutre est guidée uniquement par la bielle supérieure alors que la bielle inférieure est remplacée par un système de retenue horizontal au niveau de la dalle. Le système de retenue est composé de tiges fixées à une poutre de transfert et traversant la partie inférieure de la dalle.

Cette modification vise l'élimination de l'effet d'arrachement non souhaité induit par la bielle inférieure du montage de la phase I qui transmettait de grands efforts de traction à la base du spécimen. En effet, le système de deux bielles du montage I a eu pour effet de concentrer et, de ce fait, d'amplifier les efforts de traction à l'extrémité libre de la dalle de sorte que les efforts d'arrachement ont produit un mode de rupture non conforme à la condition prévalant dans une poutre mixte.

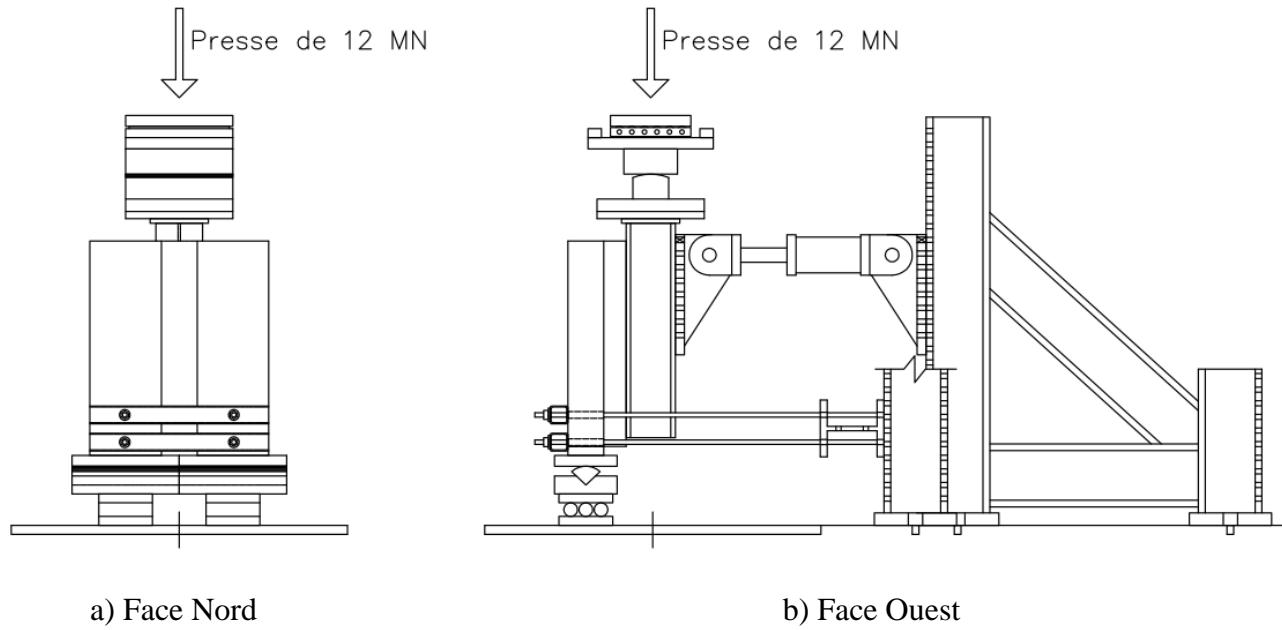


Figure 3-18: Face Nord (gauche) et face Ouest (droite) du montage de la phase II

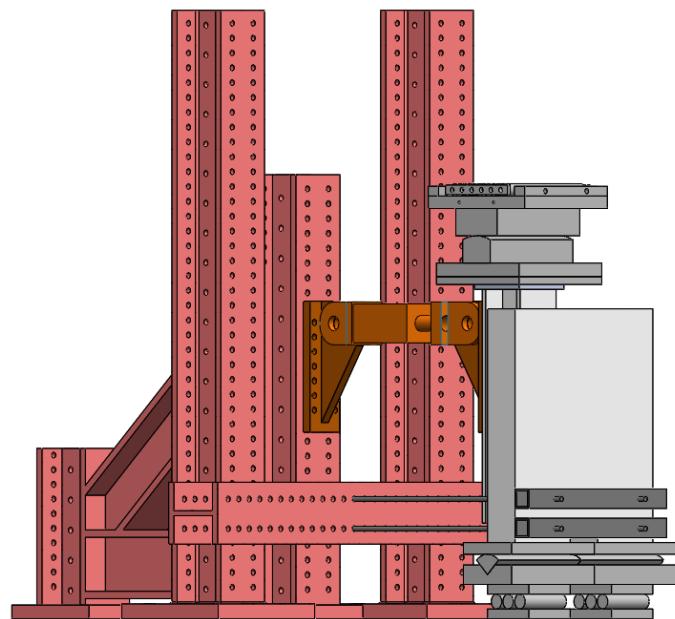


Figure 3-19: Vue 3D du montage de la phase II

La Figure 3-20 est une photo du spécimen O8-G0-A une fois en place sous la presse de 12 MN.



Figure 3-20: Montage II - vue latérale du spécimen O8-G0-A

L'instrumentation mise en place sur les spécimens de la phase II est identique à celle de la phase I pour ce qui est des capteurs physiques. Comparativement à la phase précédente, le système optique n'a pas été utilisé. La Figure 3-21 illustre l'instrumentation de la phase II.

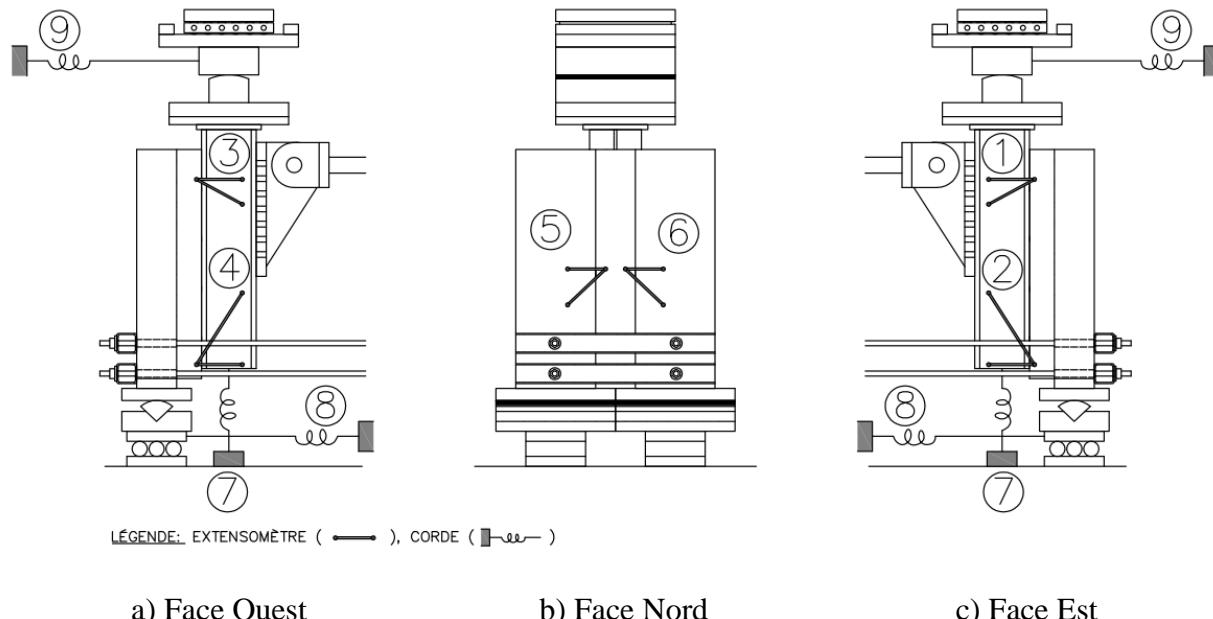


Figure 3-21: Instrumentation des spécimens – Montage II

### 3.5 Caractérisation des bétons

La présente section présente les essais de caractérisation des matériaux effectués pour l'ensemble des phases pour les différents matériaux.

Dans le cadre du programme expérimental, quatre différents types de béton ont été utilisés pour la fabrication des dalles et des joints :

- BO type V-S (phase I) et type V-P (phase II);
- BFHP70 – 1%;
- BFUP – 2%

Le type de BO a été modifié entre les deux phases en raison des agrégats disponibles chez le fabricant. Ceci n'est pas problématique en raison de la similarité de ces deux types de béton.

### 3.5.1 Caractérisation en compression

Les propriétés mécaniques en compression sont mesurées à partir d'essais réalisés sur des cylindres de 4 pouces (102 mm) avec la presse universelle de 4500 kN. Les propriétés évaluées par cet essai sont la résistance en compression ( $f'_c$ ), le module d'élasticité ( $E_c$ ) et le coefficient de poisson ( $\nu$ ).

Cet essai est effectué à plusieurs reprises pour tous les types de béton soit avant, pendant et après les essais pour les deux phases permettant de faire une analyse des propriétés en fonction du temps.

### 3.5.2 Caractérisation en traction

Pour les bétons fibrés (BFHP), trois essais de caractérisation ont été utilisés pour évaluer les capacités du matériau en traction soit :

- essai de traction d'os (Beaurivage, 2009);
- essai sur prisme entaillé (EN 14651, 2005);
- essai sur dalle circulaire (ASTM C 1550, 2013) modifiée selon de Montaignac (2011).

Pour ce qui est du BFUP, deux essais de caractérisation ont été utilisés pour évaluer les capacités du matériau en termes de traction soit :

- essai de traction d'os (Beaurivage, 2009);
- essai sur dallette (ASTM C 78, 2010) modifié.

L'objectif principal de ces essais est de caractériser le comportement en traction de la matrice en déterminant la loi de comportement (contrainte-déformation / contrainte-ouverture de fissures). Dans le cas du BO, une série d'essai brésilien est effectuée afin d'évaluer la résistance en traction du matériau.

#### 3.5.2.1 Essai de traction d'os

L'essai de traction d'os a été développé par Beaurivage (2009) afin de remplacer l'essai de traction direct, RILEM, effectué sur un cylindre entaillé. L'objectif principal de ce test de caractérisation

est la simplification des procédures d'essais comparativement à l'essai RILEM qui exige le carottage dans des pièces réelles selon le sens attendu des efforts. Les résultats obtenus de l'essai sur os ne représentent toutefois pas la réalité en termes de résistance en traction et du mode de rupture du matériau, étant donné que la mise en œuvre dans le coffrage engendre une orientation préférentielle des fibres. De ce fait, les résultats de cet essai doivent être traités comme une limite supérieure de la résistance en traction et du comportement post-fissuration.

Pour la réalisation des essais en traction directe sur os, le spécimen est introduit dans la presse universelle de 2500 kN et retenu en place par un système de mâchoires. Une fois le spécimen en place, une charge axiale en traction est appliquée en contrôle de déplacement afin de mesurer les phases élastiques et post-fissuration du BRF dans la section réduite du spécimen. La localisation de la fissure dans cette zone est l'un des critères de validité de l'essai. L'instrumentation nécessaire est composée de quatre capteurs LVDT disposés comme indiqué sur la Figure 3-22.

Cet essai a deux avantages majeurs; soit sa simplicité de réalisation, comparativement à l'essai sur cylindre entaillé et les résultats ne nécessitent pas de traitement par calcul inverse pour obtenir la relation contrainte – ouverture de fissure. Les capteurs LVDT mesurent l'ouverture de fissure tandis que la cellule de charge de la presse mesure la charge appliquée qui, divisée par l'aire exacte de la section dans la zone de section constante, permet de déterminer directement la contrainte uniaxiale.

Cet essai comporte toutefois quatre inconvénients principaux : la faible épaisseur, la disposition des capteurs, le type de presse nécessaire et l'étalement des résultats. La forme de la section fait en sorte qu'une faible excentricité de la charge peut induire des efforts de flexion significatifs dans le spécimen, faussant de manière non sécuritaire les résultats. Les capteurs posés sur les faces larges ne sont pas exploitables vu qu'ils mesurent des déformations dans des zones de largeur variable. Ainsi seuls les capteurs disposés sur les faces minces dans la zone de section constante peuvent être exploités pour déterminer l'allongement en traction, ceux sur les faces longues permettant uniquement de déterminer l'amplitude de l'excentricité des charges. L'essai en traction directe nécessite une presse haute gamme suffisamment rigide pour éliminer la flexion du montage et qui permet de piloter numériquement les essais en déplacement ou en ouverture de fissure. Ce type de presse, très coûteux, se retrouve dans les instituts de recherche possédant des appareils haute de

gamme tels que les centres de recherche universitaires. Ceci pose problème au niveau de l'accessibilité de ce test pour les laboratoires des usines à béton ou les laboratoires de contrôle de qualité. Enfin, la faible taille de l'échantillon utilisé cause une dispersion des résultats, donc il est nécessaire de réaliser plusieurs répliques afin d'obtenir une valeur moyenne représentative. De plus la grande dispersion des résultats ne permet pas d'évaluer correctement l'écart type retrouvé dans les ouvrages.

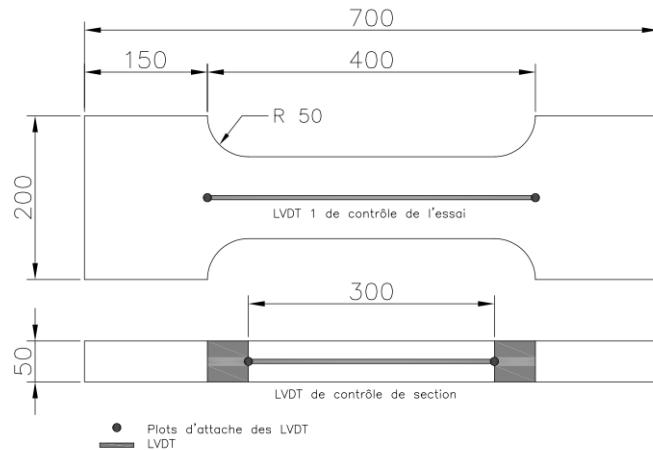


Figure 3-22: Dimension des os et positions des LVDT

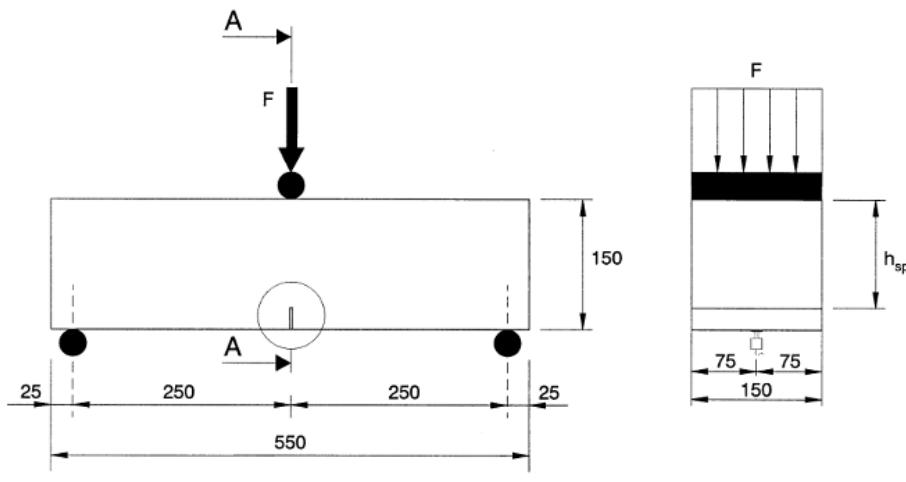
### 3.5.2.2 Essai sur prisme entaillé EN 14651

L'essai sur prisme entaillé spécifié par la norme européenne consiste en un essai de flexion trois points. La section du prisme hors entaille est de  $150 \times 150$  mm alors que la distance inter-appui est de 500 mm tel qu'illustré sur la Figure 3-23. Une entaille de 25 mm de profondeur et moins de 5 mm de largeur est réalisée au centre de la face inférieure à l'aide d'une scie à béton conventionnelle. L'objectif de cette entaille est de localiser la fissure afin que les propriétés d'une seule fissure soient mesurées et aussi pour permettre l'instrumentation de la fissure.

L'instrumentation requise est composée de deux capteurs LVDT qui mesurent la flèche de part et d'autre du spécimen et permettent le contrôle de l'essai. L'instrumentation en place permet d'évaluer la relation charge – flèche du prisme entaillé. Pour connaître la courbe contrainte – ouverture de fissure, il est nécessaire d'utiliser le calcul inverse. Pour ce faire, la littérature fournit

la relation entre la courbe charge – flèche et la courbe contrainte- ouverture de fissure pour un prisme entaillé (de Montaignac, Massicotte, Charron, & Nour, Design of SFRC Structural Elements: Post-Cracking Strength Measurement, 2011).

Comme dans le cas de l'essai de traction d'os, cet essai de caractérisation nécessite une presse haute gamme qui permet d'être contrôlée numériquement en fonction de la flèche ou de l'ouverture de fissure. Les BRF des prismes présentent une orientation préférentielle des fibres en raison de la méthode de mise en œuvre donc, comme pour les os, les résultats obtenus doivent être considérés comme donnant une borne supérieure. Il arrive également avec des dosages en fibres importants que plus d'une fissure soit initiée au fond de l'entaille (Tordjman, 2012). Ceci a comme effet de surestimer la résistance pour de faibles ouvertures de fissures jusqu'à ce qu'une seule fissure gouverne le comportement. Tout comme pour l'essai sur os, les prismes présentent une faible surface tendue de sorte que ces essais sont généralement caractérisés par une grande dispersion des résultats. Enfin l'entaille force la localisation de la fissure à une section qui n'est nécessairement pas la plus faible.



**section A-A**

Figure 3-23: Essai sur prisme entaillé (EN 14651, 2005)

### 3.5.2.3 Essai sur dalle circulaire ASTM C1550

L'essai sur dalle ASTM C1550 consiste en une dalle de 80 mm d'épaisseur et d'un diamètre de 800 mm. Le point de chargement est au centre de la dalle et celle-ci est supportée par trois appuis à égale distance tel que montré sur la Figure 3-24. L'instrumentation requise est constitué d'un seul capteur LVDT situé en dessous du spécimen directement sous le point de chargement pour mesurer la flèche tel qu'illustre sur la Figure 3-24.

Comme dans le cas de l'essai sur prisme entaillé, l'instrumentation en place permet d'évaluer la relation charge – flèche de la dalle. Aussi pour connaître la courbe contrainte – ouverture de fissure, il est nécessaire d'utiliser le calcul inverse. Pour ce faire, la relation entre la courbe charge – flèche et la courbe contrainte- ouverture de fissure pour ce type de dalle en BRF a été effectuée à l'École Polytechnique de Montréal (Nour & Massicotte, 2007) (Nour, Massicotte, de Montaignac, & Charron, 2011).

Cet essai compte trois avantages majeurs : le type de presse nécessaire, l'orientation des fibres et le grand volume testé. En effet, cet essai, comparativement aux deux autres, ne nécessite pas l'utilisation d'une presse haute gamme permettant d'être pilotée de manière digitale. Ainsi ce test offre une plus grande accessibilité pour les petits laboratoires de contrôle qualité. La forme circulaire du spécimen empêche la formation d'une orientation préférentielle des fibres et engendre plutôt une dispersion des fibres dans deux directions. Cette répartition des fibres donne des résultats plus près de la réalité et non une borne supérieure. Enfin la grande surface sollicitée en traction étant beaucoup plus grande que pour les essais sur os ou prismes, conduit à des résultats présentant une dispersion qui se situe plus près de celle des éléments structuraux. Ainsi un plus faible nombre d'essais est requis.

L'essai sur dalle circulaire comporte deux désavantages : le calcul de la contrainte et les conditions d'appui. Tout comme pour l'essai sur prismes, l'essai sur dalle exige la réalisation d'un calcul inverse afin de déterminer la contrainte de traction équivalente dans le plan fissuré (Nour, Massicotte, de Montaignac, & Charron, 2011). Enfin, les conditions d'appui spécifiés dans la norme ASTM et montrée sur la figure x induisent des efforts parasites de restreintes qui augmentent la charge appliquée, donc la résistance en traction déduite. Les études réalisées par de Montaignac (de

Montaignac, Massicotte, & Charron, 2011) ont illustré cette problématique. Le montage avec conditions d'appuis modifiées développé par de Montaignac permet d'éliminer cette problématique.

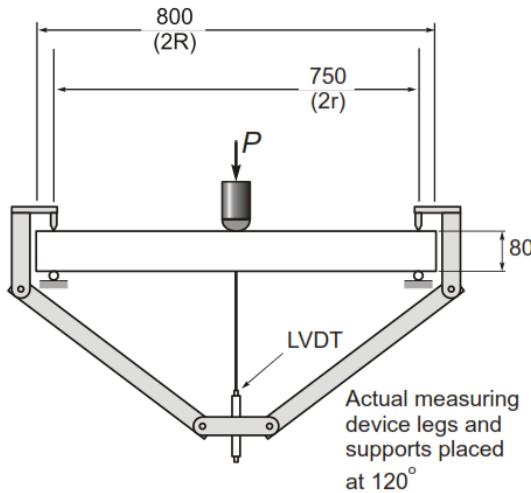


Figure 3-24 : Montage modifié ASTM C1550M (de Montaignac, Massicotte, & Charron, 2011)

### 3.5.2.4 Essai sur dallette

L'essai sur dallette utilisé dans le cadre de ce projet est un essai de flexion quatre points développé au laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal pour le BFUP à partir d'une adaptation d'un essai existant. L'essai d'origine est le test de résistance à la flexion d'un prisme de béton de section carrée avec chargement aux tiers points (ASTM C78 et CSA A23.2-8C) dans lequel les conditions d'appui et les dimensions de la section ont été adaptées.

La Figure 3-25 illustre un spécimen en place avec les conditions d'appuis utilisées sous la presse du laboratoire de Structures de Polytechnique et dans lequel un seul appui restreint le mouvement horizontal. La Figure 3-26 fournit l'ensemble des dimensions du prisme, le dispositif de chargement ainsi que les conditions d'appui.



Figure 3-25: Essai sur dallette

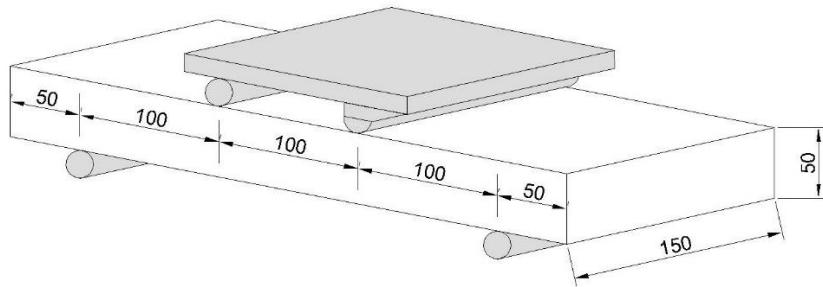


Figure 3-26: Dimension du prisme et position du chargement

### 3.5.2.5 Essai de fendage

L'essai de fendage (ou essai brésilien), simple à réaliser, est utilisé uniquement pour les bétons sans fibre en raison de l'absence de la ductilité au moment de la rupture en traction. Pour ce faire, un cylindre de 6 pouces (152 mm) de diamètre et environ 12 pouces (305 mm) de hauteur est disposé latéralement sous la presse universelle de 4500 kN, tel qu'illustré sur la Figure 3-27. On calcule la résistance à la traction avec l'équation suivante :

$$f'_t = 2P / \pi LD \quad (\text{Éq. 3-3})$$

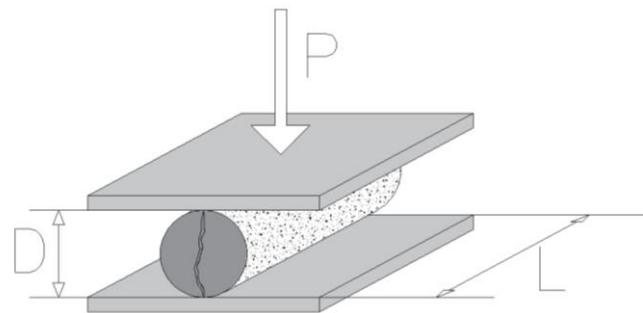


Figure 3-27: Essai de fendage

Lors de cet essai de caractérisation, on évalue visuellement la portion de gros granulats fracturés de l'échantillon testé. Cette évaluation permet de déterminer la qualité de la matrice cimentaire étant donné que plus la portion de gros granulats fracturés est élevée pour un essai, meilleure est la matrice cimentaire.

