

**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL, GÉOLOGIQUE
ET MINES**

**Utilisation des dalles pleines préfabriquées en
BRF pour la construction et la réparation
d'ouvrages d'art – Rapport final**

par :

**B. Massicotte, M. Gascon, V. Tremblay,
S. Verger-Lebœuf**

Soumis à :

Direction des Structures

Ministère des Transports du Québec

SR16-02

Mars 2016

Version finale – Décembre 2017

Utilisation des dalles pleines préfabriquées en BRF pour la construction et la réparation d'ouvrages d'art

Rapport final

Résultats du programme expérimental et recommandations

Rapport de recherche



Mars 2016
Version finale – Décembre 2017

N/R: SR16-02 / P5042
V/R: R769.1

Utilisation des dalles pleines préfabriquées en BRF pour la construction et la réparation d'ouvrages d'art

Rapport final Résultats du programme expérimental et recommandations

Rapport de recherche

par :

Groupe de recherche en génie des structures (GRS)

Département des génies civil, géologique et des mines
École Polytechnique de Montréal

- **Bruno Massicotte, ing., Ph.D.**
Professeur titulaire
- **Maxime Gascon, ing. jr.**
Anciennement étudiant à la maîtrise
- **Véronique Tremblay, ing. jr.**
Anciennement étudiante à la maîtrise
- **Sébastien Verger-Lebœuf, ing. jr.**
Anciennement étudiante à la maîtrise

Soumis à

Direction des Structures
Ministère des Transports du Québec

Mars 2016
Version finale - Décembre 2017

N/R: SR16-02 / P5042
V/R: R769.1

SOMMAIRE

Depuis une vingtaine d'années, l'émergence des bétons fibrés à haute et à ultra-haute performance (BFHP et BFUP) procure aux ingénieurs une combinaison unique de propriétés particulièrement bien adaptées pour améliorer la performance mécanique et la durabilité de certains éléments de structures soumis à des sollicitations mécaniques et environnementales sévères.

Les bétons renforcés de fibres constituent le choix actuel des propriétaires d'ouvrages lorsque la durabilité est requise ou lorsque les coûts de construction et la volonté de réduire la durée des travaux sont priorités. Ces préoccupations trouvent toute leur justification dans le contexte québécois, où les conditions environnementales sont parmi les plus exigeantes de la planète pour les ouvrages d'art, où la durée efficace des chantiers est limitée, et où la remise à niveau du réseau routier amène des entraves à la fluidité de la circulation.

Les connaissances scientifiques actuelles, la qualité des produits disponibles et l'expertise développée ici comme ailleurs permettent d'affirmer que l'utilisation judicieuse des BFHP et des BFUP peut permettre aujourd'hui de construire des ouvrages d'art à un coût initial comparable à celui des approches traditionnelles, avec une durée de vie utile nettement supérieure à celle des ouvrages contemporains et avec une fiabilité accrue.

La préfabrication est fortement utilisée pour des poutres en béton précontraint, de type NEBT ou autre. Toutefois une multitude d'autres possibilités est envisageable tel que des dalles, des piles, des chevêtres, etc. Dans le cas de dalles préfabriquées, la problématique était la durabilité des connexions entre les éléments. Plusieurs concepts et techniques ont été développés à travers le monde. Toutefois, l'utilisation de connexions en béton fibré à ultra-haute performance (BFUP) s'est avérée l'innovation la plus significative pour l'avancement de la préfabrication des dalles. Les BFUP permettent de concevoir des connexions compactes, ductiles et durables.

Ce rapport a présenté les résultats de trois programmes d'essais réalisés afin d'établir les règles de conception et de construction de joints entre dalle préfabriquées. Les résultats des différentes séries d'essais ont permis d'arriver à des conclusions favorables. Dans l'ensemble plusieurs recommandations du *FHWA* se sont avérées justes. Toutefois, surtout pour la fatigue et le comportement des joints longitudinaux entre les poutres, il s'est avéré que les exigences du *FHWA* n'étaient pas suffisantes.

La technologie qui peut être applicable dès maintenant nécessite l'adoption de règles plus exigeantes dans un souci de précaution, tel que spécifié dans les recommandations issues de ce projet de recherche. Des études additionnelles seront toutefois requises pour améliorer la conception des joints afin d'optimiser l'utilisation du BFUP en fonction d'atteindre les standards de performances mécaniques, de durabilité et de coûts anticipés.

TABLE DES MATIÈRES

SOMMAIRE	I
TABLE DES MATIÈRES	II
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	5
1.1 Contexte des infrastructures sécuritaires, économiques et durables	5
1.1.1 Vue d'ensemble	5
1.1.2 Besoin	5
1.1.3 Disponibilité de la technologie	6
1.1.4 Devoir de succès.....	6
1.2 Objectifs généraux du projet de recherche.....	7
1.3 Portée du projet de recherche et du présent document	7
1.4 Organisation du rapport	8
CHAPITRE 2 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX ET FABRICATION DES SPÉCIMENS	9
2.1 Joints au-dessus des poutres	9
2.1.1 Bétons	9
2.1.2 Connecteurs de cisaillement	15
2.1.3 Barres d'armature.....	15
2.1.4 Fabrication des spécimens	16
2.2 Joints dalle-dalle entre les poutres	17
CHAPITRE 3 CISAILLEMENT HORIZONTAL DES JOINTS POUTRE-DALLES PRÉFABRIQUÉES	19
3.1 Contexte	19
3.2 Principe	19
3.2.1 Essai standardisé	19
3.2.2 Conditions réelles	20
3.3 Description des spécimens	23
3.3.1 Géométrie des spécimens	23
3.3.2 Paramètres variables.....	24
3.3.3 Protocole de chargement	28
3.4 Phase I.....	28
3.4.1 Objectifs	28
3.4.2 Caractéristique des spécimens de la phase I.....	28
3.4.3 Montage I.....	28
3.5 Phase II	31
3.5.1 Objectif.....	31
3.5.2 Caractéristiques des spécimens de la phase II.....	31

3.5.3	Montage de la phase II	32
3.6	Résultats Expérimentaux – Phase I	34
3.6.1	Résistances de référence de connecteurs de cisaillement	34
3.6.2	Traitement des résultats	34
3.6.3	Résultats globaux	36
3.6.4	Modes de rupture	38
3.6.5	Sommaire des résultats de la phase I	42
3.7	Résultats expérimentaux – Phase II	44
3.7.1	Résultats globaux	44
3.7.2	Mode de rupture des spécimens de référence en BO	45
	Mode de rupture du spécimen avec dalle en BFHP	46
3.7.3	46	
3.7.4	Modes de rupture des spécimens avec joint en BFUP	49
3.7.5	Mode de rupture du spécimen avec joint en BFUP et 16 goujons	50
3.7.6	Sommaire des essais de la phase II	51
3.8	Sommaire des résultats	53
CHAPITRE 4 FLEXION DES JOINTS AU-DESSUS DES POUTRES		54
4.1	Contexte	54
	Comportement	54
4.2	en moment négatif	54
4.2.1	Programme d'essai	54
4.2.2	Montage	56
4.2.3	Résultats des essais cycliques	57
4.2.4	Résultats des essais statiques à l'ultime	60
4.3	Comportement en moment positif	62
4.3.1	Programme d'essai	62
4.3.2	Montage	63
4.3.3	Résultats des essais cycliques	64
4.4	Résultat de l'essais statique	67
4.5	Sommaire des résultats	68
CHAPITRE 5 ESSAI SUR JOINTS LONGITUDINAUX DALLE-DALLE ENTRE LES POUTRES		70
5.1	Contexte	70
5.2	Programme expérimental	70
5.2.1	Spécimens	70
5.2.2	Montage et instrumentation	71
5.3	Réalisation des essais	73
5.3.1	Généralité	73
5.4	Résultats des essais	73
5.4.1	Résultats généraux	73
5.4.2	Schéma de fissuration	74
5.4.3	Carottage de la dalle et du joint de connexion	76