## CHAPITRE 4 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

### 4.1 Caractérisation des matériaux

Cette section a été réalisée conjointement avec Véronique Tremblay (Tremblay, 2016), les spécimens des deux programmes expérimentaux ayant été fabriqués en même temps avec les mêmes matériaux.

#### 4.1.1 Béton

Les essais de caractérisation des bétons ont été répartis sur la totalité de la période expérimentale des essais sur les connecteurs.

##### 4.1.1.1 Caractérisation en compression

Les résultats des essais de compression réalisés dans le cadre du projet pour l'ensemble des bétons sont présentés respectivement au Tableau 4-1, au Tableau 4-2 et au Tableau 4-3 pour le BO, le BFHP et le BFUP.

Tableau 4-1: Propriétés en compression du BO

Phase	Date de l'essai	Échéances (jours)	$f'_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$\nu$
I	2015-03-02	32	35,3	24000	0,23
	2015-04-01	62	34,1	23900	-
II	2015-07-14	32	39,9	31000	0,26

Tableau 4-2 – Propriétés en compression du BFHP

Phase	Date de l'essai	Échéances (jours)	$f'_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$\nu$
I	2015-03-02	27	70,0	35200	0,20
	2015-04-20	76	69,1	33400	0,24
	2015-05-26	112	84,2	37200	0,25
	2015-06-30	147	80,3	33600	0,26
II	2015-07-10	28	80,6	35200	0,25
	2015-08-10	59	82,9	36000	0,23

Tableau 4-3 – Propriétés en compression du BFUP

Phase	Date de l'essai	Échéances (jours)	$f'_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$\nu$
I	2015-03-10	6	99,6	-	-
	2015-03-18	14	134	57300	0,18
	2015-03-31	27	149	59100	0,18
	2015-04-20	47	150	58900	0,19
	2015-05-26	83	152	59000	0,26
	2015-06-30	118	140	63300	0,22
II	2015-07-20	28	156	53800	0,23
	2015-08-10	49	170	58000	0,18

#### 4.1.1.2 Caractérisation en traction

Cette section présente l'ensemble des courbes obtenues lors des essais de caractérisation en traction du BFUP et du BFHP pour l'ensemble des phases. À l'intérieur d'une phase, les essais de caractérisation en traction sont séparés en deux, c'est-à-dire au début et à la fin de la campagne expérimentale, à l'exception des essais sur les dallettes en BFUP qui ont été réalisés en une seule fois lors de la première phase. Sur les figures, ces deux séries sont identifiées avec leur couleur respective, soit bleu pour la première et rouge pour la seconde. Le Tableau 4-4 et le Tableau 4-5 présentent les échéances des matériaux lors des essais de caractérisation selon la phase.

Tableau 4-4 : Échéance des caractérisations – Phase I

Béton	Date de l'essai	Échéance (jours)	Essai
BFHP	2015-05-19	105	Prisme_1
	2015-06-30	147	Prisme_2
	2015-05-19	105	Os_1
	2015-06-29	146	Os_2
	2015-05-20	106	Dalle_1
	2015-06-30	147	Dalle_2
BFUP	2015-03-30	26	Os_1
	2015-06-29	117	Os_2
	2015-03-30	26	Dallette_1

Tableau 4-5: Échéance des caractérisations – Phase II

Béton	Date de l'essai	Échéance (jours)	Essai
BFHP	2015-07-27	45	Prisme_1
	2015-08-12	61	Prisme_2
	2015-07-23	41	Os_1
	2015-08-10	59	Os_2
	2015-07-28	46	Dalle_1
	2015-08-11	60	Dalle_2
BFUP	2015-07-27	45	Os_1
	2015-08-12	61	Os_2
	2015-07-23	41	Dallette_1
	2015-08-10	59	Dallette_2

#### 4.1.1.2.1 *Essai de traction d'os - BFUP*

Cette section présente les courbes comportementales en traction du BFUP obtenues par la réalisation d'essais de traction d'os. La figure ci-dessous illustre la relation contrainte – déformation / ouverture de fissures des essais retenus.

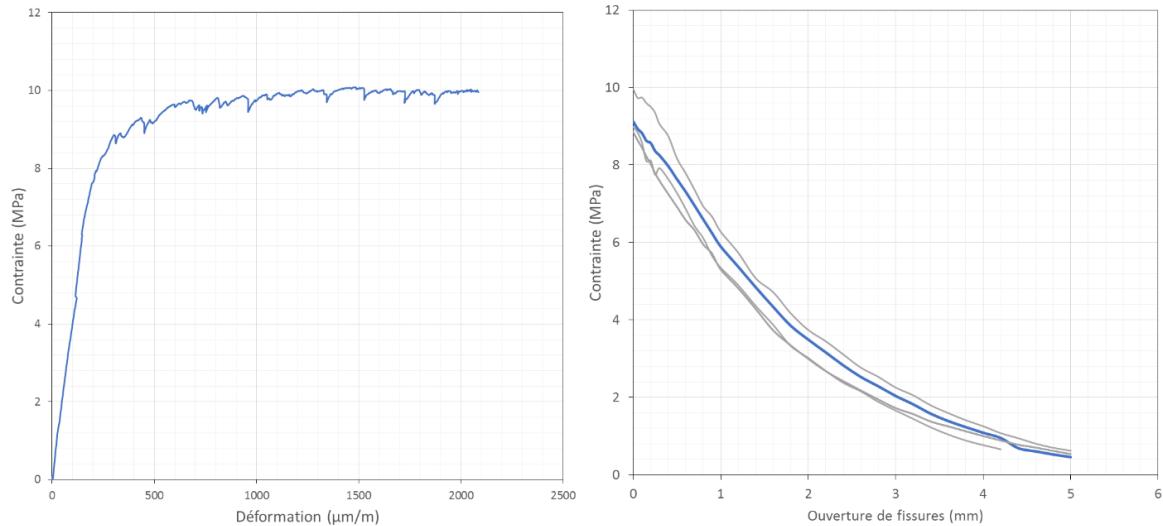


Figure 4-1 : Essais d'os en BFUP

#### 4.1.1.2.2 *Essai de traction d'os - BFHP*

Cette section présente les courbes comportementales en traction du BFHP obtenues par la réalisation d'essais de traction d'os. La figure ci-dessous illustre la relation contrainte – déformation / ouverture de fissures pour les essais d'os en BFHP retenus et la moyenne de l'évolution de la contrainte en bleue.

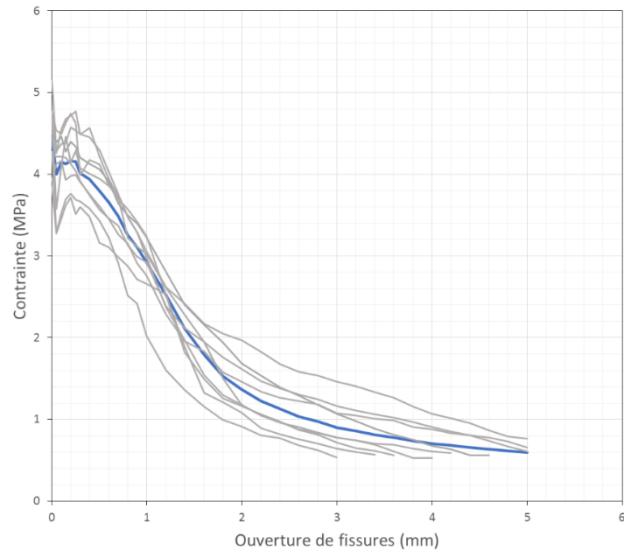


Figure 4-2: Essais d'os en BFHP

#### 4.1.1.2.3 Essai sur prismes entaillés EN 14651

La Figure ci-dessous illustre la relation charge – flèche obtenue des essais sur prisme entaillé en BFHP.

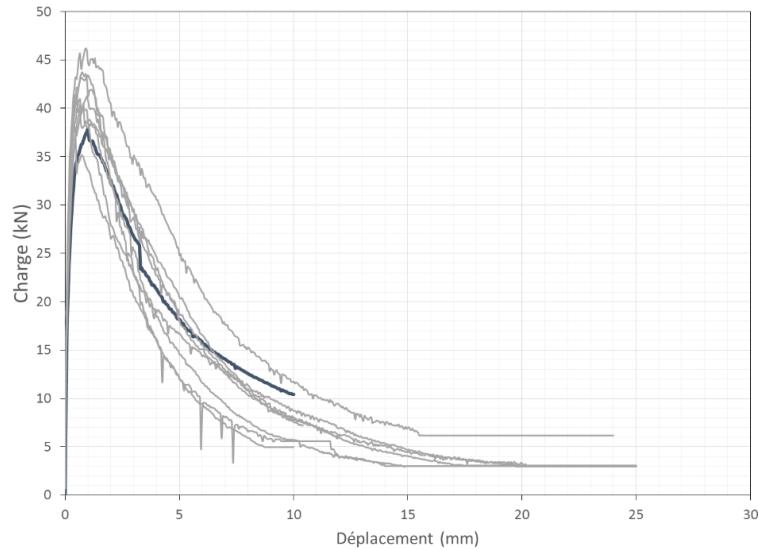


Figure 4-3: Prisme entaillé – Moyenne BFHP

#### 4.1.1.2.4 *Essai sur dalle ASTM C1550*

La Figure ci-dessous illustre la relation charge – flèche obtenue des essais sur dalle circulaire en BFHP.

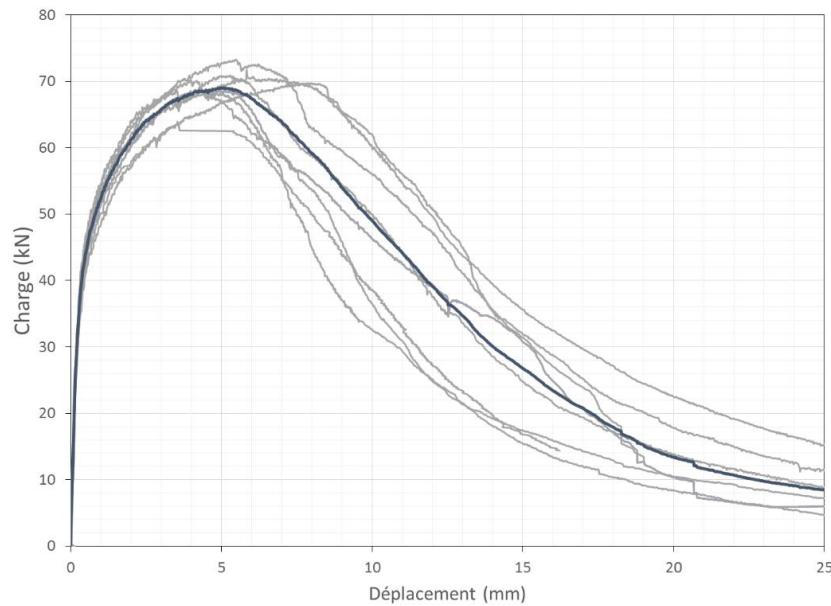


Figure 4-4: Moyenne des dalles circulaires

#### 4.1.1.2.5 *Essai sur dallettes*

La Figure ci-dessous présentent la relation charge – flèche obtenue des essais sur les dallettes en BFUP.

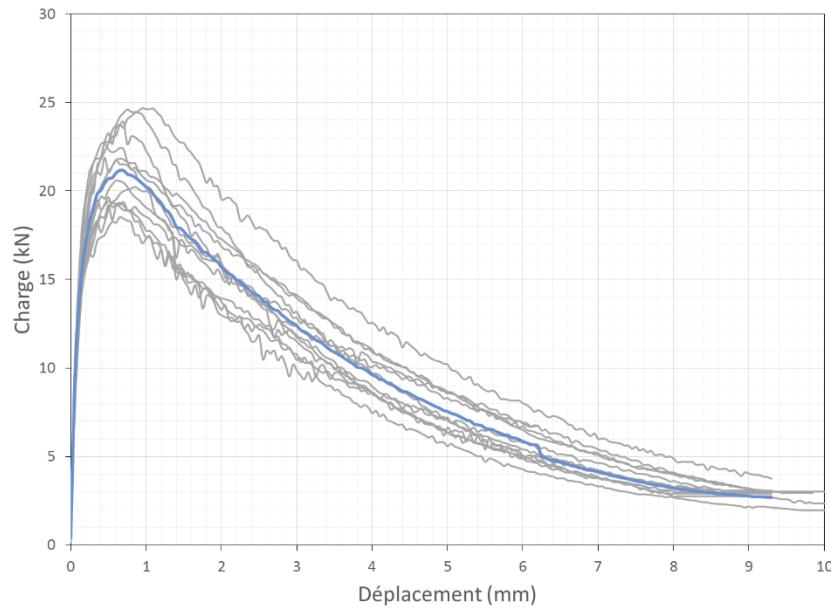


Figure 4-5 : Moyenne des dallettes de BFUP

Lors de la première phase, les douze dallettes ont été testées à la même échéance de 26 jours. Seuls les résultats de 5 spécimens sont présentés car les 7 premiers essais ont servi pour l'ajustement du montage et du protocole d'essai. Lors de ces essais préliminaires diverses conditions d'appui différentes de celles retenues dans la suite dans la campagne de caractérisation ont été utilisées.

#### 4.1.1.2.6 *Essai de fendage*

Le Tableau 4-6 présente la résistance en traction du BO et la qualité de la matrice cimentaire en fonction des phases obtenues par la réalisation d'essai de fendage.

Tableau 4-6: Propriétés en traction du BO

Phase	Date de l'essai	Échéances (jours)	$B_r$ (MPa)	Portion de gros granulats fracturés (%)
I	2015-04-30	91	2,40	70 – 85
II	2015-07-16	34	3,42	40 – 50

#### 4.1.2 Connecteurs de cisaillement

Les propriétés mécaniques des connecteurs de cisaillement fournies par le fabricant des poutres d'acier ont été utilisées pour cette recherche. Ces valeurs proviennent de résultats d'essais réalisés pour différents lots de goujons qui ne correspondent pas nécessairement à ceux utilisées pour la fabrication des poutres mais qui sont typiques des goujons utilisés par le fabricant. Ainsi les valeurs présentées dans le Tableau 4-7 proviennent des rapports d'essais des fournisseurs de goujons (Mill tests) tel que fournis par le fabricant des poutres d'acier.

Tableau 4-7 : Propriétés mécaniques des connecteurs de cisaillement

Identification « Heat No. »	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)
10344990	388	514
497230	401	493
20194760	410	506
20151190	393	484
<b>Moyenne</b>	<b>398</b>	<b>499</b>

### 4.1.3 Barres d'armature

Les propriétés mécaniques des barres d'armatures répondant à la norme CAN/CSA-G30.18-400W ont été mesurées avec un essai de traction sur 3 spécimens. L'essai est réalisé sur des échantillons de barres d'armatures de 600 mm de long que l'on insère dans la presse universelle de 2500 kN et qu'elles on applique un effort de traction en déplacement contrôlé jusqu'à la rupture.

Afin d'évaluer la déformation des barres, on poinçonne celles-ci à deux endroits distants de 200 mm et on mesure la valeur entre les deux points suite à l'essai. Le Tableau 4-8 présente les résultats de déformation des barres d'armatures.

Tableau 4-8 : Déformation des barres d'armatures

Barre	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	Déformation (mm/mm)
1	450	589	0,22
2	455	583	0,23
3	390	561	0,14

La section centrale de la troisième barre a été machinée à un diamètre de 16 mm sur une longueur de 100 mm et un rayon de raccordement de 20 mm.

La Figure 4-6, présente une moyenne du comportement contrainte – déformation des barres 1 et 2. La troisième barre a été exclue de cette moyenne étant donné que la surface usinée comportait des défauts d'usinage et que l'extensomètre a glissé durant l'essai ce qui influencé les résultats du Tableau 4-8.

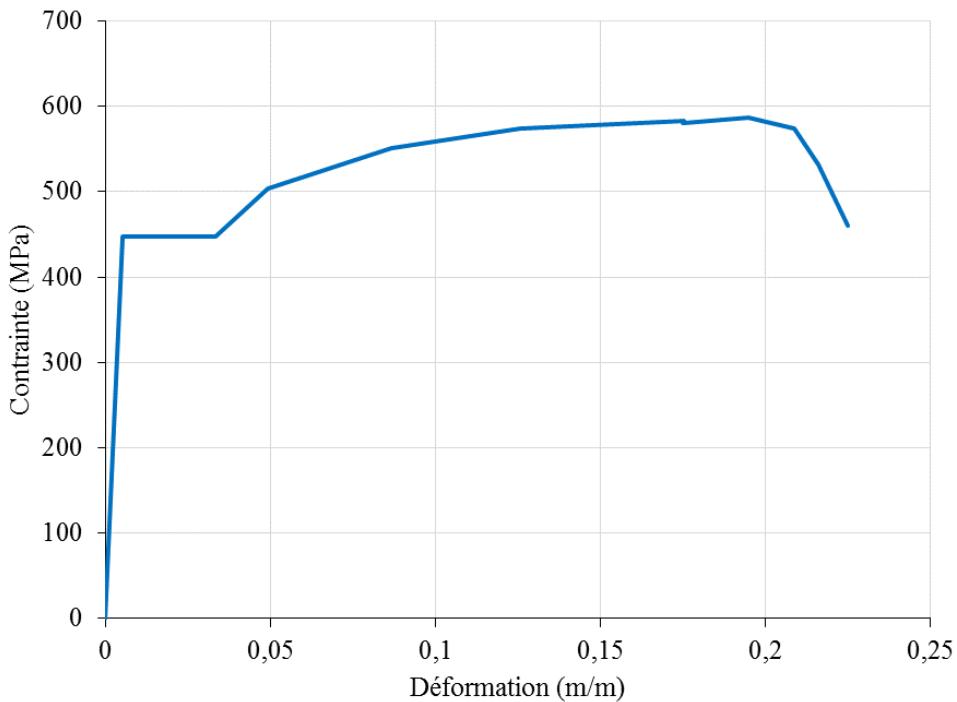


Figure 4-6 : Comportement en traction des barres d'armatures

## 4.2 Résultats des essais de la campagne expérimentale

### 4.2.1 Traitement des résultats

Les résultats des essais sont comparés aux équations de calcul du code S6 en utilisant les résistances nominale et mesurée des goujons, présentés en fonction du glissement relatif entre la dalle et le profilé d'acier. Pour tous les spécimens la capacité maximale est limitée par la résistance des goujons selon l'équation 2.1 :

$$q_r = 0,5\phi_{sc}A_{sc}\sqrt{f_c'E_c} \leq \phi_{sc}F_uA_{sc} \quad (\text{Eq. 2-1})$$

La résistance nominale, sans coefficient de tenue, est égale à 1273 kN pour 8 goujons et 2545 kN pour 16 goujons en utilisant la valeur nominale de 410 MPa pour les goujons de 22.2 mm de diamètre. La résistance des spécimens obtenue en utilisant la résistance moyenne mesurée de 500 MPa est de 1552 kN pour 8 goujons et 3104 kN pour 16 goujons. Pour l'ensemble des essais, la

contrainte effective mesurée est déterminée en divisant la charge maximale par le nombre de goujons et l'aire de la section. De plus, le glissement relatif est déterminé dans la partie descendante de la réponse à une charge égale à 90% de la charge maximale de rupture tel que spécifié dans la norme européenne (European Committe for Standardization, 2004).

## 4.2.2 Phase I

### 4.2.2.1 Traitement des résultats

La Figure 4-7 illustre la mesure du déplacement de la poutre d'acier obtenue par le capteur de déplacement situé sous celle-ci pour les 25 cycles de chargement et le chargement ultime. La Figure 4-8 présente les courbes de glissement relatif entre la poutre d'acier et la dalle de béton obtenues avec les quatre ensembles de triangulation disposés sur les faces Est et Ouest des spécimens.

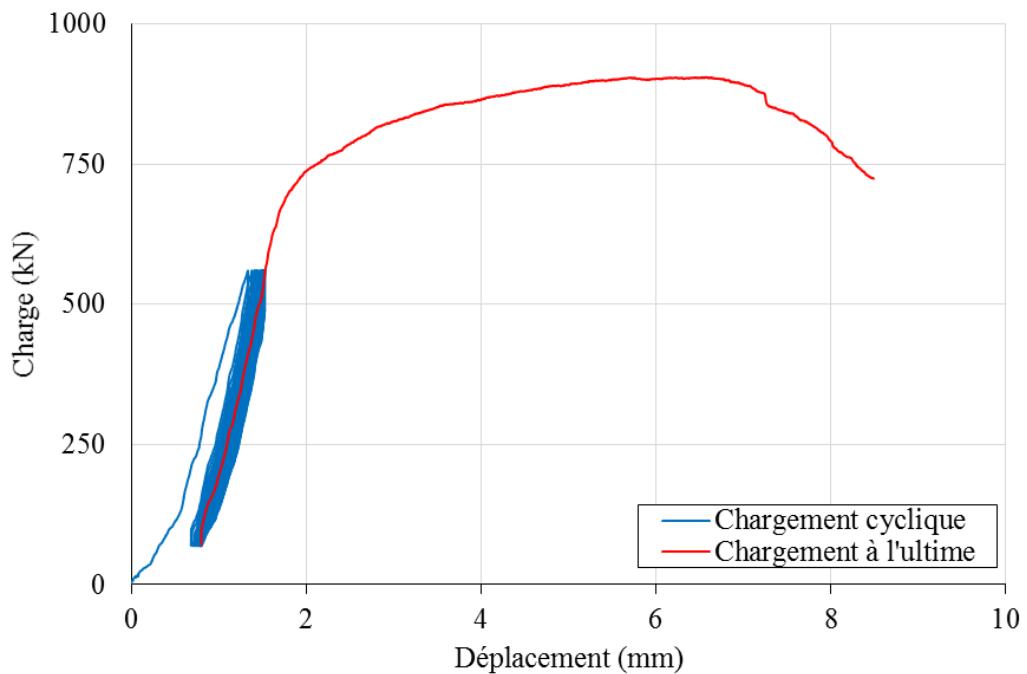


Figure 4-7: Courbe expérimentale – Charge-Déplacement – Spécimen O8-G0-Ax

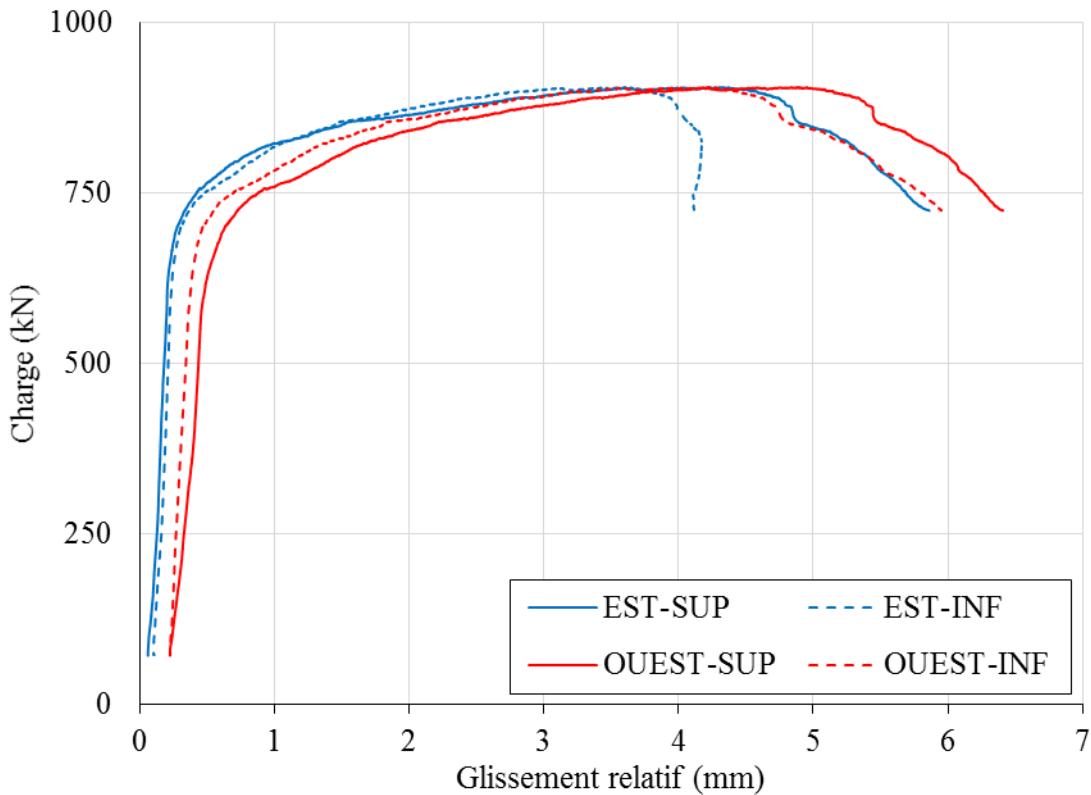


Figure 4-8: Courbes expérimentales - Charge-Glisserement relatif – Spécimen O8-G0-Ax

La Figure 4-7 montre que lors des cycles, la pente reste constante après le premier chargement. De ce fait, le comportement du spécimen se stabilise après le premier chargement cyclique et ne présente pas de signes d'endommagement vu que la rigidité mesurée (pente de la courbe charge-déplacement) reste constante jusqu'au dernier cycle. L'essai à la rupture démarre à une charge de 70 kN et à un déplacement non nul vu que le protocole de chargement utilisé fait en sorte que le chargement ultime démarre immédiatement après le dernier des 25 cycles de chargement qui sont effectuées entre 5% et 40% de la charge de rupture estimée soit 70 kN et 560 kN. Les courbes charge-déplacement relatif de la Figure 4-8 démarrent aussi à 70 kN pour la même raison.

Afin d'analyser les données, de comparer les résultats expérimentaux entre eux et avec les modélisations numériques, les courbes du chargement final à l'ultime ont été décalées de sorte que leur origine débute à l'origine des axes. Pour ce faire, il a été considéré que la pente au début du chargement ultime caractérisait le comportement à partir d'une charge nulle. Il a donc été possible

pour chaque courbe de déterminer la valeur de l'abscisse à laquelle la courbe croiserait celle-ci en considérant une pente constante, ce qui a permis de décaler l'ensemble des points horizontalement de cette valeur et de prolonger la courbe expérimentale jusqu'à l'origine des axes. Pour le glissement relatif, une moyenne des capteurs est effectuée pour les analyses comparatives.

Il existe une différence de rigidité considérable entre la courbe de déplacement du spécimen et celle du glissement relatif tel qu'illustrée sur la Figure 4-9. Ceci s'explique parce que le comportement du montage avec l'ensemble des systèmes d'appuis est moins rigide que les composantes de la structure mixte acier-béton qui glissent l'une par rapport à l'autre. Cette différence de rigidité est engendrée par le système d'appui situé sous la dalle de béton qui se déforme lors de la mise en charge. Dans ce qui suit, les analyses sont effectuées avec les valeurs du glissement relatif moyen afin d'illustrer le comportement de l'élément structural et non celle du montage.

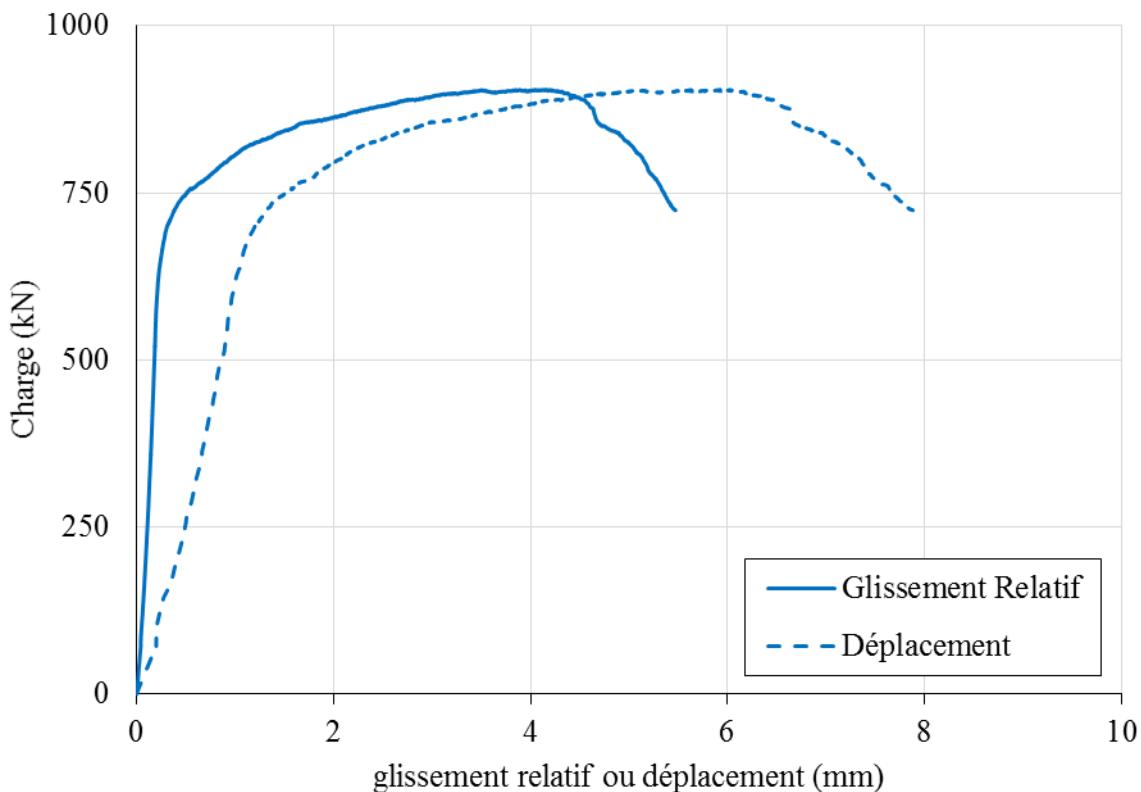


Figure 4-9 : Courbes expérimentales - Glissement relatif vs Déplacement – Spécimen O8-G0-Ax

#### 4.2.2.2 Résultats globaux

La Figure 4-10 présente les courbes expérimentales de la charge en fonction du glissement relatif pour les quatre spécimens de la phase I. Le comportement global, la charge ultime et la ductilité des spécimens varient selon le type de matériau (BO ou BFUP) et le nombre de connecteurs de cisaillement. Le spécimen O8-G0-Ax est moins résistant que la résistance nominale calculée avec les équations du code S6, tout comme l'essai F16-G75-Cx obtient une charge ultime inférieure à celle attendue. Ces résultats s'expliquent par le fait que la charge de rupture a été gouvernée par la rupture du béton et non par celle de l'acier des connecteurs de cisaillement. Ainsi le x après le numéro de ces spécimens indique que le mode de rupture est associé au comportement du montage et que les résultats de ces essais ne doivent pas être considérés comme valides.

Les spécimens F8-G100-D et F8-G100-DU ont obtenu des charges de rupture du même ordre de grandeur que la résistance théorique de 1552 kN obtenue par les relations du code S6-14 (Éq 2.1) en utilisant les propriétés mesurées des goujons.

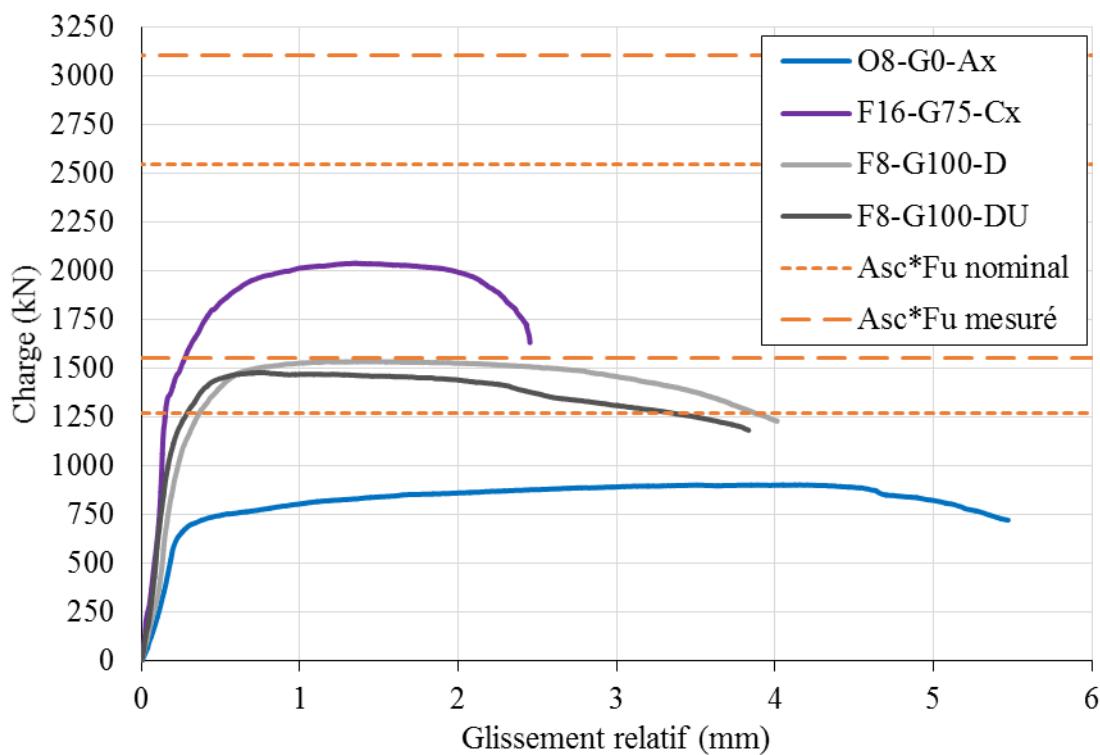


Figure 4-10: Courbes charge – glissement relatif – Spécimens de la phase I

La Figure 4-11 présente un agrandissement de la zone élastique des mesures afin d'illustrer les différences entre les pentes initiales. Cette pente représente la rigidité de la connexion. Les spécimens avec une faible rigidité initiale sont ceux qui ont subi de grands dommages au niveau du béton. Les spécimens classés en ordre croissant de rigidité sont : O8-G0-Ax, F8-G100-D, F8-G100-DU et F16-G75-Cx. La faible rigidité du premier spécimen est due au BO de faible résistance comparativement au BFUP utilisé pour les autres spécimens. Le spécimen F16-G75-Cx est le plus rigide en raison de sa grande quantité de goujons et de la position des goujons permettant un encastrement de qualité. L'unique différence entre les spécimens F8-G100-D et F8-G100-DU est l'armature supplémentaire en U. Ces deux spécimens présentent des rigidités comparables jusqu'à un glissement relatif d'environ 0,05 mm. Au-delà de ce point on constate l'effet marqué des barres en U qui permettent de maintenir une rigidité relativement constante et environ 50% plus grande que le spécimen sans armature en U jusqu'à un glissement de 0,15 mm.

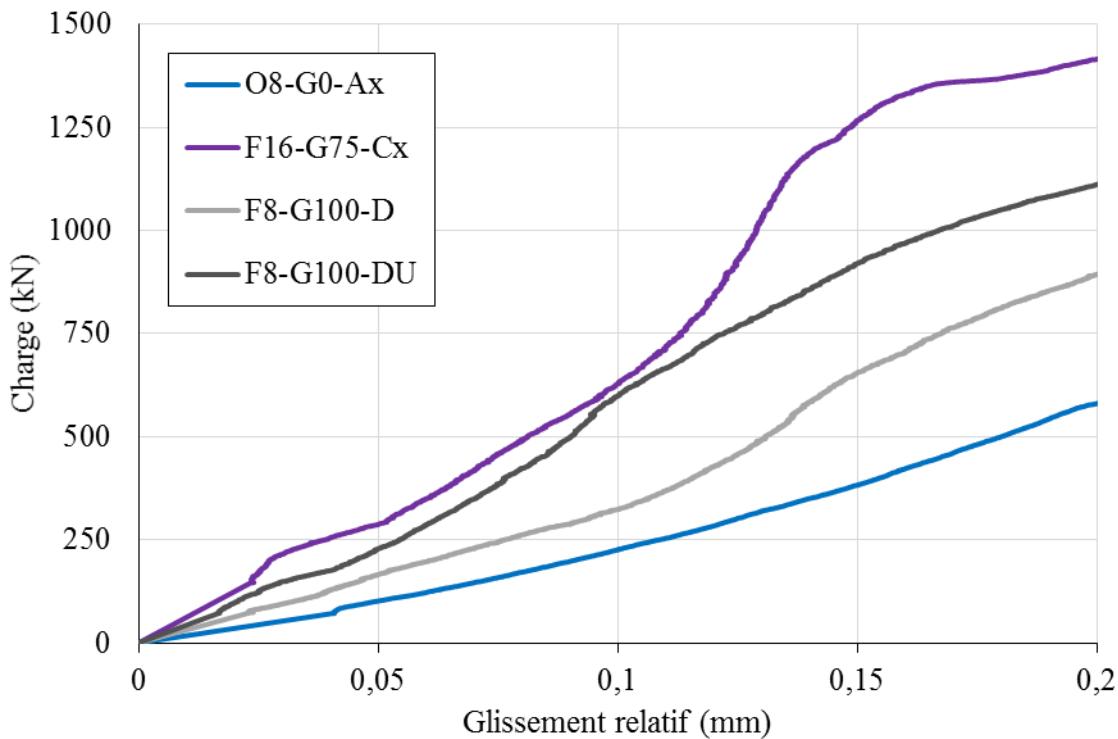


Figure 4-11: Courbes – Charge – déplacement en phase élastique

#### 4.2.2.3 Mode de ruptures

L'observation du mode de rupture du spécimen O8-G0-Ax montré sur la Figure 4-12 révèle la présence de multiples fissures allant jusqu'à de l'écaillage au niveau du joint et de la dalle, localisés dans la section inférieure. Dans cet essai les goujons sont restés intacts tandis que le béton a cédé en arrachement à la base formant des lignes de fissuration coniques similaires à ceux observés lors d'essais d'arrachement d'ancrages à béton (Figure 4-13).



Figure 4-12: Mode de rupture du spécimen O8-G0-Ax



Figure 4-13: Détail du mode de rupture du spécimen O8-G0-Ax

Le mode de rupture du spécimen F16-G75-Cx montré sur la Figure 4-14 présente de la fissuration au niveau du joint en BFUP et un léger écaillement de la dalle sur les bords du joint froid, ce qui démontre un transfert d'efforts entre ces deux matériaux. Le mode de rupture de cet essai est mixte, soit l'arrachement de la section inférieure du joint en BFUP au niveau d'un des deux groupes de connecteurs en plus d'une rupture de cisaillement pour le groupe de goujons situé dans la partie supérieure. La résistance de l'essai a donc été la résistance en traction du premier groupe de 8 goujons situé dans la partie supérieure du spécimen.



Figure 4-14: Mode de rupture du spécimen F16-G75-Cx

Le spécimen F8-G100-D montré sur la Figure 4-15 a présenté de la fissuration au niveau du joint en BFUP avec aucun dommage aux dalles en BFHP. Le mode de rupture de cet essai est mixte comme le précédent, soit une combinaison d'arrachement dans la section inférieure et de cisaillement des goujons dans la partie supérieure. Le patron de fissuration de la Figure 4-15 illustre bien les efforts de cisaillement transmis au BFUP par les goujons.



Figure 4-15: Mode de rupture du spécimen F8-G100-D

Le mode de rupture du spécimen F8-G100-DU montré sur la Figure 4-16 est caractérisé par une grande fissure entre les deux rangs inférieurs de goujons au niveau du joint en BFUP avec absence de dommage aux dalles en BFHP. Cette fissure est la conséquence d'une mauvaise disposition des armatures supplémentaires en U en usine. La barre problématique a été positionnée au-dessus du dernier goujon tandis qu'elle aurait dû se trouver sous celui-ci pour permettre un bon transfert d'efforts (Figure 4-17). Avec une barre en U situé du côté de l'extrémité libre de la dalle, il est fort probable que le spécimen aurait montré plus de ductilité avec une rupture des goujons en traction plutôt que par la fissuration du béton.



Figure 4-16: Mode de rupture du spécimen F8-G100-DU

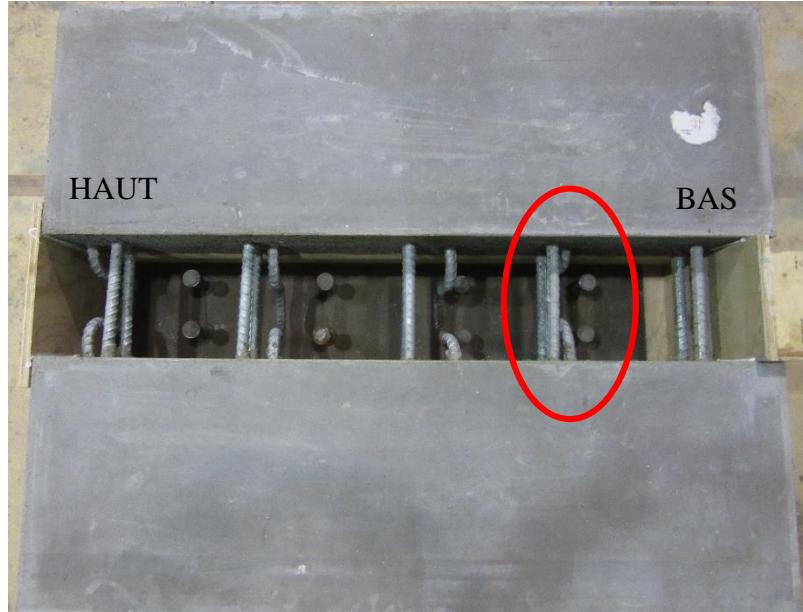


Figure 4-17: Disposition des armatures supplémentaires en U du spécimen F8-G100-DU

#### 4.2.2.4 Sommaire des essais de la phase I

Le Tableau 4-9**Erreur ! Source du renvoi introuvable.** présente un récapitulatif des résultats des essais de la phase I. Pour l'ensemble des essais de cette phase, la section inférieure en béton a subi d'importantes fissurations en raison des efforts de traction engendrés par la configuration du banc d'essai où une combinaison d'appuis de type rotule et rouleaux est utilisée à chaque extrémité du spécimen. Lors de la mise en charge du spécimen, les rouleaux se déplacent ce qui augmente l'excentricité déjà présente entre le point d'application de la force sur le spécimen d'acier et la réaction au sol dans l'axe de la dalle de béton. Cette excentricité engendre un moment qui est repris par les deux bielles, supérieure et inférieure, qui travaillent respectivement en compression et traction. L'arrachement est engendré par la bielle inférieure qui retient la poutre d'acier tandis que la dalle s'éloigne de plus en plus lors de l'application de la charge, ce qui mène à une rupture en traction du béton dans le joint et ce même pour du BFUP. Ce mode de rupture n'est pas représentatif de la réalité. Les paramètres dans le tableau sont :

$P_{Test}$  charge maximale mesurée expérimentalement;

$P_{nominal}$  résistance calculée avec l'équation 2.1 sans coefficient de tenue et avec les propriétés nominales (spécifiées);

$P_{théorique}$  résistance calculée avec l'équation 2.1 sans coefficient de tenue et avec les propriétés mesurées.

Tableau 4-9: Bilan des résultats – Phase I

Paramètres	Résultats			
Spécimen	O8-G0-Ax	F16-G75-Cx	F8-G100-D	F8-G100-DU
Type de montage	A-1	C-2	D-1	D-2
Nombre de connecteurs	8	16	8	8
Élancement $h/d$	5,7	4,6	4,6	4,6
Charge ultime – $P_{test}$ (kN)	905	2042	1538	1481
Nombre de connecteurs rompus - $N_s$	0	8	4 - 6	6
$\delta_u$ <sup>1</sup> (mm)	5,06	2,31	3,47	2,81
$P_{test} / N_s$ (kN)	N.A.	255	N.A.	247
$P_{test} / P_{nominal}$	0,71	0,80	1,21	1,16
$P_{test} / P_{théorique}$	0,58	0,66	0,99	0,95
Modes de rupture <sup>2</sup>	B	B/G	B/G	B/G

<sup>1</sup>  $\delta_u$  : glissement correspondant à la charge  $0.9*P_{test}$

<sup>2</sup> Modes de rupture : G – rupture en traction des goujons  
B – éclatement du béton

Afin de palier à cette problématique, dans le montage de la phase II, la bielle inférieure est remplacée par un système de butée composé de tiges. Cette modification permet d'obtenir des modes de rupture souhaités pour l'analyse de la structure.

Malgré tout, les essais fournissent des informations intéressantes au niveau des barres supplémentaires en U. Les spécimens F8-G100-D et F8-G100-DU ont une courbe charge-glisser relativement quasi identique en tenant compte les possibles variations dans les propriétés mécaniques des connecteurs de cisaillement. Le spécimen sans les barres supplémentaires en U a subi des dommages importants au niveau du joint en BFUP en comparaison à l'autre qui est intacte à l'exception d'une fissure (Figure 4-15 et Figure 4-16). La fissure du spécimen F8-G100-DU est causée par le mauvais positionnement d'une des barres en U lors de la fabrication des spécimens (Figure 4-17). L'efficacité des barres supplémentaires en U est donc validée dans des conditions défavorables où il y a de grands efforts de traction.

#### 4.2.2.5 Système optique

Le système optique utilisé permet de suivre les déplacements tridimensionnels de la totalité de la zone filmée. Pour ces essais on cherche à évaluer la performance de ce système de mesure sans contact par rapport aux capteurs physiques pour la mesure du glissement relatif. Pour ce faire, quatre techniques de post-traitement avec le logiciel VIC-3D sont comparées et la meilleure est conservée pour l'analyse complète des résultats.

Afin de déterminer le glissement relatif avec cet appareil de mesure, il faut choisir de suivre un point ou une zone sur la section d'acier et sur la section de béton pour lesquels le logiciel va fournir la valeur de déplacement dans l'axe souhaité à chaque image captée lors du test. Par la suite, il suffit de faire la différence de ces valeurs pour obtenir le glissement de l'un par rapport à l'autre. La complexité est de choisir le point ou la zone qui doit être traité. La comparaison est faite pour le spécimen I-004 avec une analyse de post-traitement utilisant quatre techniques différentes en terme de zone couverte soit :

- zone rectangulaire;
- point unique;
- points multiples;
- zone circulaire.