5.5	Sommaire.....	78
CHAPITRE 6 SOMMAIRE ET RECOMMANDATIONS.....		79
6.1	Rappel des objectifs du projet de recherche et des programmes d'essais.....	79
6.2	Résultats et conclusion des programmes d'essais	80
6.2.1	Effort tranchant horizontal dans le joint dalle-poutre	80
6.2.2	Flexion dans le joint dalle-dalle au-dessus des poutres	80
6.2.3	Flexion dans le joint dalle-dalle entre les poutres.....	81
6.3	Recommandations pour la conception des joints en BFUP	82
6.3.1	Généralités.....	82
6.3.2	Choix du BFUP.....	82
6.3.3	Joints longitudinaux poutre-dalle	82
6.3.4	Joints dalle-dalle au-dessus des poutres.....	83
6.3.5	Joints longitudinaux dalle-dalle entre les poutres	84
6.3.6	Forme et préparation des joints.....	84
6.4	Recommandations pour la poursuite des études.....	85
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS.....		86
CHAPITRE 8 RÉFÉRENCES		87
REMERCIEMENTS.....		89

Chapitre 1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE DES INFRASTRUCTURES SÉCURITAIRES, ÉCONOMIQUES ET DURABLES

1.1.1 VUE D'ENSEMBLE

Les infrastructures de transports, notamment les ouvrages d'art, sont celles pour lesquelles les exigences de construction sont les plus sévères et pour lesquels les standards de conception, de construction et de maintenance doivent être les plus strictes. Historiquement les ponts étaient conçus avec une préoccupation de résistance et d'économie. Cette tendance, encore très dominante avec le mode d'attribution des contrats, s'élargie pour prendre en considération les coûts sur le cycle de vie de l'ouvrage, d'abord pour les coûts directs pour le propriétaire, mais aussi pour les coûts sociaux dans une préoccupation de développement durable. À cet égard, les recherches menées au Québec et ailleurs dans le monde identifient les bétons renforcés de fibres comme étant une avancée technologique qui permet dès aujourd'hui de construire des infrastructures sécuritaires, économiques et beaucoup plus durables que celles construites avec les matériaux usuels. Ces bétons permettent d'éliminer la fragilité des bétons et, dans leur forme la plus performante, rendent la matrice imperméable ductile.

1.1.2 BESOIN

Les infrastructures sont soumises à des sollicitations d'origines intrinsèques, mécaniques (charges externes) et environnementales. Selon l'intensité de ces sollicitations, des déplacements ou des flèches sont observées, différentes fissures sont induites dans le béton, et divers produits de réactions chimiques peuvent se former dans la porosité du béton. L'évolution de la détérioration des éléments structuraux dépend fortement de la qualité du béton utilisé et de son état de fissuration. Le pont de la Concorde en est un exemple : des fissures d'origine volumétriques (gradients thermiques, retrait différentiel, choc thermique, etc.) ont permis l'introduction d'eau chargée de sels qui a, par la suite, conduit à un affaiblissement de l'ouvrage et à son effondrement. Sans heureusement amener à des situations aussi dramatiques dans la grande majorité des situations, la fissuration des bétons non fibrés, même les plus performants, conduira nécessairement à la diminution de l'état des ouvrages avec des répercussions variables selon le béton, l'élément considéré et la présence d'armatures principales.

Les exigences de conception du béton armé et du béton précontraint sont bien adaptées pour contrôler les fissures de flexion et de cisaillement générées par les sollicitations d'origines intrinsèques et mécaniques, et pour résister aux efforts à l'ultime. Cependant, les armatures conventionnelles sont moins performantes pour intervenir en conditions de service pour contrôler la fissuration de surface, l'éclatement et la délamination causés par les sollicitations environnementales et les changements volumétriques.

La durabilité des ouvrages en béton dans le contexte québécois est principalement affectée par quatre causes : la détérioration causée par les cycles de gel-dégel, la corrosion des armatures, l'écaillage suite au gel de l'eau infiltrée dans les fissures et la réaction alkali-granulats (RAG). La durabilité aux cycles de gel-dégel et à la RAG est assurée par une formulation adéquate du béton (utilisation d'air entraîné dans la pâte et sélection de granulats non réactifs). Toutefois la corrosion des armatures et l'infiltration d'eau dans les fissures relèvent du comportement structural de l'ouvrage et de l'exposition de celui-ci. Les bétons ordinaires (BO), tout comme les bétons à haute performance (BHP), ne présentent pas toutes les caractéristiques nécessaires pour assurer la

construction d'ouvrage durables. Le BHP ont une pâte plus dense que le BO ce qui limite la progression des agents qui causent la corrosion des armatures. Toutefois cette protection n'est assurée que dans un béton non fissuré alors que les BHP ont tendance à fissurer plus que les BO.

1.1.3 DISPONIBILITÉ DE LA TECHNOLOGIE

Depuis une vingtaine d'années, l'émergence des bétons fibrés à haute et à ultra-haute performance (BFHP et BFUP) procure aux ingénieurs une combinaison unique de propriétés particulièrement bien adaptées pour améliorer la performance mécanique et la durabilité de certains éléments de structures soumis à des sollicitations mécaniques et environnementales sévères [1].

Les bétons fibrés se distinguent des BO et des BHP, notamment par leur meilleur comportement en traction et leur durabilité accrue à l'état fissuré. Les bétons fibrés fournissent un apport structural en traction non négligeable en comparaison aux BO ou BHP, permettant ainsi une optimisation du dimensionnement des éléments de structure. Toutefois ces bétons possèdent un avantage additionnel provenant de l'action des fibres qui limitent la création et la propagation des fissures dans le béton, résultant en une réduction de l'ouverture des fissures en conditions de service, amenant ainsi un accroissement de la durabilité des ouvrages.