De la Figure 4-18 à la Figure 4-25, les zones et les types de traitement sont illustrés par des captures d'écrans du logiciel VIC-3D pour l'ensemble des quatre techniques avec deux figures, soit la position initiale de référence et celle à la fin de l'essai.

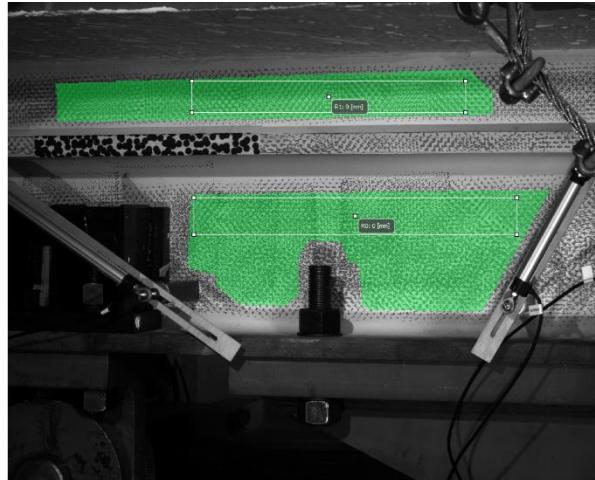


Figure 4-18: Zone rectangulaire - 1

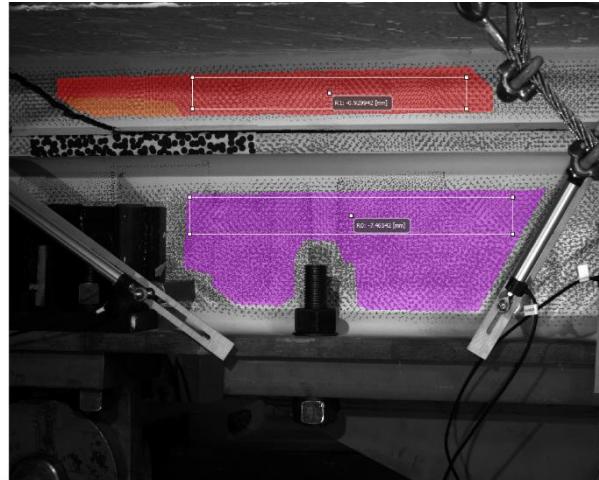


Figure 4-19: Zone rectangulaire - 2

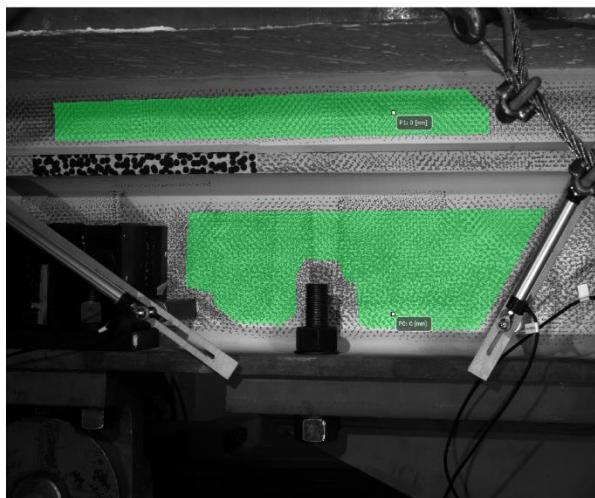


Figure 4-20: Point unique - 1

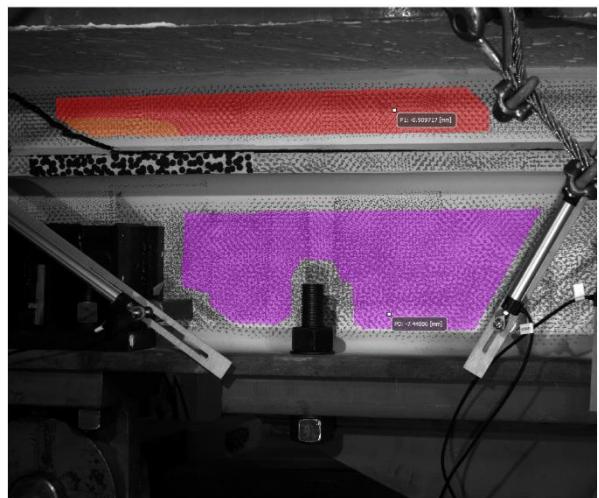


Figure 4-21: Point unique - 2

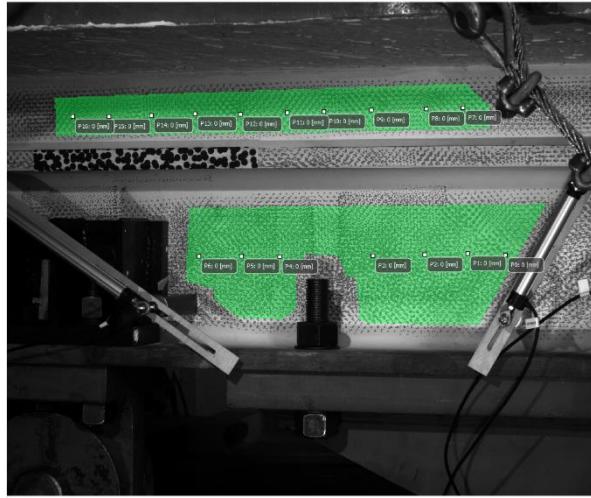


Figure 4-22: Points multiples - 1

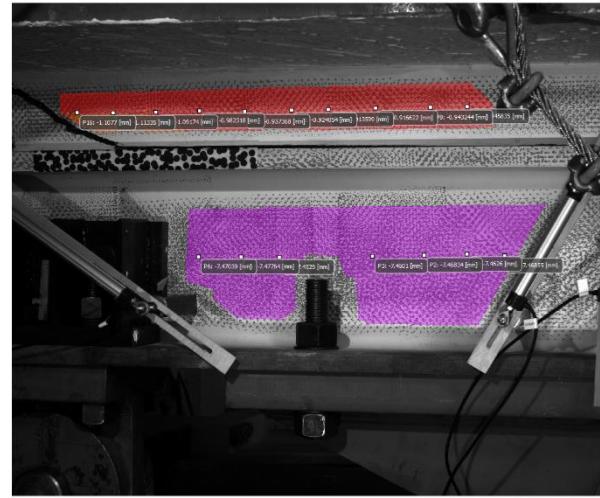


Figure 4-23: Points multiples - 2

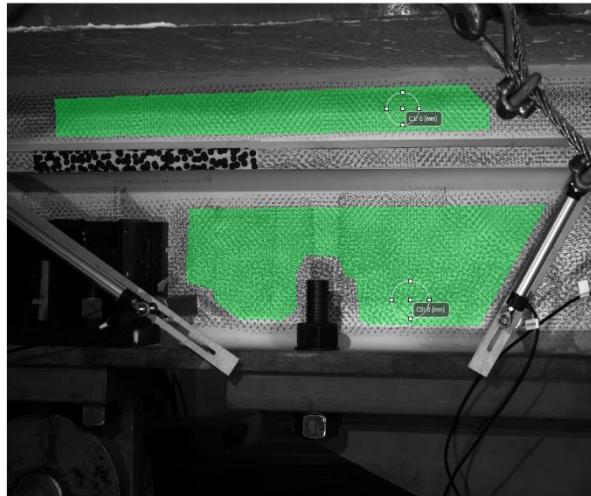


Figure 4-24: Zone circulaire - 1

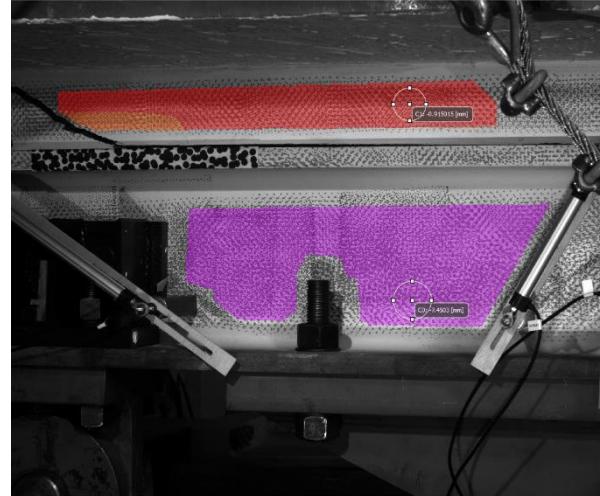


Figure 4-25: Zone circulaire - 2

La Figure 4-26 présente les résultats des quatre types d'analyses de post-traitement utilisées afin de déterminer le glissement relatif avec le système optique. Les analyses avec une faible zone d'étude, point unique et zone circulaire, fournissent des résultats avec du bruit qui se traduit par des oscillations sur les courbes. Dans le cas présent, comme il s'agit d'une étude d'un

comportement global de la structure, plus la zone couverte est grande, meilleurs sont les résultats. L'analyse par zone rectangulaire est celle qui couvre la plus grande surface et est donc celle retenue pour faire le traitement de l'ensemble des tests.

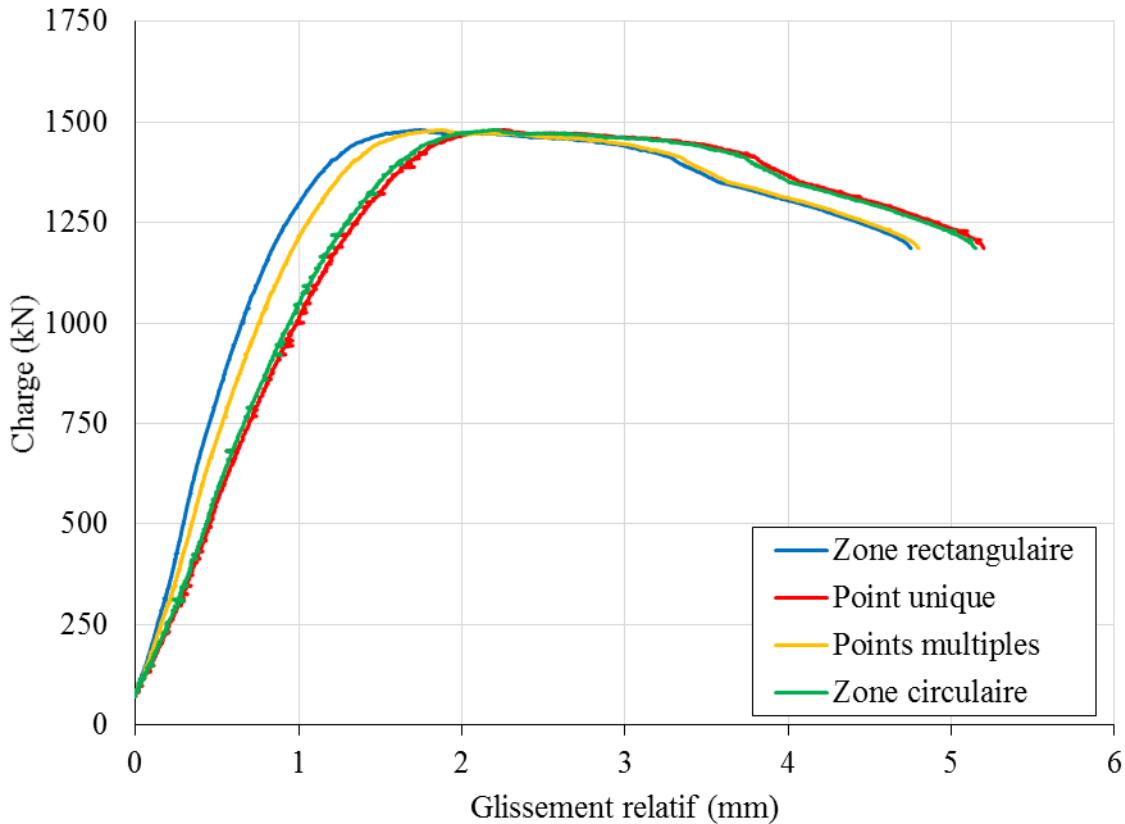


Figure 4-26: Courbe charge – glissement relatif / système optique / F8-G100-DU

La Figure 4-27 compare les valeurs de glissement obtenues par les capteurs physique à ceux du système optique. Les courbes sont similaires d'un point de vue global, toutefois les pentes initiales de l'ensemble des tests à l'exception du spécimen O8-G0-Ax présentent une grande différence entre les deux méthodes de mesure. Cette erreur est causée par la méthodologie du post-traitement qu'effectue le logiciel VIC-3D. Le logiciel de traitement doit générer un plan de référence de la zone filmée pour être en mesure d'effectuer l'analyse. Pour la structure étudiée dans ces tests, les surfaces (acier et béton) ne sont pas à la même profondeur de sorte que le logiciel effectue automatique un plan de référence moyen passant par le centre des deux faces tel qu'illustré sur la

Figure 4-28. La différence de profondeur entre les surfaces est plus faible pour l'essai O8-G0-Ax, ainsi les résultats sont très similaires à ceux obtenus par les capteurs physiques de triangulation.

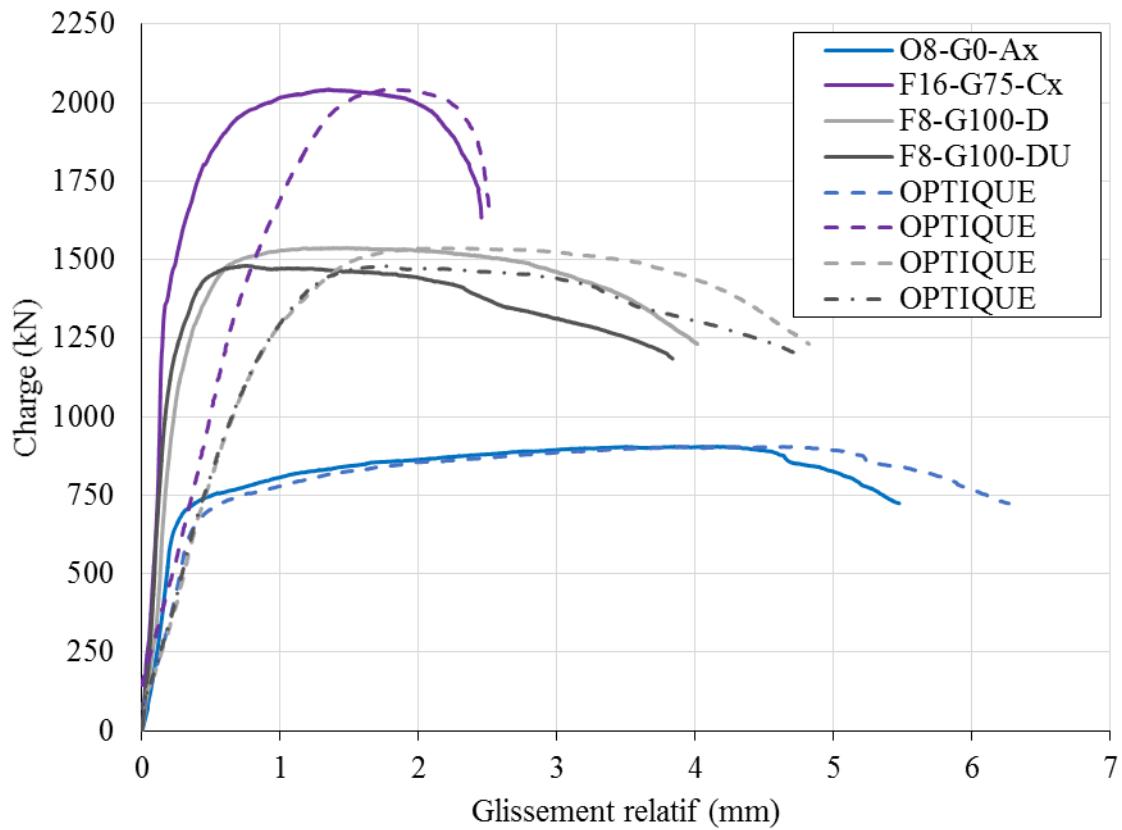


Figure 4-27: Comparaison des courbes de glissement relatif / physique vs optique

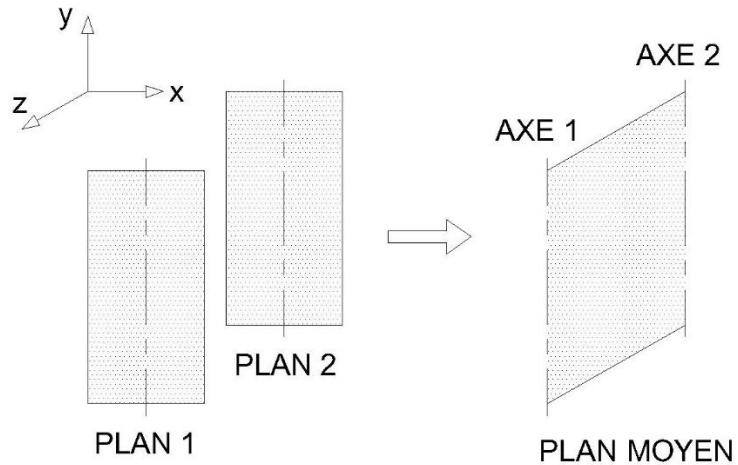


Figure 4-28: Plan de référence

Le système optique est une bonne alternative au capteur physique étant donné qu'il permet de suivre la totalité des mouvements de la surface comparativement aux appareils physiques. Bien que le système offre une grande précision, il faut toutefois faire attention au post-traitement lorsque les surfaces étudiées ne sont pas à profondeur égale, car l'erreur engendrée n'est pas négligeable.

### 4.2.3 Phase II

#### 4.2.3.1 Résultats globaux

Le traitement des résultats adopté pour les essais de cette phase est identique à celui utilisé lors de la première phase. La Figure 4-29 présente les courbes expérimentales de la charge en fonction du glissement relatif pour les neuf spécimens de la phase II. Le comportement global, la charge ultime et la ductilité des essais varient selon le type de matériau (BO, BFHP ou BFUP) et le nombre de connecteurs de cisaillement. Le spécimen O8-G50-A qui comporte un gousset de 50 mm et une dalle coulée en place faite de béton ordinaire, a atteint une capacité maximale qui est moindre que la résistance prédictive par les équations du code S6. Les spécimens O8-G0-A et F8-G50-A atteignent une charge de rupture du même ordre de grandeur que la résistance théorique calculée avec le code S6 en utilisant la résistance mesurée de goujons avec  $F_u$  de 500 MPa. Les spécimens avec joint en

BFUP (F8-G0-B à F16-G75-C) ont atteint une charge ultime supérieure à celle obtenue pour une dalle conventionnelle coulée en place sans gousset ou en BFHP avec toutefois une ductilité maximale moindre qui sera discutée plus loin.

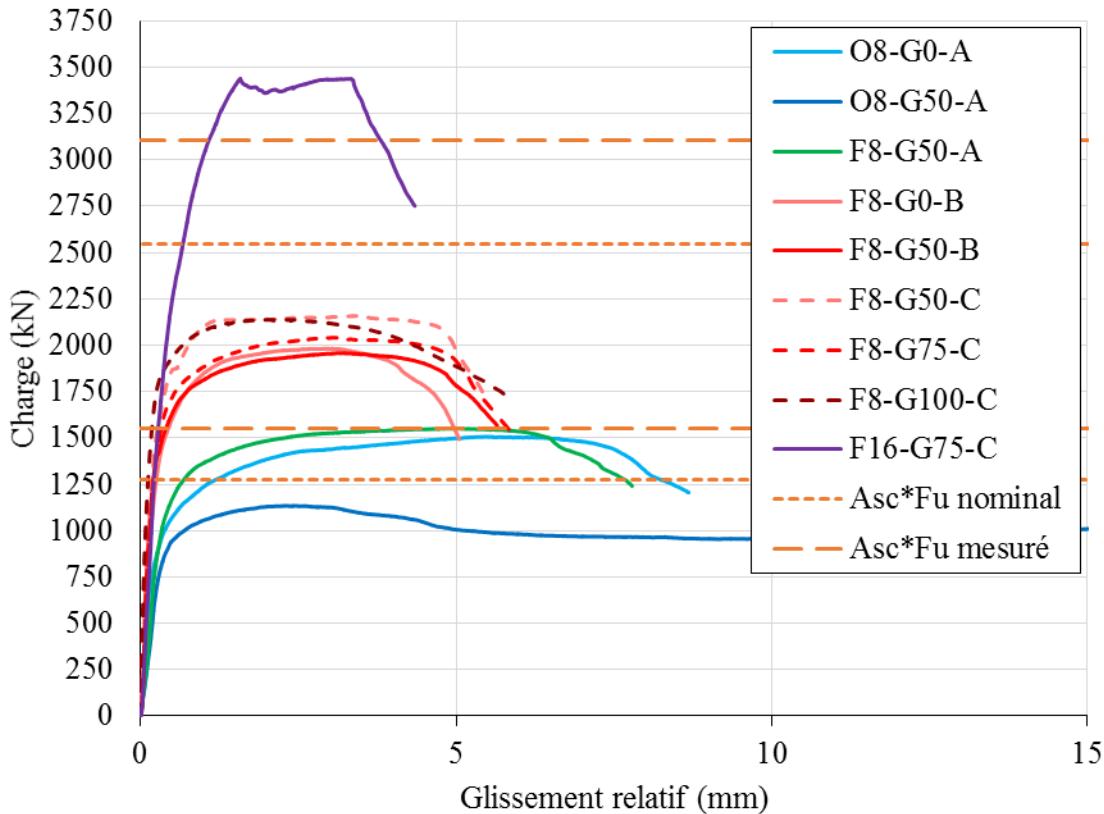


Figure 4-29: Courbe charge – glissement relatif – Phase II

#### 4.2.3.2 Modes de rupture des spécimens de référence en BO

Les photos des spécimens de référence O8-G0-A et O8-G50-A faits en béton ordinaire montrées de la Figure 4-30 à la Figure 4-33 illustrent l'effet de l'élancement des connecteurs de cisaillement sur le mode de rupture. Dans le cas du spécimen O8-G0-A les goussets se sont rompus en traction avec peu d'endommagement au béton. La charge maximale atteinte de 1507 kN correspond à une contrainte effective de traction dans les goussets de 486 MPa (Éq. 2.1). Pour le spécimen O8-G50-A, la rupture en traction du béton causée par la pression diamétrale exercée par les goussets a

conduit à une performance moindre que les valeurs prédictes par les équations du code. La charge maximale atteinte de 1134 kN correspond à une contrainte effective de traction dans les goujons de 365 MPa. Le glissement ( $\delta_u$ ) est respectivement de 7,9 mm et de 15,8 mm pour les deux spécimens, toutefois le glissement du spécimen O8-G50-A n'a de valeur étant donné que la résistance est moindre que la nominale.



Figure 4-30: Spécimen O8-G0-A – Béton



Figure 4-31: Spécimen O8-G50-A - Béton



Figure 4-32: Spécimen O8-G0-A – Béton  
(zoom)



Figure 4-33: Spécimen O8-G50-A - Béton  
(zoom)

Cette différence de comportement structural est attribuable à l'augmentation de la flexibilité des goujons qui sont environ 40% plus élancés et en l'absence de confinement latéral sur l'épaisseur du

gousset. Le béton à proximité des goujons a été soumis à de plus grands déplacements qui expliquent la différence majeure de l'endommagement observé pour le béton. Ainsi la perte de résistance du second test avec les goujons plus élancés et du béton non confiné s'explique par le fait que le béton étant fragile en traction, la flexion des goujons a générée une fissuration sur l'épaisseur du gousset telle que le béton a cédé avant d'atteindre la pleine résistance des connecteurs. L'essai O8-G50-A illustre pour des élancements importants et l'absence de confinement du béton sur l'épaisseur du gousset qu'une dalle en BO n'est pas en mesure d'atteindre la charge prescrite par l'équation 3.1 du code S6. Ainsi, le terme de gauche de l'équation 2.1 associé à la résistance du béton n'est pas applicable dans le cas de goussets.