Les bétons renforcés de fibres (BRF et BFHP) et les bétons fibrés ultra-performants (BFUP) sont de plus en plus utilisés à travers le monde pour la construction ou la réparation d'ouvrages d'art, soit pour satisfaire des exigences de durabilité ou encore pour réaliser les connexions efficaces entre les éléments préfabriqués. Il s'avère que ces deux préoccupations coexistent pour les ouvrages du réseau routier québécois. De plus, dans une préoccupation de développement durable, la minimisation des émissions de CO₂ exige une utilisation efficace des matériaux mais aussi une réduction des entraves à la circulation.

Ainsi la combinaison des armatures conventionnelles et des fibres pour la conception et la réparation des ouvrages est, quant à elle, très efficace pour contrôler la plupart des types de fissuration puisque les fibres agissent dans tout le volume de béton, alors que le contrôle de la fissuration par les armatures conventionnelles est plus local. De plus, les fibres permettent d'éviter les ruptures fragiles des éléments faiblement armés, ou la chute de morceaux de béton dans l'éventualité, très peu probable, où la détérioration du béton amènerait le détachement d'éléments des structures. Le concept de renforcement mixte ou multi-échelles pour le béton (armatures et fibres) présente donc un très bon potentiel pour améliorer la durée de vie des ouvrages en béton ainsi que leur fiabilité.

1.1.4 DEVOIR DE SUCCÈS

Dans le contexte québécois où les conditions environnementales sont parmi les plus exigeantes de la planète pour les ouvrages d'art compte tenu des rigueurs du climat, la disponibilité d'ouvrages d'art de longévité prolongée incorporant des bétons fibrés constituera un gain important pour les gestionnaires de réseau routier qui épargneront certains travaux de réhabilitation. Cette technologie nouvelle sera au XXI^e siècle ce que la précontrainte a été au XX^e siècle. Le développement et l'implantation d'une nouvelle technologie demande la collaboration de tous les intervenants : propriétaires, professionnels, milieu académique, fournisseurs et entreprises de construction. Cet exercice demandera des ajustements des pratiques et comme pour la précontrainte, le rehaussement des standards et exigences.

La technique a fait ses preuves ailleurs. Les connaissances, dont une grande partie ont été développées au Québec depuis plus de 20 ans à travers l'appui des propriétaires d'ouvrages dont le Ministère des Transports du Québec, sont disponibles. Le besoin pour le Québec de construire des infrastructures durables tout en étant économiques et sécuritaires fait l'unanimité. L'utilisation de bétons durables (BFHP et BFUP) doit s'intégrer dans la pratique courante dans la prochaine décennie. Ce projet de recherche est une étape essentielle vers cet objectif.

1.2 OBJECTIFS GÉNÉRAUX DU PROJET DE RECHERCHE

L'objectif général de ce projet de recherche est de démontrer l'intérêt d'utiliser les bétons fibrés pour réaliser des dalles préfabriquées en BRF incluant le développement des connexions dalles-dalle et dalle-poutre pour les dalles de tabliers de pont. De manière plus spécifique, le projet de recherche vise à :

- déterminer la forme du joint la plus propice ou avantageuse pour les différents types de connexion rencontrées, soit les joints dalle-dalle ou joint dalle-poutre (poutre en acier ou en béton, précontraint ou non) applicables pour la construction de ponts neufs ou pour la reconstruction de dalles sur poutres existantes;
- démontrer que les joints retenus ont la capacité de résister aux différents efforts générés dans le joint (flexion, cisaillement, etc.), selon différentes combinaisons de charges;
- intégrer les exigences du Code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA-S6 et présenter les bases scientifiques permettant de justifier les dérogations s'il y a lieu;
- tenir compte des différentes difficultés rencontrées en chantier lors de la mise en place des dalles dont la présence de goujons ou armatures existantes sur les poutres ainsi que les conflits potentiels entre ces derniers et l'armature en attente des dalles préfabriquées;
- faire le bilan de l'état des principales connaissances acquises dans le domaine de l'utilisation des bétons renforcés de fibres et des gains en durabilité apportés aux ouvrages.

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

1.3 PORTÉE DU PROJET DE RECHERCHE ET DU PRÉSENT DOCUMENT

Ce rapport final constitue la suite directe du premier rapport d'étape de ce projet de recherche [2] où le contexte général du projet y est décrit. Le rapport présente les résultats expérimentaux des projets de recherche de Maxime Gascon [4], de Véronique Tremblay [4] et de Sébastien Verger-Lebœuf [6]. La revue de littérature présentée dans le rapport d'étape n'est pas répétée ici. Toutefois les projets de recherche visant à répondre aux objectifs visés sont décrits en détail afin de faciliter la lecture. Les résultats expérimentaux sont présentés, les conclusions tirées. Des recommandations pour la conception de joints en BFUP complètent le rapport. Celles-ci confirment dans certains cas les règles préconisées par d'autres organismes avec, toutefois, une augmentation des exigences vu les résultats obtenus mais aussi à cause de vide réglementaire pour les BFUP.

1.4 ORGANISATION DU RAPPORT

Le chapitre 2 présente les propriétés des matériaux utilisés. Les chapitres 3, 4 et 5 présentent l'ensemble des résultats et conclusions des trois programmes expérimentaux réalisés dans le cadre de ce projet de recherche. Le sommaire de l'ensemble des résultats et les recommandations sont présentés au chapitre 6. Le chapitre 7 amène une conclusion au projet de recherche.

Chapitre 2 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX ET FABRICATION DES SPÉCIMENS

2.1 JOINTS AU-DESSUS DES POUTRES

Les essais sur les matériaux pour les joints au-dessus des poutres, pour le transfert du cisaillement horizontal du joint poutre-dalle et pour la flexion dalle-dalle, a été réalisé conjointement dans les projets de Maxime Gascon [3] et de Véronique Tremblay [4], les spécimens des deux programmes expérimentaux ayant été fabriqués en même temps avec les mêmes matériaux.

2.1.1 BÉTONS

Les essais de caractérisation des bétons ont été répartis sur la totalité de la période expérimentale des essais pour la résistance en cisaillement [3] et des essais pour la résistance en flexion [4] des joints au-dessus des poutres.

Choix des bétons

Les dalles de référence sont fabriquées avec un BO 35 MPa, tandis que celles du concept de dalles préfabriquées sont en BFHP 70 MPa avec 80 kg/m³ ($\pm 1\%$) de fibres métalliques de 35 mm de longueur et 0.55 mm de diamètre. Les joints sont en BFUP avec 2% de fibres métalliques fourni par Lafarge. Des fibres de 13 mm de longueur et 0.2 mm de diamètre ont été utilisées. Les deux types de fibres sont distribués par Bekaert.