Lors de ces deux essais, la rupture au niveau des connecteurs de cisaillement est survenue au-dessus de la soudure tel qu'illustré sur la Figure 4-34 et la Figure 4-35. Le mode de rupture des deux spécimens de référence est différent, toutefois il s'agit d'une rupture des connecteurs de cisaillement dans les deux cas. Pour le spécimen O8-G0-A la rupture des goujons est en traction tandis que les connecteurs de cisaillement du spécimen O8-G50-A ce sont rompus en flexion-traction en raison de leur élancement et du grand déplacement associé à l'éclatement du béton.



Figure 4-35: Spécimen O8-G50-A - Béton

Figure 4-34: Spécimen O8-G0-A

- Acier

#### 4.2.3.3 Modes de rupture du spécimen avec dalle en BFHP

Le spécimen F8-G50-A (Figure 4-36 à Figure 4-38) est identique au spécimen O8-G50-A (Figure 4-31 et Figure 4-33) avec des goujons élancés à l'exception du matériau de la dalle monolithique qui est en BFHP70 au lieu d'un BO. Le BFHP étant un matériau non fragile et ductile en traction, la flexion des goujons n'a pas engendrée de rupture au niveau du béton de sorte que la rupture a été liée à la capacité en traction des goujons (rupture en flexion-traction des connecteurs de cisaillement). Les figures ci-dessous (Figure 4-36 à Figure 4-38) illustrent le faible endommagement du béton après la rupture des connecteurs localisée immédiatement au-dessus de la soudure. Le glissement obtenu pour le spécimen en BFHP avec goujons élancés est comparable à celui du spécimen en BO avec goujons courts. Le spécimen F8-G50-A a atteint la charge maximale de 1551 kN, ce qui correspond à une contrainte effective dans les goujons égale à 500 MPa. Ce résultat s'applique toutefois à un gousset de 50 mm, d'autres essais seraient requis pour des goussets d'épaisseur plus grande.



Figure 4-36: Spécimen F8-G50-A - Béton



Figure 4-37: Spécimen F8-G50-A - Béton (zoom)



Figure 4-38 : Spécimen F8-G50-A – Acier (zoom)

#### 4.2.3.4 Modes de rupture des spécimens avec joint en BFUP

Le mode de rupture pour l'ensemble des spécimens F8-G0-B à F8-G100-C est identique, à savoir une rupture en traction des goujons avec l'absence de fissuration visible au niveau du joint (Figure 4-39). La localisation du plan de rupture dans le goujon varie entre la section du goujon hors soudure et au niveau de la semelle de la poutre d'acier dans la zone de la soudure, en proportions approximativement égale, comme illustré de la Figure 4-40 à la Figure 4-43. Les spécimens de 8 goujons dans un joint en BFUP atteignent une résistance variant de 430 à 600 kN de plus que la résistance théorique et des contraintes effectives dans les goujons de 630 à près de 700 MPa. Ce gain de résistance est attribué au frottement entre la poutre d'acier et le BFUP généré par l'effort de compression en réaction à la force de traction des goujons. En considérant une contrainte de

500 MPa dans les goujons, la force de compression exercée sur la semelle est de 1552 kN, ce qui suppose que la contribution du frottement pourrait atteindre de 500 à 600 kN, ce qui correspond à un coefficient de frottement effectif variant de 0,26 à 0,38. Ce phénomène est possible avec les joints en BFUP car la faible déformation du BFUP comparativement au BO et/ou BFHP a comme effet de conserver plus longtemps un mode de frottement statique avant que le mode dynamique se manifeste, et ainsi permettre un gain au niveau de la charge de rupture.



Figure 4-39: Dalle type avec joint en BFUP (F8-G100-C)



Figure 4-40: Spécimen F8-G50-C - Acier



Figure 4-41: Spécimen F8-G50-C – Béton



Figure 4-42: Spécimen F8-G50-B - Acier



Figure 4-43: Spécimen F8-G50-B - Béton

#### 4.2.3.5 Mode de rupture du spécimen avec joint en BFUP et 16 goujons

Le spécimen avec 16 goujons a atteint une charge de 3439 kN, soit une contrainte effective de 554 MPa dans les goujons. Le spécimen F16-G75-C a subi d'importants dommages au béton tel qu'illustré sur la Figure 4-44 à la Figure 4-47. Lors de cet essai le mode de rupture a été un glissement au niveau du joint froid entre le joint de BFUP et les dalles de BFHP ce qui a provoqué d'importantes fissurations. Ainsi, bien que le frottement ait permis d'excéder la résistance des goujons, c'est la rupture de l'interface entre la dalle et le joint sous l'effet du cisaillement horizontal (considéré ici dans la géométrie du pont) qui a contrôlé la résistance. La contrainte de cisaillement effective sur les joints froids a atteint 7,5 MPa.



Figure 4-44 : F16-G75-C – Face Ouest

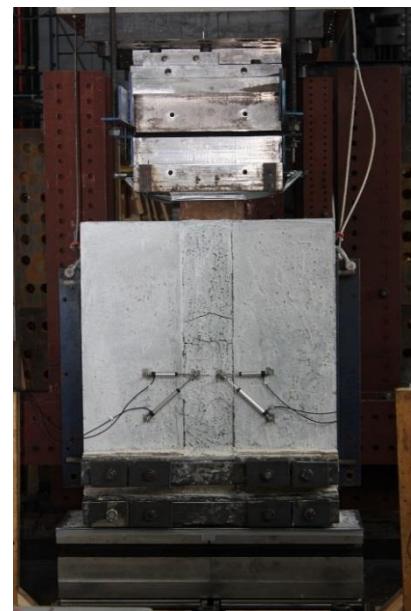


Figure 4-45 : F16-G75-C – Face Nord



Figure 4-46: F16-G75-C - Face Ouest (zoom)

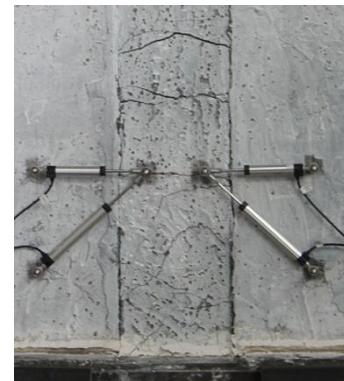


Figure 4-47: F16-G75-C - Face Nord (zoom)

#### 4.2.3.6 Sommaire des essais de la phase II

Le, présente un récapitulatif des résultats des essais de la phase II. Tous les spécimens avec des joints en BFUP ont permis d'atteindre la résistance maximale visée. La ductilité des spécimens avec des joints en BFUP bien que moindre que celles des dalles de référence, est quand même

importante. Tous les spécimens avec joints en BFUP avaient des goujons  $\pm 20$  mm sous le lit d'armatures inférieures mais dans la dalle, disposition qui n'a pas affectée les résultats.

Tableau 4-10 – Bilan des résultats – Phase II

Paramètres	Résultats								
Spécimen	O8-G0-A	O8-G50-A	F8-G50-A	F8-G0-B	F8-G50-B	F8-G50-C	F8-G75-C	F8-G100-C	F16-G75-C
Type de montage	A-1	A-2	A-2	B-1	B-2	C-1	C-2	C-3	C-2
Nombre de connecteurs	8	8	8	8	8	8	8	8	16
Élancement $h/d$	5,7	8,0	8,0	5,7	8,0	4,0	4,6	5,7	4,6
Charge ultime – $P_{test}$ (kN)	1507	1134	1551	1982	1958	2159	2044	2141	3439
Nombre de connecteurs rompus $N_s$	8	8	8	8	8	8	8	8	N.A.
$\delta_u$ <sup>1</sup> (mm)	7,89	15,83	7,07	4,48	5,08	5,03	5,17	4,77	3,83
$P_{test} / N_s$ (kN)	188	142	194	248	245	270	256	268	N.A.
$P_{test} / P_{nominate}$	1,18	0,89	1,22	1,56	1,54	1,70	1,61	1,68	1,35
$P_{test} / P_{théorique}$	0,97	0,73	1,00	1,28	1,26	1,39	1,32	1,38	1,11
Modes de rupture <sup>2</sup>	G/B	G/B	G/B	G	G	G	G	G	Vh

<sup>1</sup>  $\delta_u$  : glissement correspondant à une charge  $0,9*P_{test}$

<sup>2</sup> Modes de rupture : G – rupture en traction des goujons

B – éclatement du béton

Vh – cisaillement horizontal à l'interface dalle-joint

### 4.3 Analyses des résultats

La phase I, malgré les imperfections du montage, a permis de démontrer l'efficacité des armatures supplémentaires en U en comparant la rupture des spécimens F8-G100-D et F8-G100-DU. L'ajout des barres en U permet d'assurer un lien de qualité entre la dalle et les goujons en réduisant la fissuration dans le béton, et ce, même en présence d'efforts de traction localisés. Toutefois les spécimens de la phase II qui n'avaient pas cette armature supplémentaire ont présenté une résistance excédant la capacité théorique. Les armatures en U ne sont donc pas requises pour un joint en BFUP.

La phase II permet de tirer les conclusions suivantes.

- L'absence de confinement latéral en présence d'un gousset de seulement 50 mm a conduit à une rupture prématuée à une résistance moindre que prédit par les équations du code S6 alors que cette résistance a été atteinte sans gousset pour une dalle en BO. On peut donc conclure que le terme qui exprime la résistance du béton pour les connecteurs de cisaillement n'est valide que pour une dalle coulée directement sur la semelle de la poutre.
- Dans le cas d'une dalle en BFHP avec un dosage en fibre important ( $80 \text{ kg/m}^3$  dans le cas présent), la pleine capacité des goujons a pu être atteinte même en présence d'un gousset de 50 mm étant donné la ductilité en traction des bétons fibrés.
- La résistance à l'ultime des goujons dans le BFUP est supérieure à celle dans le BO et le BFHP en raison de la faible déformabilité qui fait permet de développer un plus grand effort de frottement. Cet accroissement de résistance ne doit pas être considéré, la résistance en traction des goujons demeurant le mode de résistance à adopter vu le peu de spécimens testés.
- La position des goujons par rapport à l'armature inférieure transversale de la dalle n'a pas d'impact dans les joints en BFUP, donc il est envisageable de concevoir des ponts avec des connecteurs sous les armatures.
- La connexion dans un joint en BFUP a un comportement global moins ductile que celle d'une dalle conventionnelle en BO ou en BFHP mais demeure tout de même importante.

- Les regroupements de goujons n'ont pas affecté la résistance du joint. Toutefois le mode de rupture en cisaillement longitudinal dans l'interface entre la dalle et le joint en BFUP ont fait ressortir l'importance de vérifier ce mode de rupture.

Les résultats démontrent un gain de résistance important accompagné d'une certaine perte de ductilité à l'ultime pour les goujons dans le BFUP comparativement à un béton conventionnel.

Cette campagne d'essais a permis de démontrer que la résistance à l'ultime en cisaillement de ce type de connexion peut être calculée avec les équations de la norme associées à la rupture en traction des goujons pour les joints en BFHP (1%) et en BFUP (2%).

En présence d'un BFUP (2%), il est possible d'avoir des goujons sous le lit inférieur d'armature. Toutefois, il est recommandé que la tête des goujons soit au-dessus du dessous de la dalle.

## CHAPITRE 5 MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS

La phase de modélisation par éléments finis de ce projet consiste à utiliser les informations obtenues des essais en laboratoire afin valider les outils numériques qui seront utilisés par la suite dans des études futures ou comme outils de conception. Dans le cadre de ce projet, les modélisations sont effectuées avec le logiciel ABAQUS (REF) et le modèle pour la loi de comportementale du béton est EPM3D (Massicotte & Ben Ftima, 2015).

Dans cette section, le modèle élaboré pour les connecteurs de cisaillement de type goujon est expliqué en profondeur. De plus, les limites du modèle sont démontrées à l'aide des essais en laboratoire et des hypothèses permettant d'améliorer le comportement sont expliquées.

Uniquement les essais en laboratoire de la phase II sont utilisés pour valider les outils numériques étant donné que le montage de la phase I ne représente pas correctement le mécanisme de rupture de la structure.

### 5.1 Propriétés des modèles

Cette section présente en détail les propriétés des modèles numériques selon quatre sections :

- géométrie et contact;
- chargement et conditions frontières;
- maillage et type d'éléments;
- propriétés des matériaux.

#### 5.1.1 Géométrie et contact

En ce qui concerne la géométrie des modèles, les dimensions de la dalle en béton, de l'armature, de la poutre d'acier et de la plaque de transfert sont exactement les mêmes qu'en laboratoire. Toutefois, les connecteurs de cisaillement sont de forme carrée au lieu de circulaire afin de

simplifier le maillage du modèle. La section carrée « équivalente » utilisée possède une inertie ( $12049 \text{ mm}^4$ ) et une aire ( $380 \text{ mm}^2$ ) du même ordre de grandeur que les propriétés de la section originale circulaire ( $11987 \text{ mm}^4$  et  $388 \text{ mm}^2$ ).

L'appui inférieur est modélisé par une plaque  $600 \times 350 \text{ mm}$  ( $60 \text{ mm}$  d'épaisseur) tel que celle utilisée en laboratoire. On y applique la condition frontière expliquée à la section suivante au centre sur son sens longitudinal. Pour simplifier la modélisation de la bielle supérieure uniquement la section en L est utilisée, le reste est représenté par le choix de la condition frontière appliquée. Le système de retenue composé de HSS (profilés tubulaires) et de tiges est modélisé tel que les dimensions en laboratoire à l'exception que les tiges sont modélisées avec une section carrée « équivalente » et que le HSS est plein.

Les modèles utilisent une symétrie selon l'axe longitudinal ( $x$ ) afin réduire le temps de calcul des analyses.

Les contacts présents dans les modèles sont :

- l'interaction entre la poutre d'acier et la surface de la dalle en béton est définie par un coefficient de friction constant égal à 0,6 (valeur couramment utilisée en conception);
- les goujons sont considérés unis avec la poutre (fonction « tie » dans ABAQUS);
- les surfaces du joint froid sont liées (« tie ») afin de simplifier le modèle étant donné que les essais ont démontré que le joint ne subit pas de dommages (à l'exception de l'essai avec un groupe de goujons) de sorte que faire l'hypothèse que les joints froids sont parfaitement liés (« tie ») a comme effet d'assurer la continuité des efforts aux joints;
- les armatures et les goujons sont noyées dans le béton (fonction « embedded » dans ABAQUS);
- une interaction de type contact sans pénétration (fonction « Hard Contact » dans ABAQUS) est appliquée sur l'ensemble du modèle afin d'empêcher deux éléments solides d'entrer un dans l'autre.

La Figure 5-1 illustre la géométrie des modèles utilisés pour comparer avec les essais en laboratoire effectués lors de la phase II.

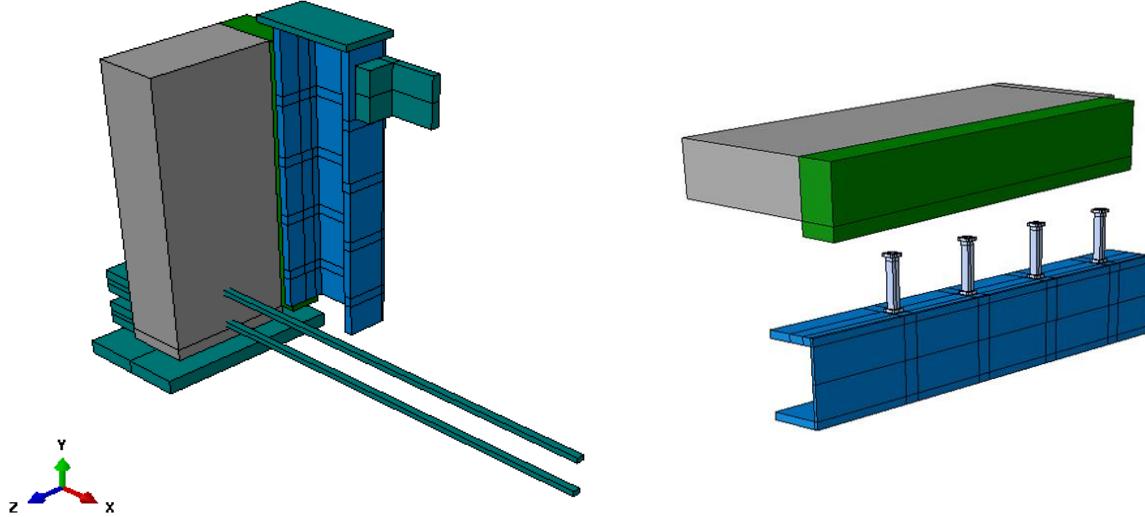


Figure 5-1: Géométrie des modèles – ABAQUS

### 5.1.2 Chargement et conditions frontières

Le type d'analyses effectuées est considéré quasi-statique étant donné que le chargement est appliqué à la manière d'une onde dynamique suffisamment lente pour ne pas engendrer d'effets dynamiques dans le modèle. Dans ce type d'analyses, il est important de surveiller les ratios d'énergies afin d'assurer la validité de celles-ci. Dans le cas présent, le chargement est appliqué sous la forme d'un déplacement contrôlé par une fonction d'amplitude non linéaire de type (fonction « smooth step » dans ABAQUS).

Les conditions frontières (Figure 5-2) présentes dans les modèles sont :

- support au niveau de la bielle –  $U1 = 0$ ;
- retenue des tiges –  $U1 = U2 = U3 = 0$ ;
- appui sur la plaque inférieure –  $U2 = 0$ ;
- symétrie selon l'axe  $x$  –  $U3 = UR1 = UR2 = 0$ .

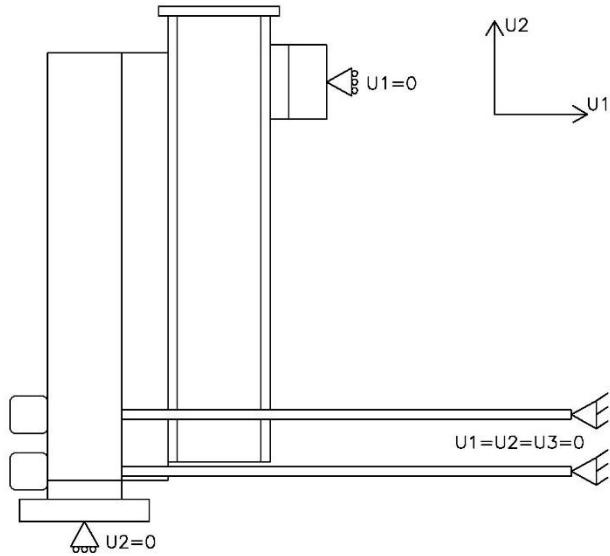


Figure 5-2: Conditions frontières

### 5.1.3 Maillage et types d'éléments

Le Tableau 5-1 et la Figure 5-3 présentent le maillage et les types d'éléments utilisés pour les composantes principales des modèles. Le type C3D8R est un élément cubique à 8 nœuds utilisant l'intégration réduite tandis que le type C3D8I est un élément cubique à 8 nœuds utilisant les modes incompatibles. Finalement, le type T3D2 est un élément treillis 3D à 2 nœuds.

Tableau 5-1: Maillage et type d'élément - Phase II

	Taille approximative du maillage (mm)	Type d'élément
Dalle	20	C3D8R
Joint	10	C3D8R
Poutre	20	C3D8I
Goujon	10	C3D8I
Armature	20	T3D2

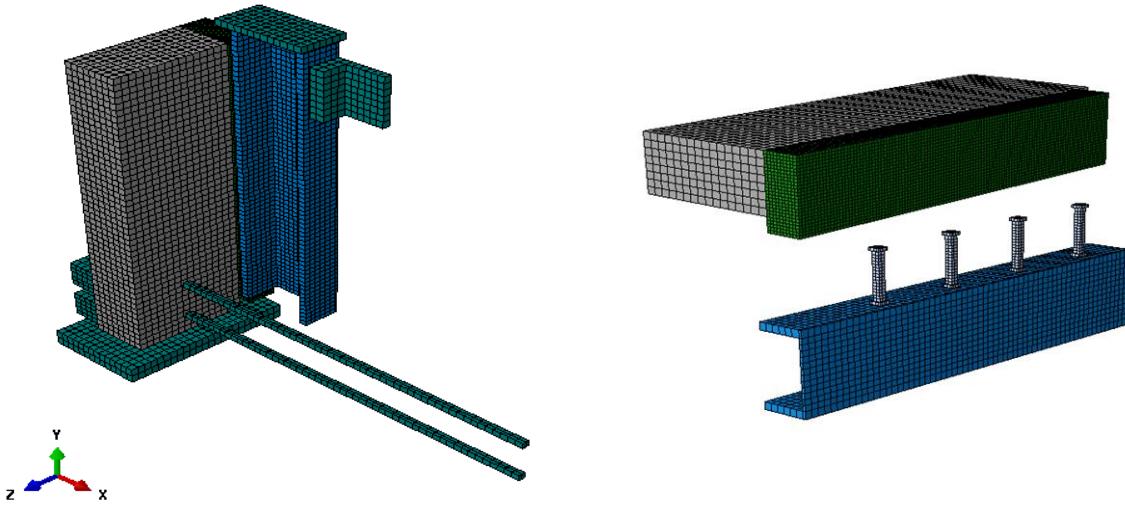


Figure 5-3: Maillage des modèles

## 5.1.4 Propriétés des matériaux

La section suivante présente les propriétés des matériaux utilisés lors de la modélisation.

### 5.1.4.1 Acier

Les modèles comprennent quatre types d'acier soit pour :

- le système d'appui (plaque, tige, etc.);
- l'armature;
- la poutre;
- les goujons.

Pour l'ensemble des aciers, le module d'élasticité ( $E_s$ ) est de 200 000 MPa alors que le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) est pris égal à 0,3.

Le système d'appui comprenant la plaque inférieure, la plaque de transfert, la bielle, les profilés tubulaires et les tiges est modélisé uniquement avec le comportement linéaire de l'acier.

La loi comportementale des armatures (grade 400W) provient d'essais de traction réalisés par Véronique Tremblay sur des échantillons de barres provenant des lots utilisés (Tremblay, 2016). Le Tableau 5-2 et la Figure 5-4 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**, présente les propriétés utilisées dans la modélisation.

Tableau 5-2: Propriétés des armatures

Contrainte (MPa)	Déformation plastique
447	0
581	0,17

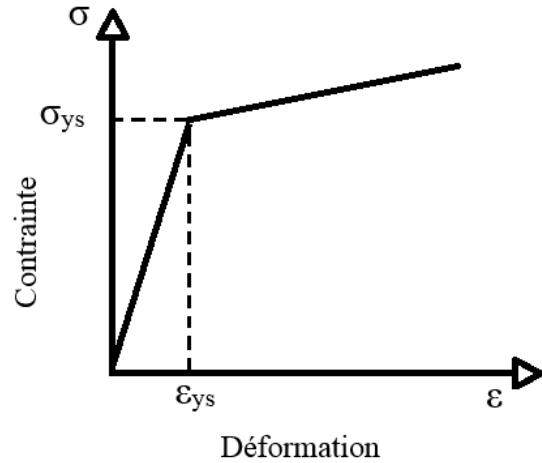


Figure 5-4: loi bilinéaire - armatures

La poutre d'acier est de grade 350W ( $F_y = 350$  MPa) et le modèle utilise une loi bilinéaire tel qu'illustrée sur la Figure 5-5.