Résistance en compression des BO, BFHP et BFUP

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

Tableau 2-1 – Propriétés en compression du BO

Phase	Date de l'essai	Échéance (jours)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)	ν
I	2015-03-02	32	35.3	24 000	0.23
	2015-04-01	62	34.1	23 900	-
II	2015-07-14	32	39.9	31 000	0.26

Tableau 2-2 – Propriétés en compression du BFHP

Phase	Date de l'essai	Échéance (jours)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)	ν
I	2015-03-02	27	70	35 200	0.20
	2015-04-20	76	69	33 400	0.24
	2015-05-26	112	84	37 200	0.25
	2015-06-30	147	80	33 600	0.26
II	2015-07-10	28	81	35 200	0.25
	2015-08-10	59	83	36 000	0.23

Tableau 2-3 – Propriétés en compression du BFUP

Phase	Date de l'essai	Échéance (jours)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)	ν
I	2015-03-10	6	100	-	-
	2015-03-18	14	134	57 300	0.18
	2015-03-31	27	149	59 100	0.18
	2015-04-20	47	150	58 900	0.19
	2015-05-26	83	152	59 000	0.26
	2015-06-30	118	140	63 300	0.22
II	2015-07-20	28	156	53 800	0.23
	2015-08-10	49	170	58 000	0.18

Résistance en traction du BFHP – Flexion sur prismes entaillés

Plusieurs prismes entaillés ont été testés en flexion conformément à la norme européenne EN14651 [6]. Les résultats des phases I et II sont illustrés sur la Figure 2-1. La courbe bleue représente la moyenne de tous les spécimens sur prismes entaillés effectués grâce à la normalisation des courbes.

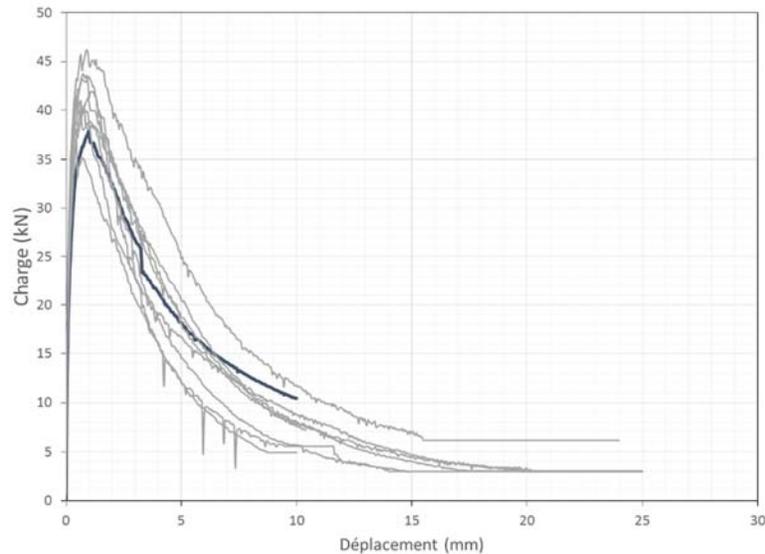


Figure 2-1 – Résultats des essais de flexion sur prismes entaillés – Norme EN14651 [6]

Résistance en traction du BFHP – Flexion sur dalles circulaires

Dix dalles de forme circulaire ont été amenées à la rupture en appliquant un chargement au centre. Cet essai est adapté de l'essai ASTM1550 [7] avec des conditions d'appuis modifiées suite à l'étude de Renaud de Montaignac [8]. Chaque spécimen est appuyé à trois endroits répartis également sur la circonférence de la dalle. Les dalles ont 800 mm de diamètre et 75 mm d'épaisseur. Un capteur de déplacement placé sous la dalle mesure la flèche. La Figure 2-2 illustre les essais retenus et leur moyenne.

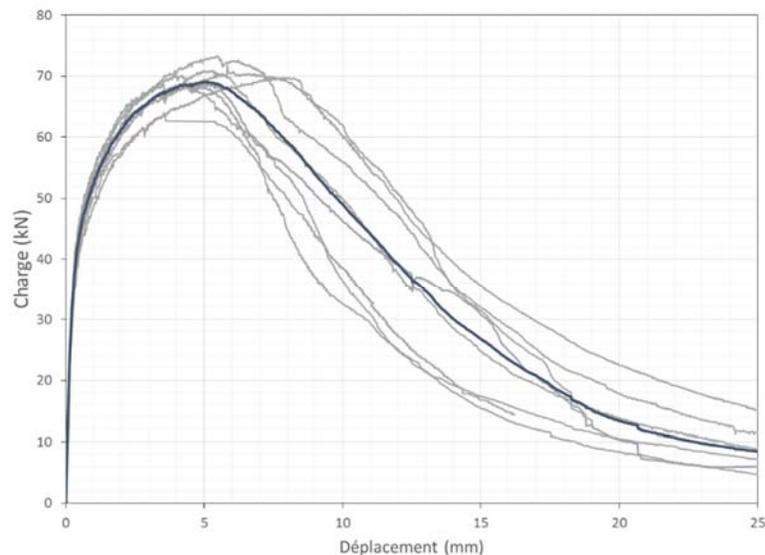


Figure 2-2 – Résultats des essais de flexion sur dalles circulaires

Résistance en traction du BFUP – Essais de traction sur os

Le BFUP possède une grande ductilité en traction en plus de procurer une résistance supérieure à celle du BFHP. Toutefois la densité non-uniforme des fibres au sein de l'os peut amener une variabilité du comportement post-fissuration. La Figure 2-3 montre la section de deux os provenant de la seconde phase près de l'endroit où s'est formée la fissure principale. La photo sur la Figure 2-3a montre un os possédant un comportement post-pic performant tandis que l'os montré sur la photo de la Figure 2-3b a présenté une résistance plus faible. Les fibres contenues dans l'os T2Os3 sont toutes orientées de façon propice à reprendre les microfissures en plus d'avoir une bonne densité. Au contraire, l'os T2Os2 possède une faible densité des fibres au niveau de la fissure. Cette grande variabilité de la dispersion des fibres dans les spécimens est causée par le pourcentage de fibres au sein de la matrice mais aussi par la viscosité importante du BFUP utilisé qui n'a pas permis d'orienter favorablement les fibres lors de la confection des spécimens. La Figure 2-4 représente seulement les essais retenus et leur moyenne. Pour le comportement pré-pic, seulement un spécimen a été retenu, car les autres spécimens présentaient des erreurs de rectitude ou de la fissuration prématurée au niveau de la section réduite ce qui a engendré des comportements non représentatifs. Trois spécimens ont été retenus pour le comportement post-pic.



a) Spécimen T2Os3

b) Spécimen T2Os2

Figure 2-3 – Section transversale de deux os en BFUP

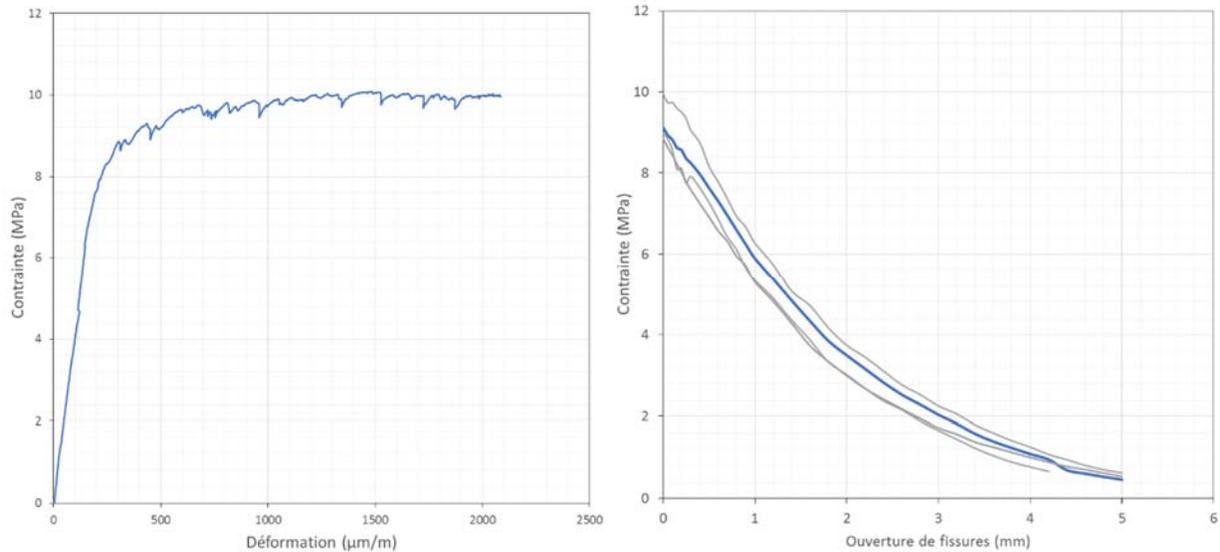


Figure 2-4 – Essais d'os en BFUP

Résistance en traction du BFUP – Essais de flexion 4 points sur dallettes

Les essais de flexion sur dallettes ont été faits selon les instructions des recommandations françaises [9] et des recommandations suisses [10]. Les spécimens testés sont des prismes de 400×150×50 mm et utilisent un chargement en 4 points où les charges sont espacées de 100 mm entre elles et par rapport aux appuis. La Figure 2-5 montre une photo du montage pour lequel trois appuis sont libres alors que le déplacement latéral est retenu à un seul appui. La Figure 2-6 représente les résultats des essais retenus ainsi que leur moyenne.

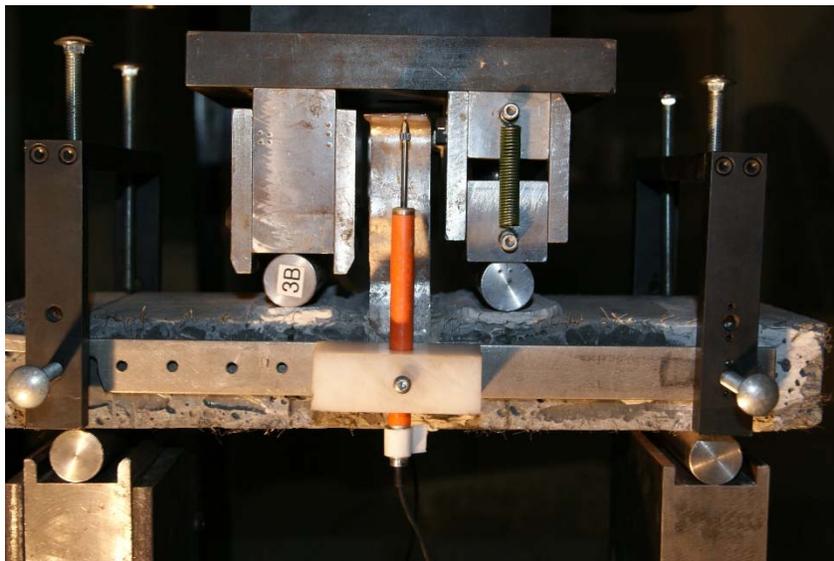


Figure 2-5 – Montage de l'essai sur dallette en BFUP

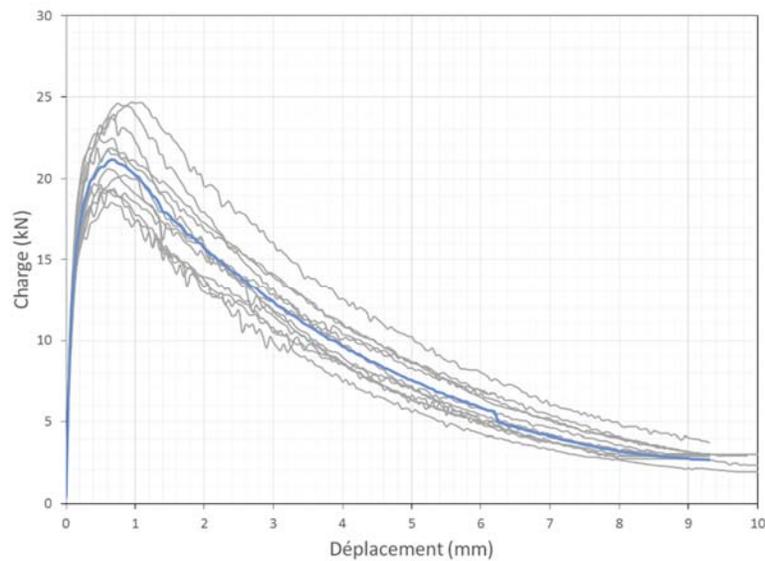


Figure 2-6 – Résultats des prismes en BFUP

Retrait du BFUP

Le BFUP 2% utilisé a présenté une grande quantité d'air entrappé en plus d'un retrait endogène important ce qui s'est traduit par une perte de volume importante, caractérisée par un affaissement montré sur la Figure 2-7. Ce phénomène nécessite l'utilisation d'une surépaisseur lors de la confection des joints.



Figure 2-7 : Retrait du BFUP mesuré sur un cylindre après 5 jours de mûrissement

2.1.2 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 utilisés pour la fabrication des poutres mais qui sont typiques des goujons utilisés par le fabricant. Ainsi les valeurs présentées **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** proviennent des rapports d'essais des fournisseurs de goujons (Mill tests) tel que fournis par le fabricant des poutres d'acier.

Tableau 2-4 : – Propriétés mécaniques des connecteurs de cisaillement

Identification	F_y (MPa)	F_u (MPa)
10344990	388	514
497230	401	493
20194760	410	506
20151190	393	484
Moyenne	398	499

2.1.3 BARRES D'ARMATURE

Les propriétés mécaniques des barres d'armatures de nuance 400W ont été mesurées avec des essais de traction réalisés sur 2 spécimens. Les essais ont été réalisés sur des spécimens de barres d'armature de 600 mm de long. La limite élastique mesurée est de 450 MPa alors que la résistance maximale est de 580 MPa.