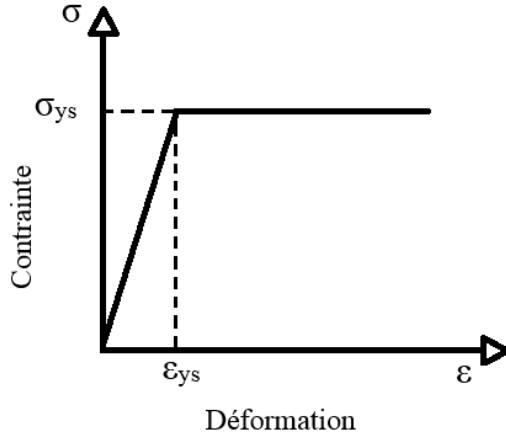


Figure 5-5: Loi bilinéaire – poutre

Les paramètres de la loi de traction adoptée pour modéliser l'acier des connecteurs de cisaillement de type S3L provient de certificats fournis par le fabriquant (Tableau 5-3). Cette loi est modélisée avec une courbe tri-linéaire illustrée sur la Figure 5-6.

Tableau 5-3: Propriétés des goujons

Contrainte (MPa)	Déformation plastique
400	0
500	0,05
500	0,30

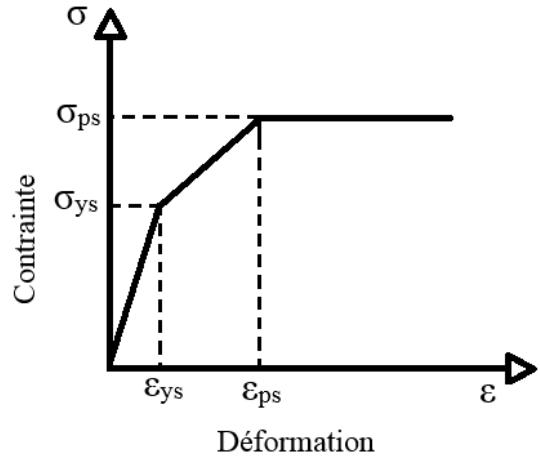


Figure 5-6: Loi tri-linéaire

#### 5.1.4.2 Béton

Le Tableau 5-4 présente les valeurs retenues des essais de caractérisation pour la modélisation.

Tableau 5-4 : Propriétés des bétons

Propriétés	BO	BFHP	BFUP
$f'_c$ (MPa)	40	80	160
$E_c$ (MPa)	31 000	35 500	56 000
$\nu$	0,26	0,24	0,21
$f'_t$ (MPa)	3,42	4,46	4,80

#### 5.1.4.2.1 Loi comportementale en traction du BFHP

La loi post-pic utilisée dans les modèles provient des travaux de Nicola Cordoni (Cordoni, 2015), étant donné que nous avions à tout fait pratiqué le même BFHP et que les essais de traction d'os effectués pour cette recherche ne représentent pas le comportement réel du BFHP en traction. La Figure 5-7**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**, illustre cette loi de comportement.

Tableau 5-5 : Loi de traction du BFHP (Cordoni, 2015)

Identification	w (mm)	Modèle (MPa)
$f'_t$	0	4,50
$\sigma_{0,02}$	0,02	3,60
$\sigma_{0,1}$	0,1	4,50
$\sigma_{0,3}$	0,3	4,50
$\sigma_{1,0}$	1,0	2,90
$\sigma_{2,0}$	2,0	0,78
$\sigma_{10}$	10	0

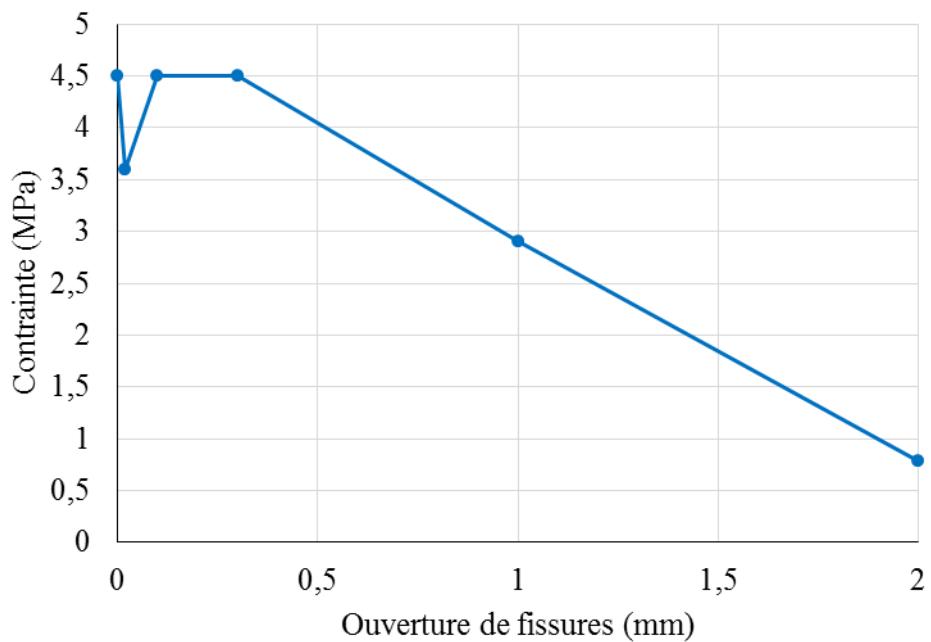


Figure 5-7 : Loi post-pic en traction du BFHP (Cordoni, 2015)

#### 5.1.4.2.2 Loi comportementale en traction du BFUP

La loi utilisée pour la modélisation du BFUP provient des essais de traction d'os réalisés lors de la campagne expérimentale. Cependant, les essais de traction d'os pour les spécimens en BFUP ne

sont pas tous représentatifs du matériau tel qu'expliqué dans la section 4.1.1.2.1. De ce fait, la moyenne est effectuée avec les deux os qui représentent le mieux le matériau, soit Os-1.3 et Os-2.3 de la phase II. Afin de prendre en compte l'orientation des fibres, une réduction de 50% est effectuée aux contraintes en post-pic. Pour le pré-pic, une réduction de 50% appliquée sur les déformations et les contraintes (Delsol, 2012). La Figure 5-8 illustre les courbes comportementales du BFUP en traction.

Tableau 5-6 : Loi pré-pic en traction du BFUP

Identification	Moyenne Exp.		Réduit – MEF	
	$\epsilon$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	$\sigma$ (MPa)	$\epsilon$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	$\sigma$ (MPa)
-	170	6,00	85	3,00
P1	500	8,94	250	4,47
P2	2400	9,60	1200	4,80

Tableau 5-7 : Loi post-pic en traction du BFUP

Identification	w (mm)	Moyenne Exp. (MPa)	Réduit – MEF (MPa)
-	0	9,60	4,80
P3	0,2	8,76	4,38
P4	1,0	5,79	2,90
P5	1,5	4,45	2,23
P6	2,5	2,62	1,31
P7	5,0	0,58	0,29

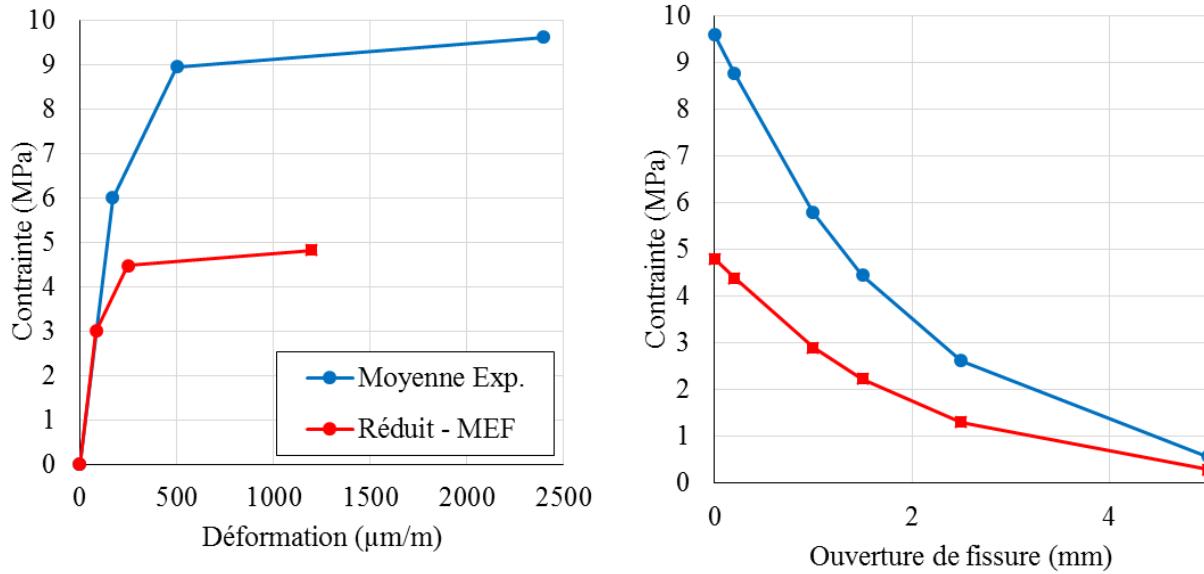


Figure 5-8 : Loi comportementale du BFUP en traction

Note : Les valeurs ci-dessous sont à considérer avec prudence étant donné que les essais de caractérisations ne représentent pas parfaitement la réalité en plus que les propriétés de traction n'influencent pas le comportement du modèle numérique.

## 5.2 Validation du modèle numérique

Le modèle a été élaboré principalement pour représenter le comportement des connecteurs de cisaillement de type goujon dans le BFUP. Pour valider celui-ci, les essais en laboratoire effectués avec le montage ajusté (phase II) sont utilisés comme points de comparaison. La courbe de glissement relatif est utilisée afin de comparer le comportement global tandis que l'état des contraintes permet de visualiser le mode de rupture.

### 5.2.1 Comportement global des modèles avec joint en BFUP

Les essais F8-G0-B à F8-G100-C présentés précédemment possèdent 8 goujons en disposition standard dans le BFUP. La Figure 5-9 présente la comparaison entre les courbes expérimentales et celles numériques pour le glissement relatif. Le glissement relatif a été obtenu dans les

modélisations en effectuant la différence entre deux points de mesures, soit un sur la poutre et l'autre sur le joint.

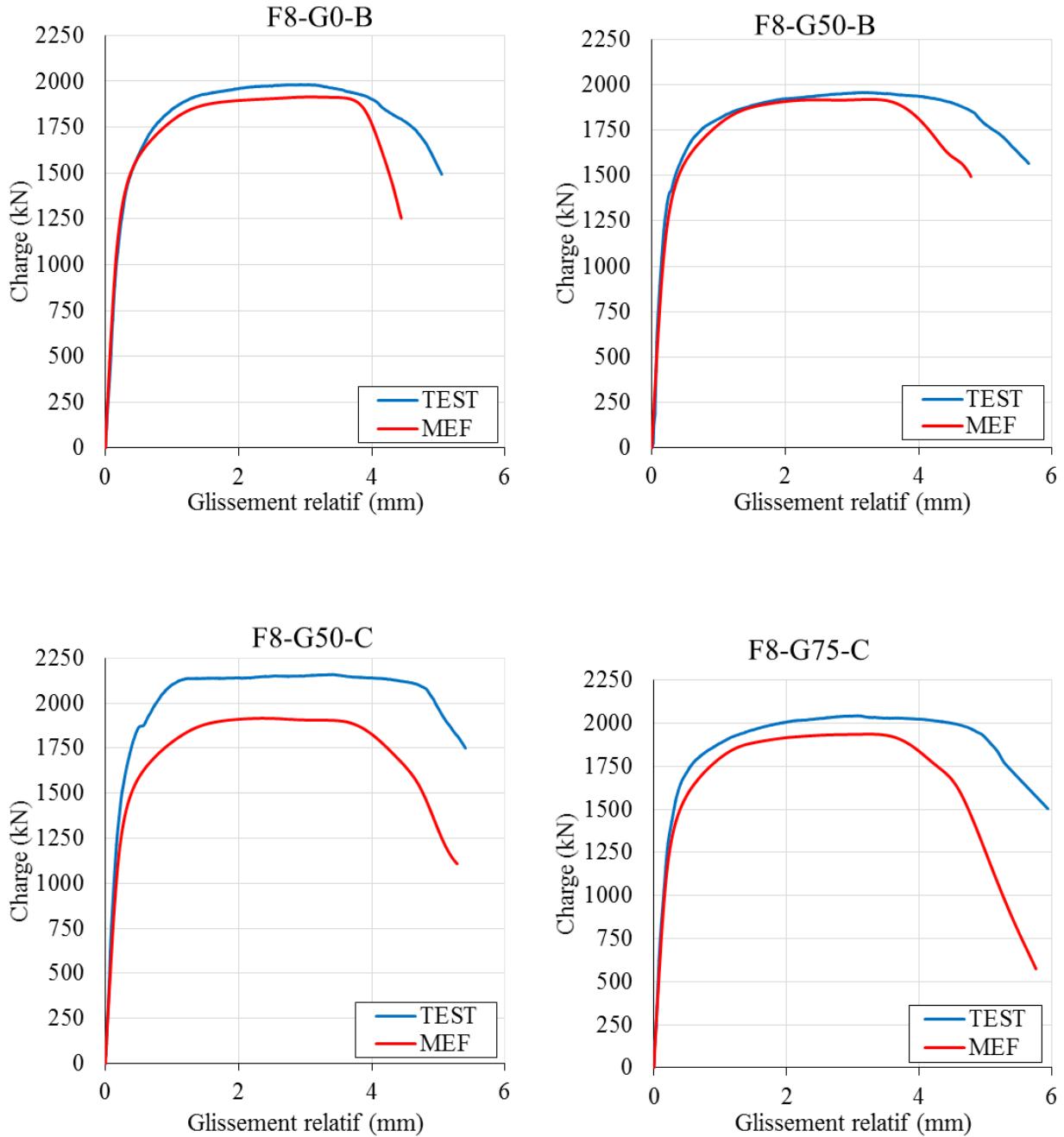


Figure 5-9: Comportement global - F8-G0-B à F8-G100-C

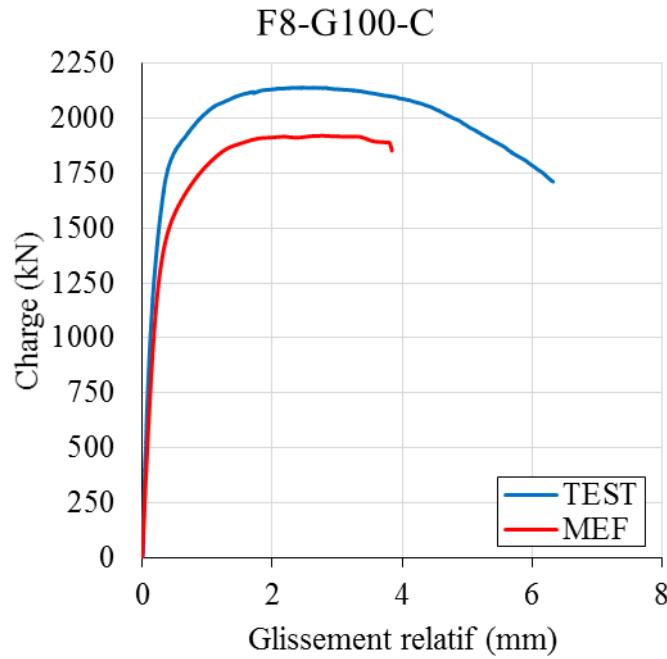


Figure 5-9: Comportement global - F8-G0-B à F8-G100-C (suite)

Les figures ci-dessus démontrent que les modèles reproduisent bien le comportement global et la ductilité (mode de rupture) des spécimens conçus selon une disposition standard des goujons dans le BFUP. La partie linéaire de la modélisation ce superpose à celle des essais, ce qui démontre la capacité du modèle à reproduire la rupture des goujons.

### 5.2.2 Mode de rupture des modèles avec joint en BFUP

La section suivante présente l'état des contraintes dans le modèle numérique quelques instant avant la rupture sur une coupe effectuée au milieu des connecteurs. Les dommages du béton sont illustrés avec la contrainte résiduelle, donc lorsque cette valeur est nulle cela signifie que l'élément est mort et la contrainte de compression (S22). Dans le cas présent, les éléments de béton, sous les goujons, qui ont une contrainte résiduelle (SDV13) nulle sont considérés comme complètement écrasés. La contrainte de traction (S11) et la contrainte de cisaillement (S12) sont utilisées afin de visualiser l'endommagement des goujons avec une échelle illustrant les zones plastifiées,  $F_u$  pour la traction

et  $0,6 F_u$  pour le cisaillement. Les contraintes  $S_{11}$  sont orientées dans le sens longitudinal des goujons (axe X global sur la figure 5.3). Les contraintes de cisaillement  $S_{12}$  sont selon les axes globaux XY (figure 5.3).

La Figure 5-10 et la Figure 5-11 présentent l'état des contraintes dans les goujons tandis que la Figure 5-12 et la Figure 5-13 présentent celles dans le béton. Le paramètre SDV13 sur la Figure 5-12 indique l'état de dommage du béton en exprimé en contrainte résiduelle post-fissuration. La contrainte  $S_{22}$  sur la Figure 5-13 est donnée dans la direction Y correspondant à la direction de la force appliquée.

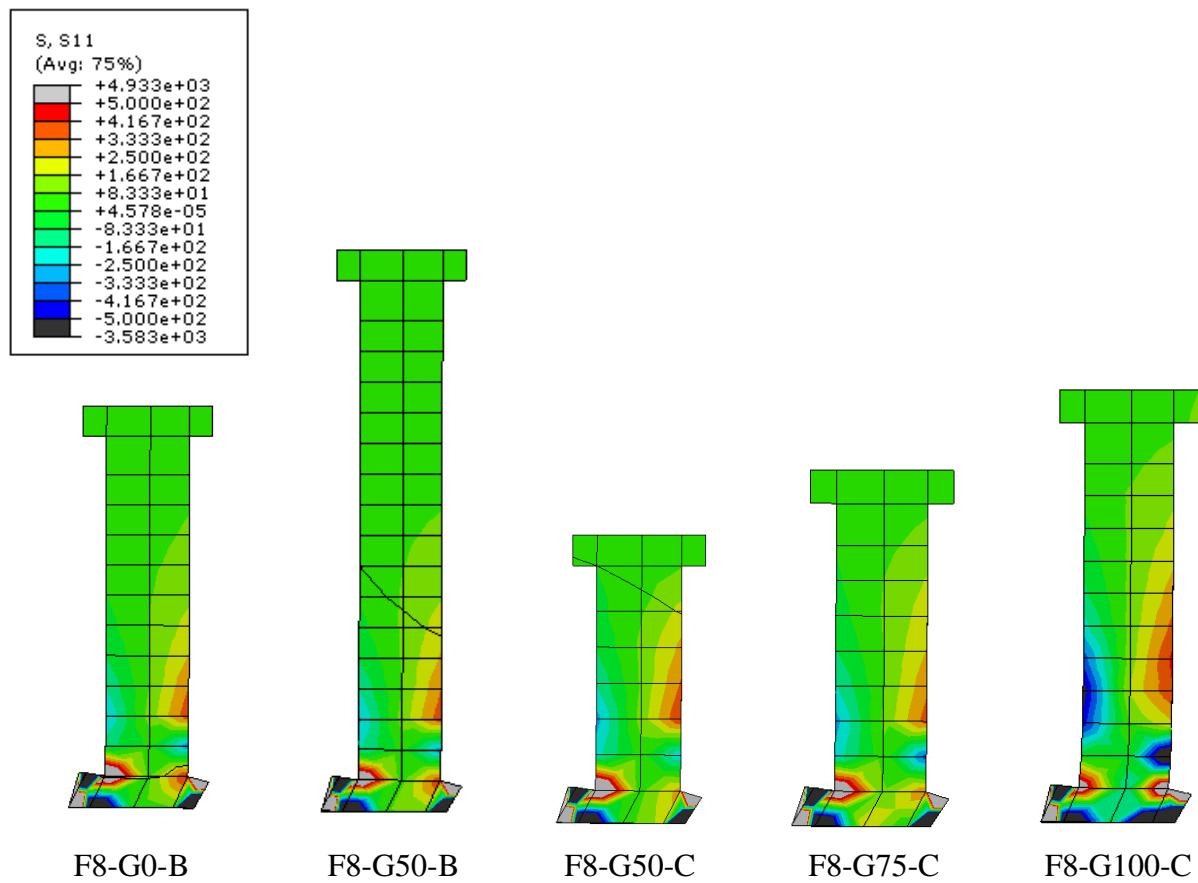


Figure 5-10: Contraintes longitudinales ( $S_{11}$  - MPa)

Note : les lignes diagonales proviennent de l'affichage du logiciel.