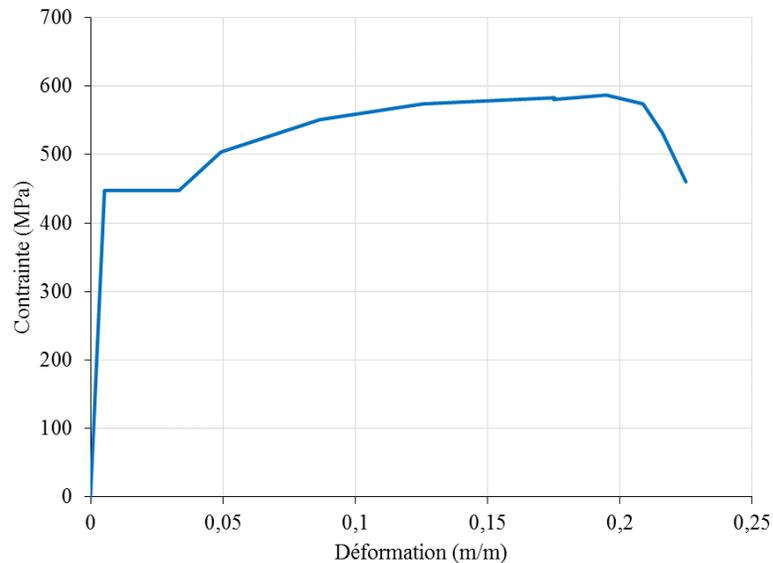


Figure 2-8 – Comportement en traction des barres d'armatures

2.1.4 FABRICATION DES SPÉCIMENS

La fabrication des spécimens a été effectuée à l'usine de BPD L de St-Eugène dans l'optique de recréer les conditions telles que construites par l'industrie. Pour la mise en place du BFHP, un camion malaxeur permettant la coulée directe par l'entremise de bennes amovibles a été adopté. La coulée a été effectuée à partir du milieu des coffrages de dalle. Aucune orientation préférentielle n'a donc été imposée. La Figure 2-9 illustre la rugosité de la surface de béton obtenue grâce à l'utilisation d'un retardateur de prise, en plus du passage d'un jet de sable sur la surface.



Figure 2-9 : Préparation des surfaces des dalles préfabriquées

La coulée du joint en BFUP a été faite après 28 jours. Le BFUP a été fourni par Lafarge. Un représentant de Lafarge a été présent lors de la coulée afin de transmettre la recette et de s'assurer de la qualité du BFUP produit. Le transport du béton des malaxeurs planétaires aux spécimens a été effectué à l'aide de brouettes. La coulée a été initiée au milieu des joints pour tous les spécimens.

2.2 JOINTS DALLE-DALLE ENTRE LES POUTRES

Le programme expérimental des joints longitudinaux dalle-dalle entre a été réalisé par Sébastien Verger-Lebœuf [5].

Choix des bétons

Les dalles ont été fabriquées avec un BFHP 70 avec 80 kg/m³ ($\pm 1\%$) de fibres métalliques à crochets de 35 mm de longueur et 0.55 mm de diamètre. Les joints sont en BFUP avec 2% de fibres métalliques préparé par le personnel de Polytechnique. Des fibres de 13 mm de longueur et 0.2 mm de diamètre ont été utilisées. Les deux types de fibres sont distribués par Bekaert.

Propriétés mécaniques des bétons

Le Tableau 2-5 et le Tableau 2-6 présentent les propriétés mécaniques mesurées pour respectivement le BFHP et le BFUP. La Figure 2-10 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** montre le comportement en traction directe de ces deux bétons réalisés sur des os. Le béton 4% aussi présenté sur la figure a été utilisé pour d'autres spécimens que ceux considérés ici.

Tableau 2-5 – Propriétés du BFHP

Échéances (jours)	f'_c (MPa)	f'_t (MPa)	E_c (MPa)	ν
8	96.3	-	40 000	0,27
92	97.7	-	37 500	0,25
127	98.4	4,90	37 600	0,22
149	104	-	38 100	0,24

Tableau 2-6 – Propriétés du BFUP

Échéances (jours)	f'_c (MPa)	f'_t (MPa)	E_c (MPa)	ν
27	131	-	38 300	0,23
72	141	-	37 800	0,25
119	144	7,56 ^b	37 300	0,20

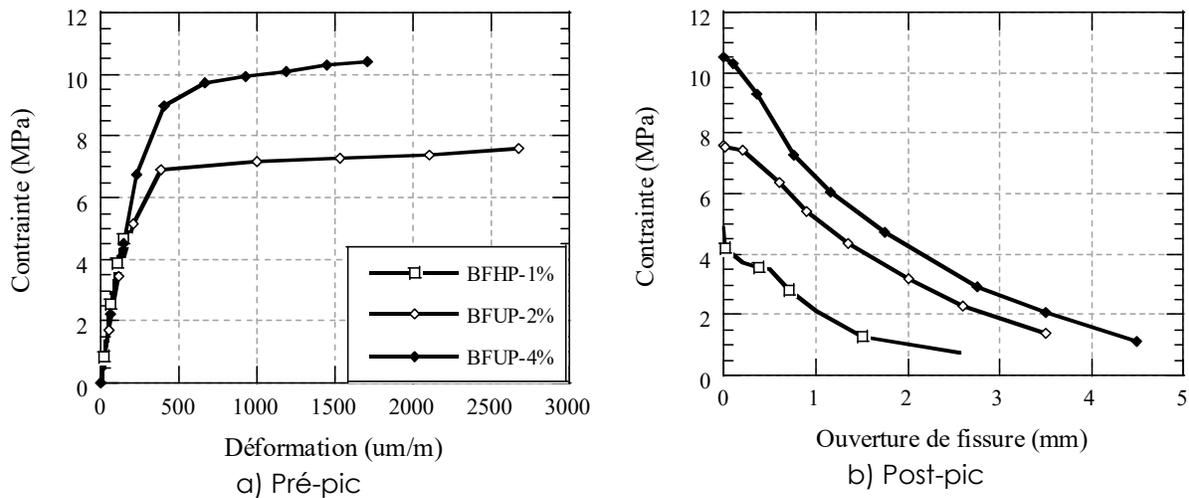


Figure 2-10 – Comportement en traction du BFHP-1% et BFUP-2%

Propriétés de l'armature

Toutes les armatures étaient de nuance 400W. Les armatures 20M avaient une limite élastique de 415 MPa et une résistance ultime de 600 MPa.

Chapitre 3 CISAILLEMENT HORIZONTAL DES JOINTS POUTRE-DALLES PRÉFABRIQUÉES

3.1 CONTEXTE

Cette partie du projet de recherche porte sur les joints longitudinaux entre dalle-poutre et étudie le transfert des efforts de cisaillement horizontal entre la poutre et la dalle dans un joint en BFUP. Le programme expérimental, réalisé par Maxime Gascon [3], est divisé en deux phases. La phase I est une étude préliminaire réalisée 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.

3.2 PRINCIPE

3.2.1 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 normalisés standards [11] montrés sur la 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 cisailée est plutôt courte, l'excentricité entre la dalle et le spécimen d'acier est relativement faible, la dalle est mince et sans goussets. Toutes ces conditions sont assez loin des conditions prévalant dans les poutres mixtes de ponts. De plus l'essai sollicite simultanément deux plans de cisaillement alors que la géométrie de l'ensemble favorise le confinement de la zone cisailée.

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.

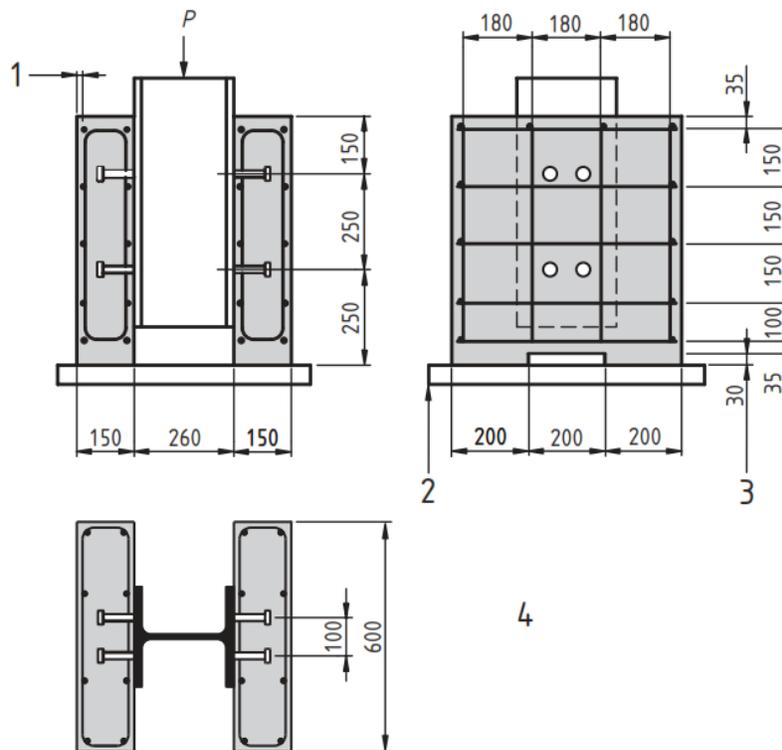


Figure 3-1 – Spécimen pour l'essai standard européen [11]

3.2.2 CONDITIONS RÉELLES

Les goujons permettent le transfert des efforts de cisaillement horizontaux entre une poutre en acier et la dalle de tablier en béton associée. 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 et le point de moment nul (Figure 3-2), et la condition élastique dans les zones d'effort tranchant maximum (Figure 3-3) généralement associée à l'état limite de fatigue.

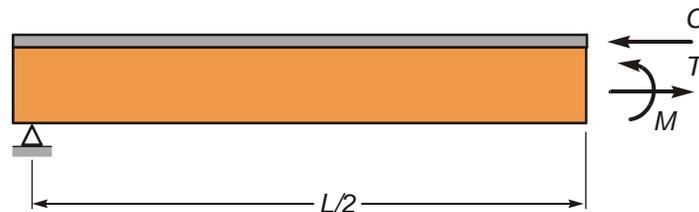


Figure 3-2 – Pont mixte – Condition ultime

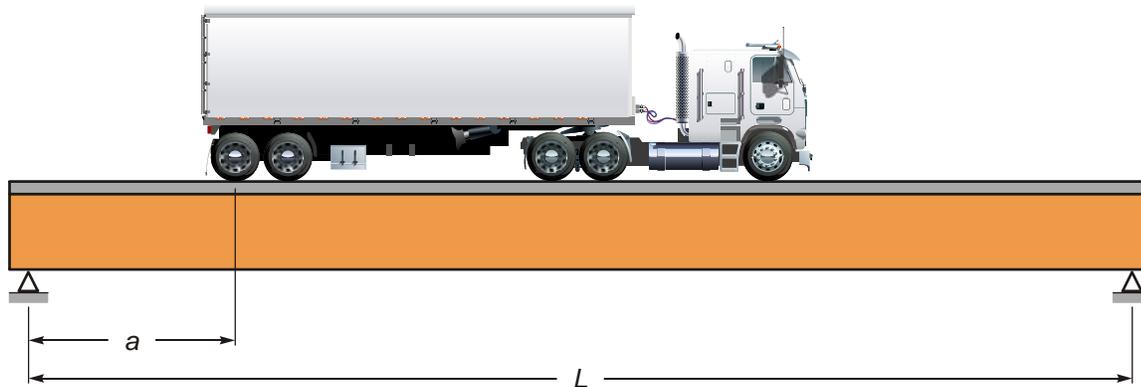


Figure 3-3 – Pont mixte – Condition de service

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

$$q_u = C_{\max}/L_0 \quad (2.1)$$

$$q_s = VQ/I \quad (2.2)$$

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.

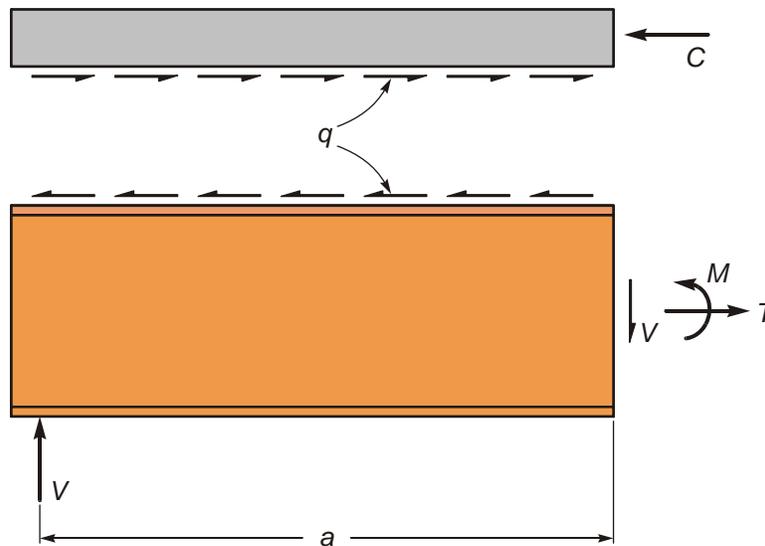


Figure 3-4 – Flux de cisaillement horizontal

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. La situation illustrée sur la Figure 3-5 montre la condition choisie pour réaliser les essais.

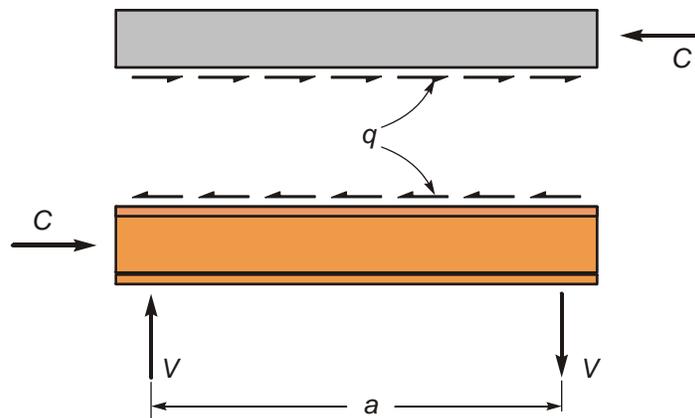


Figure 3-5 – Efforts dans la condition d'essais

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.