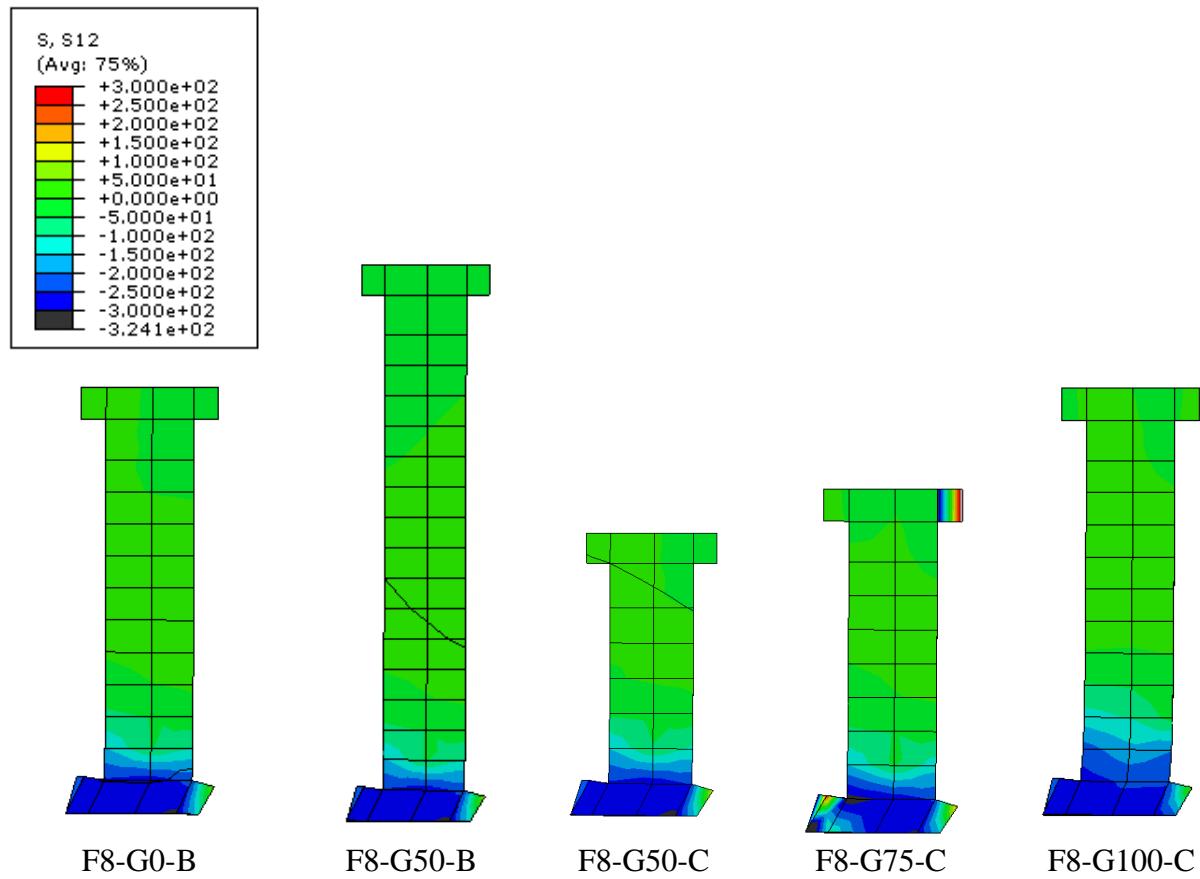


Figure 5-11: Contrainte de cisaillement (S12 - MPa)

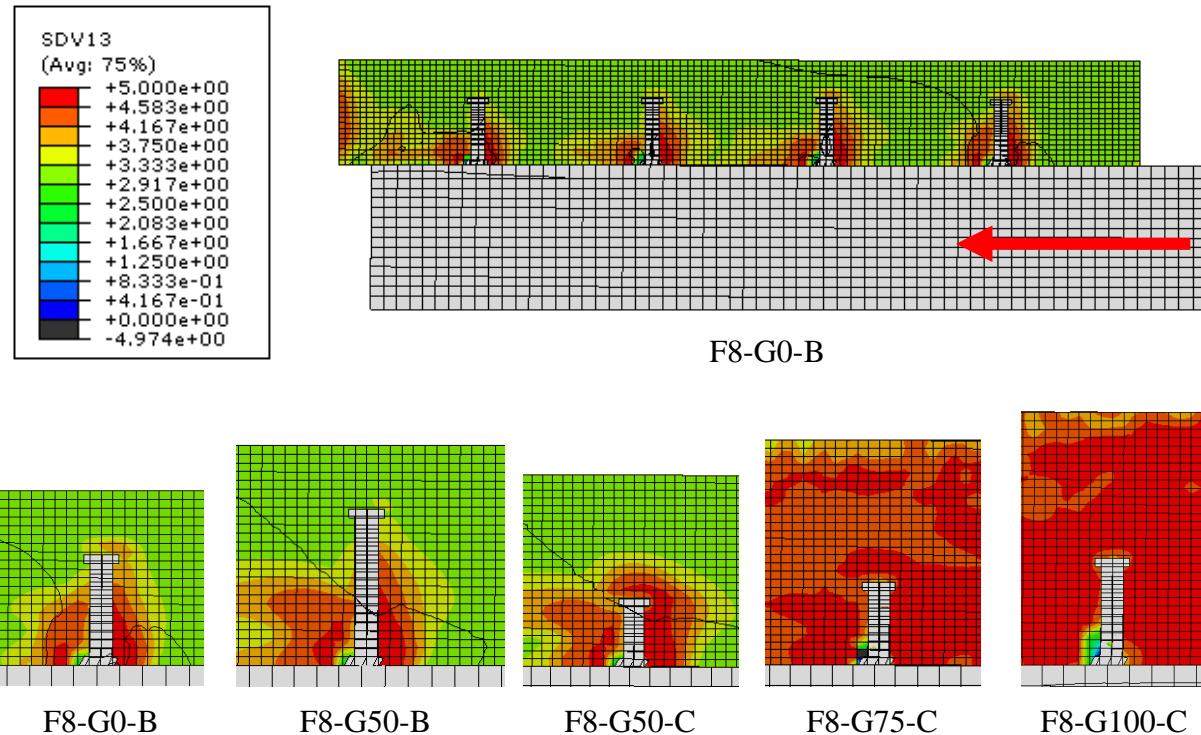
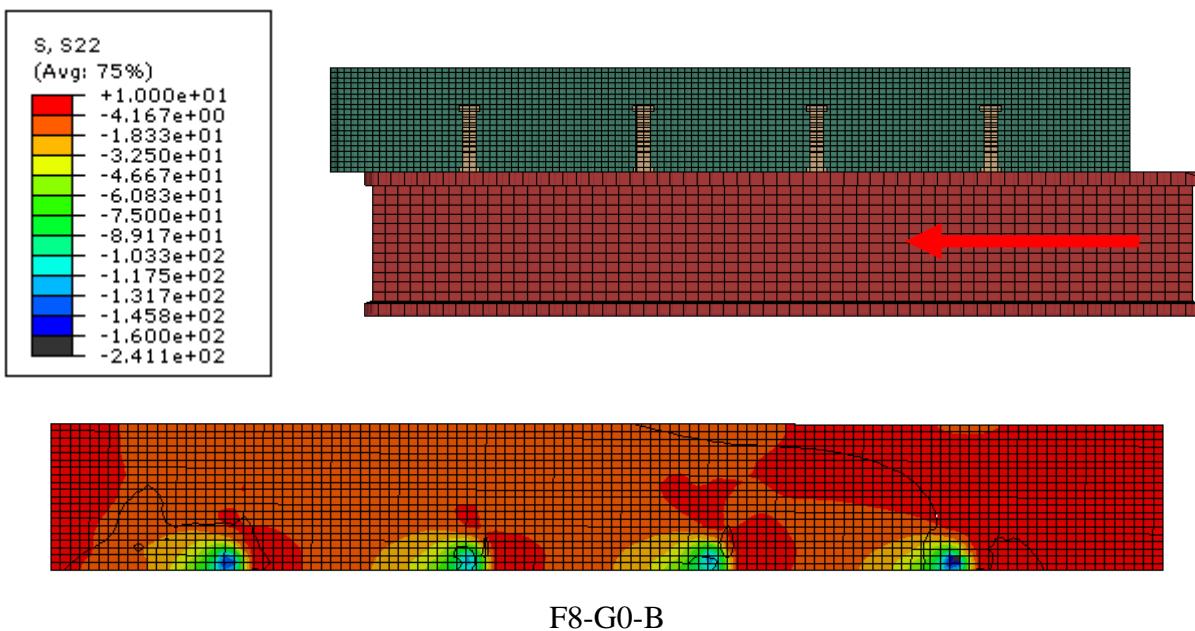


Figure 5-12: Contrainte résiduelle (SDV13 - MPa)



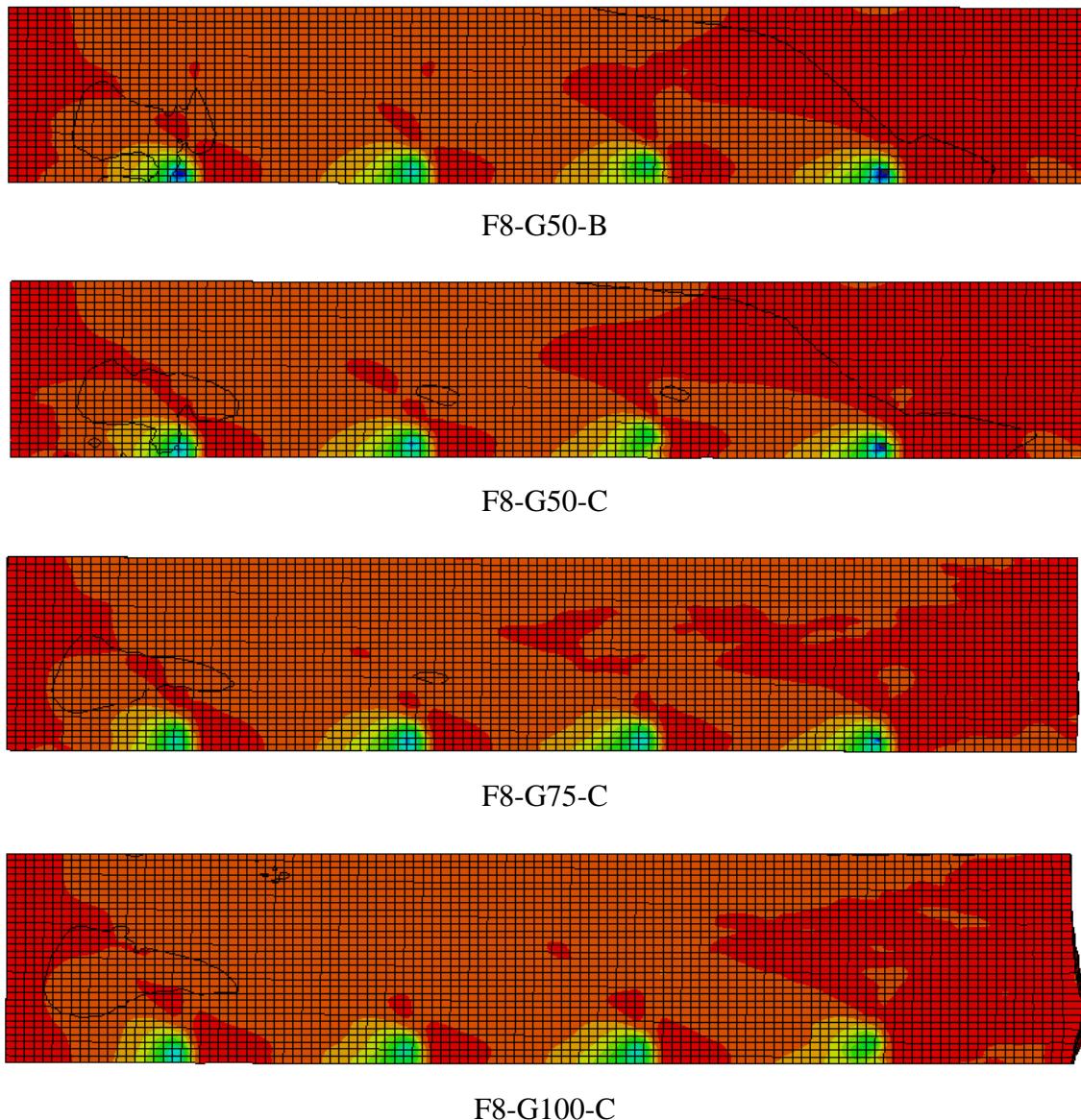


Figure 5-13: Contrainte de compression (S22 - MPa)

En analysant l'état des contraintes dans les modèles avec joint en BFUP, on constate que le béton ne subit pas de dommage important et que le goujon se rompt en traction avec une importante contrainte de cisaillement tel que perçu en laboratoire lors de la phase expérimentale.

## 5.3 Limite du modèle numérique

La section suivante présente les limites du modèle numérique.

### 5.3.1 Comportement global des modèles avec dalle en BO et/ou BFHP

Les connecteurs de cisaillements de type goujon ne se comportent pas de la même manière dans un matériau tel qu'un BO ou un BFHP que dans un BFUP en raison de sa résistance en compression élevée. La Figure 5-14 présente la comparaison entre les courbes expérimentales et celles numériques pour le glissement relatif.

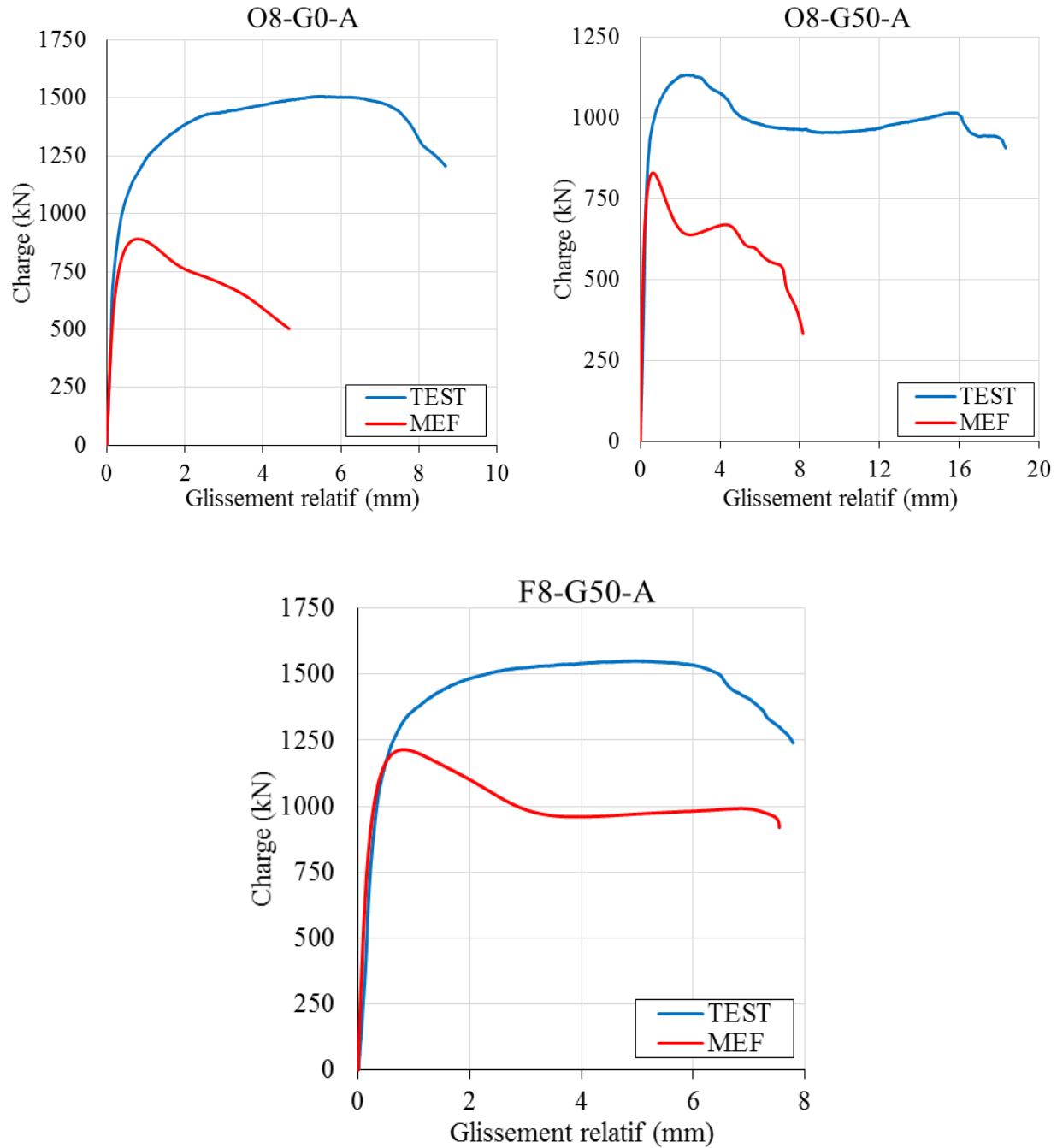


Figure 5-14 : Limite du modèle dans un BO et/ou BFHP

Les figures ci-dessus démontrent que le modèle n'est pas en mesure de reproduire le comportement global de la structure pour les connecteurs de cisaillement dans le BO et/ou BFHP.

### 5.3.2 Mode de rupture des modèles avec dalle en BO et/ou BFHP

La section suivante présente l'état des contraintes dans le modèle numérique quelques instant avant la rupture sur une coupe effectuée au milieu des connecteurs. Les dommages du béton sont illustrés avec la contrainte résiduelle, donc lorsque cette valeur est nulle cela signifie que l'élément est mort et la contrainte de compression (S22). Dans le cas présent, les éléments de béton, sous les goujons, qui ont une contrainte résiduelle (SDV13) nulle sont considérés comme complètement écrasés. La contrainte de traction (S11) et la contrainte de cisaillement (S12) sont utilisées afin de visualiser l'endommagement des goujons avec une échelle qui illustre les zones plastifiées,  $F_u$  pour la traction et 0,6  $F_u$  pour le cisaillement.

La Figure 5-15 et la Figure 5-16 présentent l'état des contraintes dans les goujons tandis que la Figure 5-17 et la Figure 5-18 présentent celle dans le béton.

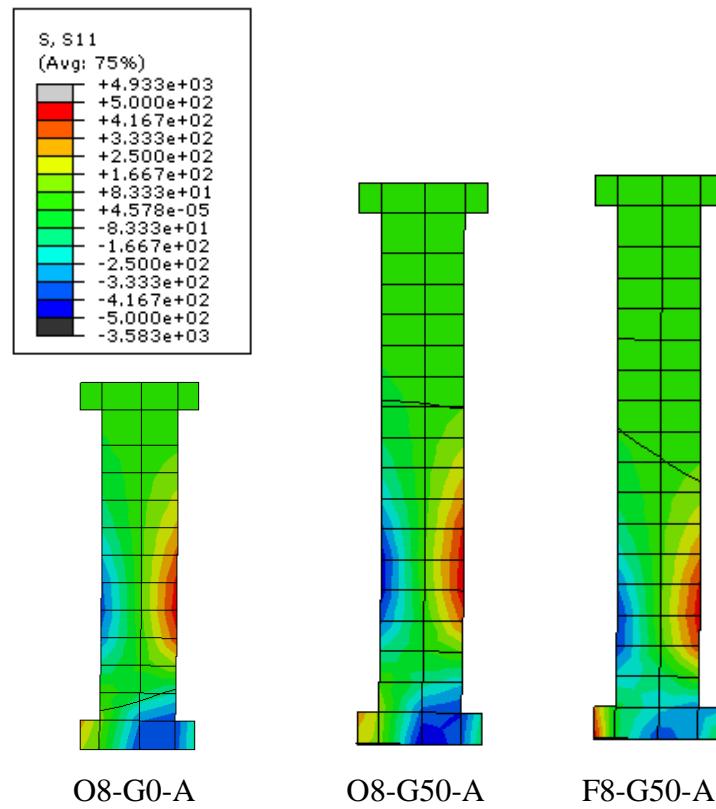


Figure 5-15: Contrainte de traction (S11 - MPa)

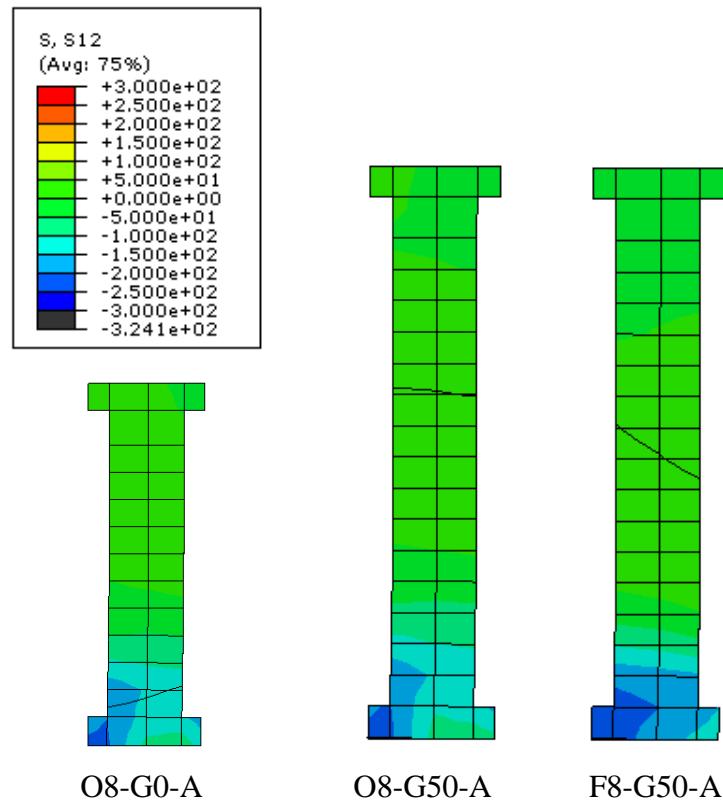


Figure 5-16: Contrainte de cisaillement (S12 - MPa)

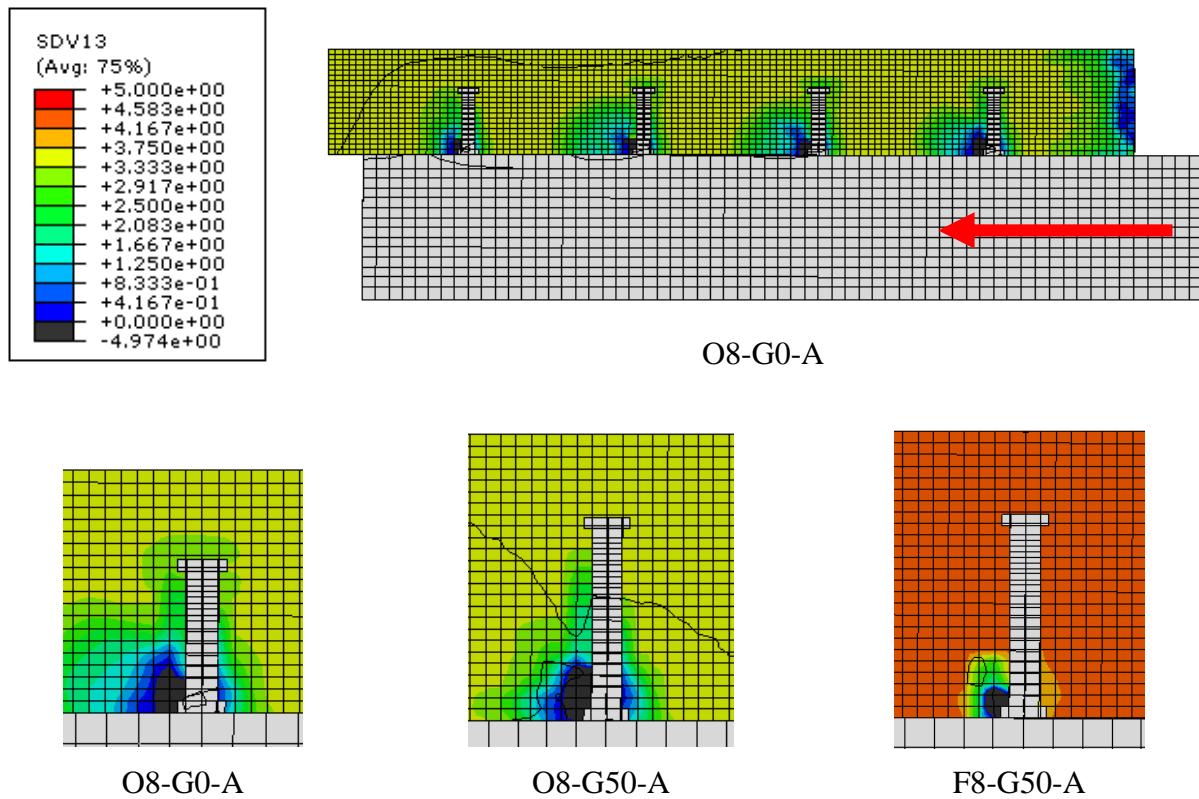


Figure 5-17: Contrainte résiduelle (SDV13 - MPa)

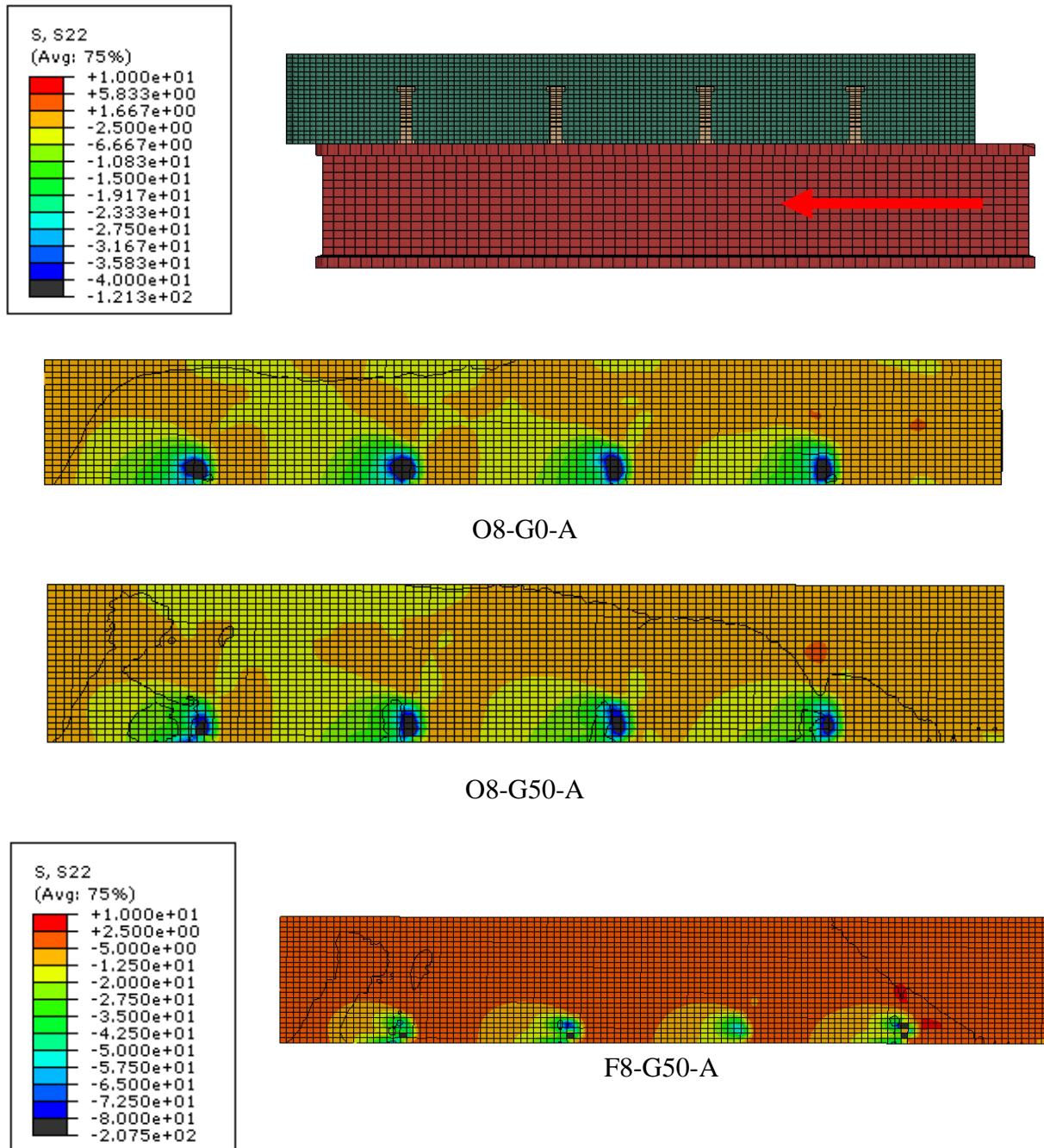


Figure 5-18: Contrainte de compression (S22 - MPa)

En analysant les contraintes des modèles en BO et en BFHP, on observe que la rupture du modèle est contrôlée par la résistance en compression du béton et non la résistance des goujons. La loi

comportemental post-pic en compression du béton n'est pas très bien connue et est encore à étudier afin de bien la modéliser selon le confinement (Aubrée, 2014). Afin de percevoir l'impact de ce manque au niveau de la modélisation, on ajoute un artifice au modèle qui est d'augmenter la résistance en compression du béton. En augmentant la résistance du BFHP à 120MPa, on obtient les résultats présentés à la Figure 5-19.

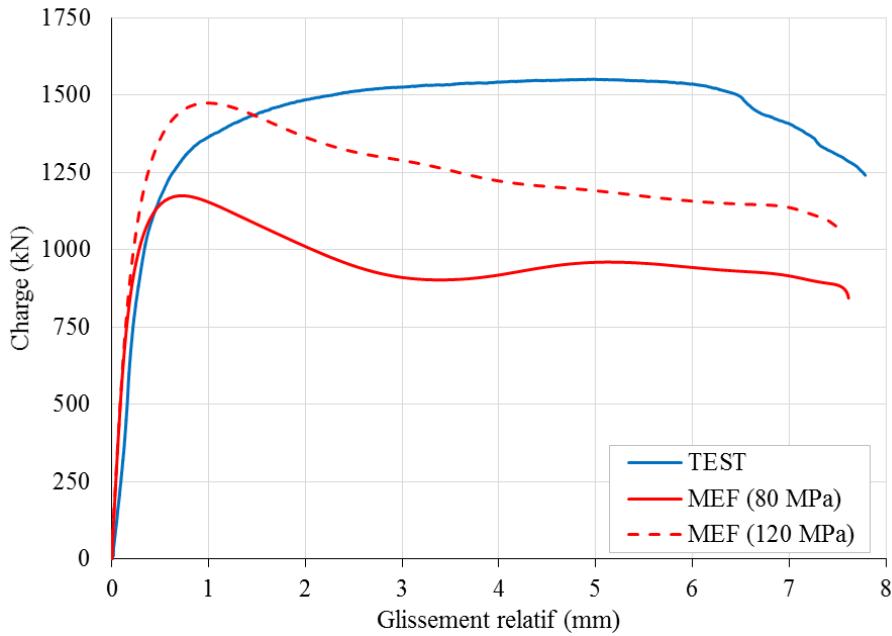


Figure 5-19: F8-G50-A (avec et sans l'artifice)

Malgré l'artifice le mode de rupture du modèle n'est pas le même que l'essai en laboratoire. En laboratoire il y a rupture par traction des goujons combiné à l'écrasement du béton. Il est possible que le fait de noyer les goujons dans le béton ait comme effet de rendre difficile une analyse où il y a des dommages considérables au niveau du béton.

Ceci pourrait être corrigé en remplaçant la contrainte « embedded » par des propriétés de contact permettant au goujon de glisser par rapport au béton qui subit des déformations beaucoup plus importantes que pour le BFUP. Ces propriétés de contact devraient être calibrées pour chaque type de matériau.

### 5.3.3 Modèle avec joint en BFUP et 16 goujons

D'autres parts, lors de la phase II de la campagne expérimentale un essai a été réalisé avec 16 goujons afin d'évaluer la possibilité de regrouper les goujons. Ce regroupement a eu des effets importants au niveau du mode de rupture et sur l'interface du joint froid entre le BFUP et le BRF. La Figure 5-20 présente la comparaison entre le modèle et l'essai en laboratoire au niveau comportement global avec le glissement relatif pour le spécimen F16-G75-C.

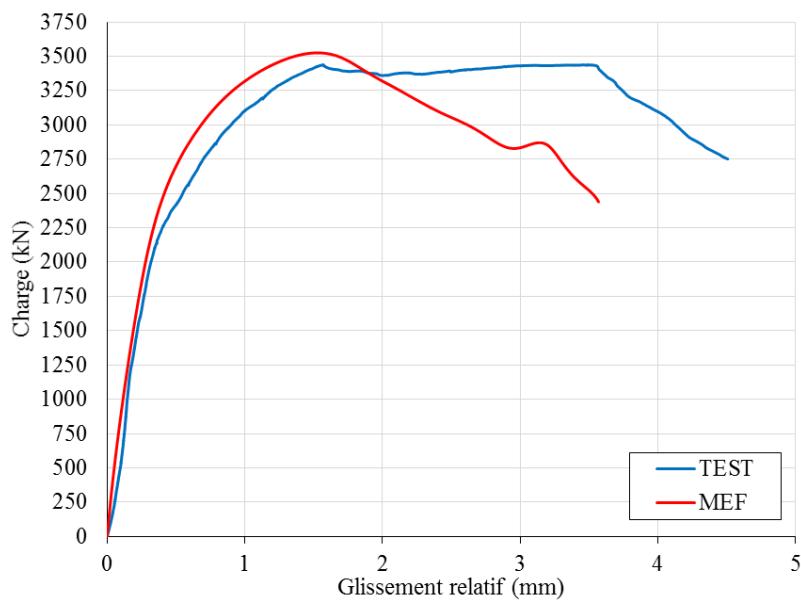


Figure 5-20 : Limite du modèle pour les regroupements de goujon

Le modèle ne parvient pas à représenter le comportement global de l'essai en laboratoire en raison de l'hypothèse que les joints froids sont « tie ». Le mode de rupture en laboratoire est le cisaillement au joint longitudinal ce qui est impossible de reproduire dans le modèle avec une contrainte « tie ».

## 5.4 Conclusions sur les modèles

Bref, le modèle élaboré représente convenablement le comportement des connecteurs de cisaillement de type goujon dans le BFUP lors de la phase élastique. De même pour la phase plastique malgré les légères différences, le mode de rupture (comportement global) est représentatif de la réalité. Le modèle comporte certaines limites au niveau de l'écrasement du béton sous le

goujon (loi post-pic en compression) et de la modélisation du mode de rupture par cisaillement du joint froid.

Afin de parvenir au modèle retenu, plusieurs hypothèses ont été étudiées, donc la section suivante fait un bref résumé.

1. Appliquer la contrainte « embedded » sur une portion « x » du goujon en fonction de son élancement et du type de béton.

Ex. : Plus le goujon est élancé, plus courte est la portion « embedded », car il est plus flexible qu'un goujon trapu. De même, plus le béton est rigide (BFUP), plus la contrainte « embedded » va jusqu'à la base du goujon en comparaison avec un béton plus souple (BO).

Ce type de modélisation engendre une concentration des efforts à l'endroit où la contrainte arrête ce qui fausse les résultats de la modélisation.

2. Appliquer la contrainte « embedded » au niveau de la soudure.

Dans le modèle retenue, la soudure n'est pas considérée « embedded », car lorsqu'elle l'est, la résistance du modèle augmente grandement étant donné que la soudure modélisée n'est pas exactement celle de la réalité en terme de dimension. De plus, il est faux de dire que le goujon est « embedded » dès le premier millimètre dans le BFUP malgré ses excellentes propriétés.

3. Faire un vide dans le béton pour recevoir le goujon complet ou en partie selon l'élancement comme au premier point.

Dans le modèle effectué avec le vide complet, la tête du goujon n'était pas en mesure de transférer les efforts. Donc une version avec la tête « embedded » et une cavité fonction de l'élancement et du type de béton a été étudié. Toutefois ceci engendre comme expliqué précédemment une faiblesse à la jonction.

## CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

### 6.1 Retour sur les objectifs

L'objectif général de ce projet était d'analyser le comportement des connecteurs de cisaillement dans le béton fibré à ultra-haute performance (BFUP 2%). Les objectifs de cette recherche se divisent ainsi :

- étudier le comportement des connecteurs de cisaillement dans un BFUP;
- étudier la possibilité de positionner les goujons sous le lit inférieur d'armature transversale de la dalle afin d'éliminer la congestion;
- étudier le mode de défaillance d'une structure mixte acier-béton préfabriquée utilisant des joints en BFUP;
- étudier l'influence de l'élancement des goujons sur leur comportement;
- effectuer des recommandations pour la conception et la construction de ce type de système.

### 6.2 Conclusions

#### 6.2.1 Générales

Dans le cadre de ce projet un montage expérimental visant à étudier le comportement des systèmes de poutres mixtes de pont a été développé. Ce montage a permis de mettre en évidence des modes de rupture caractéristiques des connexions utilisées pour les ponts qui n'auraient pas pu être observées si les essais standardisés avaient été utilisés.

L'étude expérimentale a démontré que dans le cas d'une construction mixte, la connexion de cisaillement dans des joints en BFUP 2% par volume offre une performance supérieure à une dalle conventionnelle en BO. De plus, le positionnement des goujons à  $\pm 20$  mm sous le lit d'armatures inférieures est possible dans un BFUP sans utiliser les armatures supplémentaires en U prescrites par le MTQ. L'élancement des goujons n'a pas d'impact considérable sur le comportement des

spécimens en BFUP. Toutefois la présence d'un gousset influence grandement le comportement des structures avec une dalle en BO.

L'étude numérique a confirmée certaines observations expérimentales. Toutefois, les analyses réalisées ont illustré la complexité et les limites des modèles existants pour bien caractériser le comportement des zones de connexions où plusieurs phénomènes se chevauchent et superposent. La robustesse du modèle pour reproduire objectivement le comportement de ces zones devrait être améliorée.

## 6.2.2 Programme expérimental

La phase I, malgré les imperfections du montage, a permis de démontrer l'efficacité des armatures supplémentaires en U en comparant la rupture des spécimens F8-G100-D et F8-G100-DU. L'ajout des barres en U permet d'assurer un lien de qualité entre la dalle et les goujons en réduisant la fissuration dans le béton, et ce, même en présence d'efforts de traction localisés qui étaient introduits par le montage. Toutefois les spécimens de la phase II avec des joints en BFUP et qui n'avaient pas cette armature supplémentaire ont présenté une résistance excédant la capacité théorique. Les armatures en U ne sont donc pas requises dans les joints en BFUP.

Les résultats des essais de la phase II permet de tirer les conclusions suivantes.

- La présence d'un gousset de seulement 50 mm pour une dalle en BO a conduit à une rupture prématuée et à une résistance moindre que prédit par les équations du code S6 alors que le spécimen testé en l'absence d'un gousset a atteint la résistance prédicta par le Code. On peut donc conclure que le terme qui exprime la résistance du béton pour les connecteurs de cisaillement n'est valide que pour une dalle coulée directement sur la semelle de la poutre sans gousset.
- Dans le cas d'une dalle en BFHP avec un dosage en fibre important ( $80 \text{ kg/m}^3$  dans le cas présent), la pleine capacité des goujons a pu être atteinte même en présence d'un gousset de 50 mm étant donné la ductilité amenée par le béton fibré.

- La résistance à l'ultime des goujons dans le BFUP est supérieure à celle dans le BO et le BFHP en raison de la faible déformabilité qui permet de développer un plus grand effort de frottement. Au stade des connaissances actuelles, et vu le faible nombre de spécimens testés, il est recommandé de ne pas considérer cet accroissement de résistance, la résistance en traction des goujons demeurant le mode de résistance à adopter.
- La position des goujons par rapport au lit d'armatures inférieures transversales de la dalle n'a pas d'impact sur la résistance des joints en BFUP. Il est donc envisageable de concevoir des ponts avec des connecteurs sous les armatures mais au-dessus du dessous de la dalle.
- La connexion dans un joint en BFUP est un peu moins ductile que celle d'une dalle conventionnelle en BO ou en BFHP mais demeure tout de même importante.
- Les regroupements de goujons n'ont pas affecté la résistance du joint. Toutefois le mode de rupture en cisaillement longitudinal dans l'interface entre la dalle et le joint en BFUP a fait ressortir l'importance de vérifier ce mode de rupture. Cet aspect n'est pas abordé dans cette étude mais devra être considéré dans les recommandations finales du projet.

### 6.2.3 Analyses numériques

Les analyses numériques mènent aux conclusions suivantes.

- Le comportement global des connexions avec 8 goujons dans le BFUP est bien représenté par la modélisation.
- Les propriétés en traction des bétons influencent la résistance en présence d'un gousset mais les résultats des modèles indiquent que c'est la résistance et la ductilité en compression du béton en butée qui assurent que les goujons pourront se déformer et conférer la ductilité au système.
- Le comportement post-pic du béton en compression obtenue avec le logiciel EPM3D ne permet pas de simuler la ductilité observée expérimentalement, ce qui n'a pas permis d'obtenir des résultats satisfaisants. Cet aspect du modèle de béton devra être amélioré.

### 6.3 Recommandations

Ce projet de recherche au sujet des connecteurs de cisaillement type S3L dans des joints en BFUP 2% pour des dalles préfabriquées, mène aux recommandations suivantes.

- Les armatures supplémentaires ne sont pas requises pour les joints en BFUP 2% lorsque la distance entre le goujon et l'armature est de  $\pm 20$  mm.
- Le terme associé à la résistance du béton dans le calcul de la résistance d'un goujon ( $q_r = 0,5\phi_{sc}A_{sc}\sqrt{f'_cE_c} \leq \phi_{sc}F_uA_{sc}$ ) est à revoir en présence d'un gousset dans un béton conventionnel sans fibres.
- Étudier les propriétés de frottement entre les BFUP et l'acier et/ou le béton afin d'optimiser les modélisations.
- Étudier le mode de rupture en cisaillement longitudinal au joint froid entre la dalle et le joint de BFUP.
- Développer des systèmes de connections mieux adaptés au BFUP.
- Le modèle EPM3D devrait être amélioré pour mieux reproduire le comportement post-pic des bétons.
- Valider avec les EF le comportement à la fatigue des goujons dans le BFUP.
- Utiliser les EF validés pour faire une étude paramétrique pour étendre la portée de l'étude, pour le BO avec goussets, etc.

## BIBLIOGRAPHIE

ABAQUS. (2010). *Analysis User's Manual Version 6.10*. Providence, RI, USA: Dassault Systèmes Simulia Corp.

ABAQUS. (2010). *CAE User's Manual Version 6.10*. Providence, RI, USA: Dassault Systèmes Simulia Corp.

An, L., & Cederwall, K. (1996). Push-out Tests on Studs in High Strength and Normal Strength Concrete. *Journal of Constructional Steel Research* Vol. 36 No.1, 15-29.

Association Canadienne de Normalisation. (2014). *CAN/CSA-A23.2-13C-14, Détermination de la résistance à la traction par écrasement latéral d'éprouvettes de béton cylindriques*. Mississauga, Ontario, Canada: CSA Internationnal.

Association Canadienne de Normalisation. (2014). *CAN/CSA-S6-14, Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Toronto, Ontario, Canada: CSA Internationnal.

Association Canadienne de Normalisation. (2014). *CAN/CSA-S6-14, Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Toronto, Ontario, Canada: CSA Internationnal.

Association Française de Génie Civil. (2013). *Béton fibrés à ultra-hautes performances - Recommandations provisoires*.

ASTM C 1550. (2013). *Standard Test Methods for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel)*.

ASTM C 78. (2010). *Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)*.

Aubrée, N. (2014). *Caractérisation du comportement post-pic en compression du béton armé et non armé, et extension au béton renforcé de fibres*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

Beaurivage, F. (2009). *Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

Braike, S. (2007). *Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à ultra haute performance*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

Brühwiler, E. (2014). *Recommandations pour la conception, construction et maintenance d'ouvrages d'arts à faible entretien*. Suisse: École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL).

CAN/CSA-A23.2-8C-14. (2014). *Flexural Strength of Concrete (Using a Simple Beam with Third Point Loading)*.

Charron, J.-P. (2011). Bétons de fibres courants vers les Bétons de fibres ultra performants. Dans *Notes de cours: Technologie du béton*. Montréal, Québec, Canada.

Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2015). *SR15-01: Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables*. Montréal, Québec, Canada: Département de génie civil, géologique et mines.

Cordoni, N. (2015). *Design of precast and prestressed steel fibre reinforced concrete t-girders*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

Culmo, P. M. (2009). *Connection Details for Prefabricated Bridge Elements and Systems*. FHWA.

de Montaignac, R. (2011). *Analyse du comportement d'élément fléchis en béton renforcé de fibres métalliques: du matériau à la structure*. Ph.D, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

de Montaignac, R., Massicotte, B., & Charron, J.-P. (2011). Finite Element Modeling of SFRC Members in Bending. *Cement and Concrete Research*.

de Montaignac, R., Massicotte, B., Charron, J.-P., & Nour, A. (2011). Design of SFRC Structural Elements: Post-Cracking Strength Measurement. *Materials and Structures*.

Delsol, S. (2012). *Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques*. M.Sc.A., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

Denarié, E. (2004). *Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP) - Fondements, propriétés et applications structurales*. École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.

EN 14651. (2005). *Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)*. Brussels: European Committee for Standardization.

European Committe for Standardization. (2004). *EN 1994, Design of composite steel and concrete structures*.

FHWA. (2006). *FHWA-HRT-06-103: Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete*.

FHWA. (2011). *FHWA-HRT-11-038: Ultra-High Performance Concrete*.

FHWA. (2012). *FHWA-HRT-12-042: Ultra-High Performance Concrete Composite Connctions for Precast Concrete Bridge Decks*.

FHWA. (2012). *FHWA-HRT-12-064: Compression Response of a Rapid-Strengthening Ultra-High Performance Concrete Formulation*.

FHWA. (2014). *FHWA-HRT-14-084: Design and Construction of Field-Cast UHPC Connections*.

Hegger, J., Sedlacek, G., Doinghaus, P., & Trumpf, H. (2001). Studies on the ductility of shear connectors when using high-strenght steel and high-strenght concrete. *Proceedings pro021 : International RILEM Symposium on Connections between Steel and Concrete*, 1025-1045.

Issa, M., Idriss, A., Kaspar, I., & Khayyat, S. (1995). Full depth precast and precast, prestressed concrete bridge deck panels. *PCI Journal* 40, 59-80.

Kim, J.-S., Kwark, J., Joh, C., Yoo, S.-W., & Lee, K.-C. (2015). Headed stud shear connector for thin ultrahigh-performance concrete bridge deck. *Journal of Constructional Steel Research* 108, 23-30.

Luo, Y., Hoki, K., Hayashi, K., Nakashima, M., & M.ASCE. (2015). Behavior and Strength of Headed Stud-SFRCC Shear Connection. I: Experimental Study. *Journal of Structural Engineering*.

Luo, Y., Hoki, K., Hayashi, K., Nakashima, M., & M.ASCE. (2015). Behavior and Strength of Headed Stud-SFRCC Shear Connection. II: Strength Evaluation. *Journal of Structural Engineering*.

Massicotte, B., & Ben Ftima. (2015). *SR15-05: EPM3D-v3.4 – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of concrete structures*. École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

Massicotte, B., Tremblay, V., & Gascon, M. (2016). *SR15-04: Utilisation des dalles pleines préfabriquées en BRF pour la construction et la réparation d'ouvrages d'art - Rapport d'étape*. Montréal, Québec, Canada: Département de génie civil, géologique et mines.

MTQ. (2014). *Manuel de Conception des Structures* (Vol. 1). Québec, Canada.

Naaman, A., & Reinhardt, H. (1996). High performance fibre reinforced cement composites 2 (HPFRCC 2). *Proceedings of the Second International RILEM Workshop*, (pp. 292-329).

Nour, A., & Massicotte, B. (2007). Use of tension softening diagrams for predicting the post-cracking behavior of steel fiber reinforced concrete panels. *Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*, 1533-1540.

Nour, A., Massicotte, B., de Montaignac, R., & Charron, J.-P. (2011). Derivation of a crack opening deflection relationship for fibre reinforced concrete panels using stochastic model: Application for predicting the flexural behaviour of round panels using stress crack opening diagrams. *Journal Cement and Concrete Research*, Vol. 41, No. 9, 964-974.

Rossi, P. (1998). *Les bétons de fibres métalliques*. Paris, France: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.

sia. (2013). *Béton fibré ultra-performant (BFUP): Matériaux, dimensionnement et exécution*. Société suisse des ingénieurs et des architectes.

Tordjman, F. (2012). *Caractérisation mécanique en traction des bétons renforcés de fibres*. M.Ing., École Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada.

Tremblay, V. (2016). *Caractérisation de la jonction longitudinale en BFUP de dalles préfabriquées au niveau d'une poutre*. Montréal, Québec, Canada.

Yudenhfreund, M., Odler, I., & Brunauer, S. (1972). Hardened portland cement pastes of low porosity I. Materials and experimental methods. *Cement and Concrete Research* V, 2, p. 313-330.