3.3 DESCRIPTION DES SPÉCIMENS

3.3.1 GÉOMÉTRIE DES SPÉCIMENS

Cette section présente l'ensemble des détails pour un spécimen type (voir la Figure 3-6). Les dimensions hors tout de la dalle sont 1200×1000×200 mm avec un joint en BFUP de 200 mm de largeur dans la portion centrale. La hauteur du joint varie en fonction de l'épaisseur du gousset. L'armature de la dalle illustrée sur la Figure 3-7 consiste en des barres 20M espacées à 250 mm, valeurs typiques des tabliers de ponts. Les goujons utilisés ont un diamètre de 7/8 po. (22.23 mm) et un élanement (h/d) supérieur ou égal à 4.0 comme prescrit par la norme CSA-S6-14 [11]. Le profilé d'acier W250x131 utilisé est une pièce suffisamment trapue pour reprendre les efforts en plus d'avoir une semelle de 25.1×261 mm qui permet d'avoir deux goujons, de laisser une longueur d'appui suffisante des dalles préfabriquées et d'assurer que l'interaction de la soudure des goujons avec la semelle est similaire à celle retrouvée pour un pont typique.

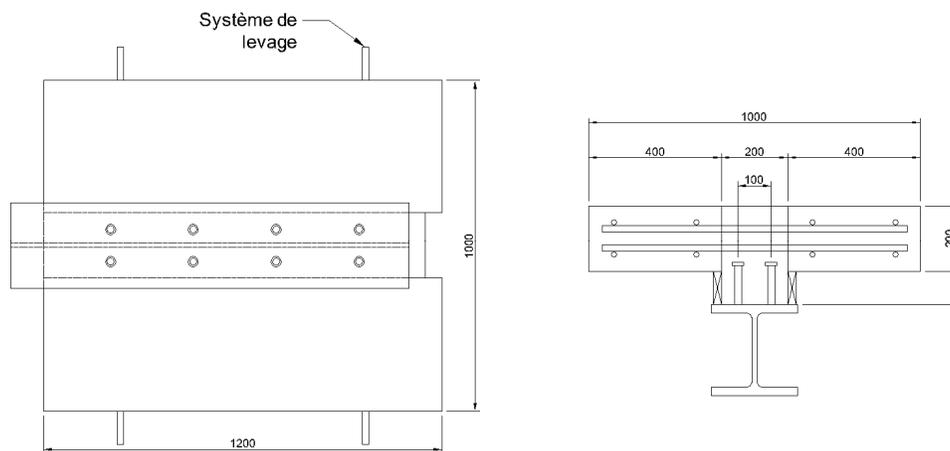


Figure 3-6 – Dimensions des spécimens types

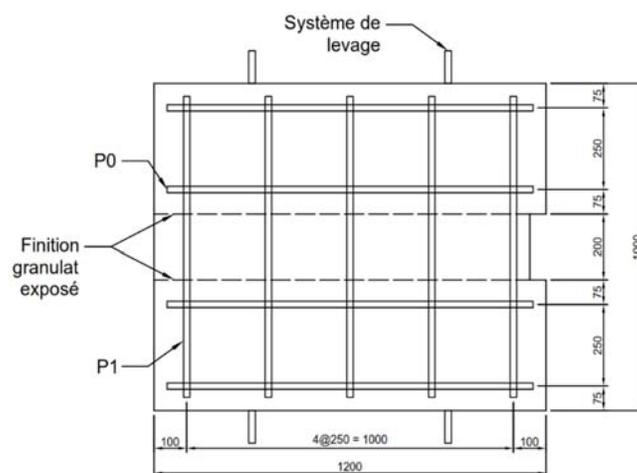


Figure 3-7 – Détail des armatures types

3.3.2 PARAMÈTRES VARIABLES

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

- groupe no.1 : référence en BO;
- groupe no.2 : référence en BFHP;
- 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 sans joint. Le groupe no.2 se compose d'un spécimen en BFHP qui correspond à une dalle coulée en place sans joint 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 rapport 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.

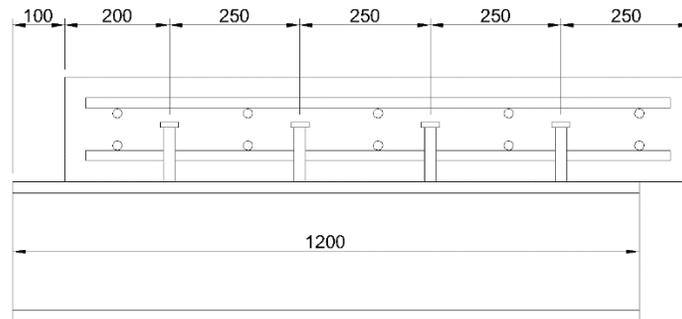


Figure 3-8 – *Disposition régulière*

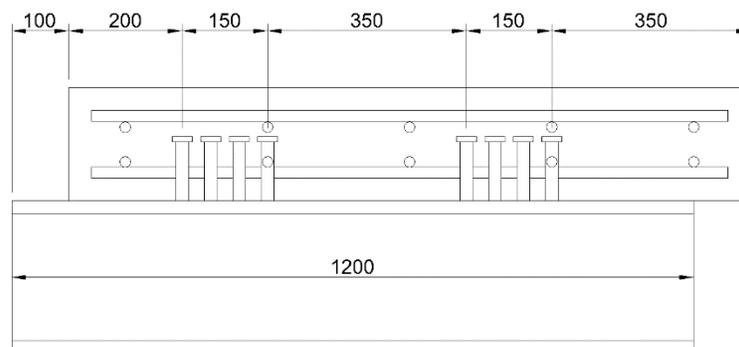


Figure 3-9 – *Disposition regroupée*

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 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 couramment spécifié par le MTQ [13] lorsque la position des goujons (voir la Figure 3-10) ne permet pas de respecter les exigences du code des ponts [12] au niveau de l'encastrement du goujon dans l'armature de la dalle. La Figure 3-11 illustre la disposition des barres en U.

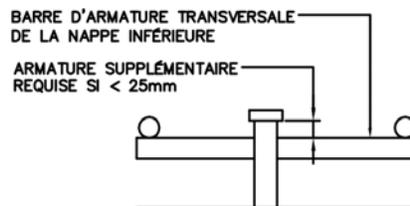


Figure 3-10 – Position du goujon – Exigence du code CSA-S6 [12]

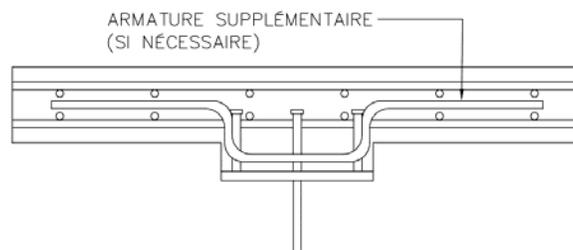


Figure 3-11 – Armatures supplémentaires en U selon les exigences du MTQ [13]

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.

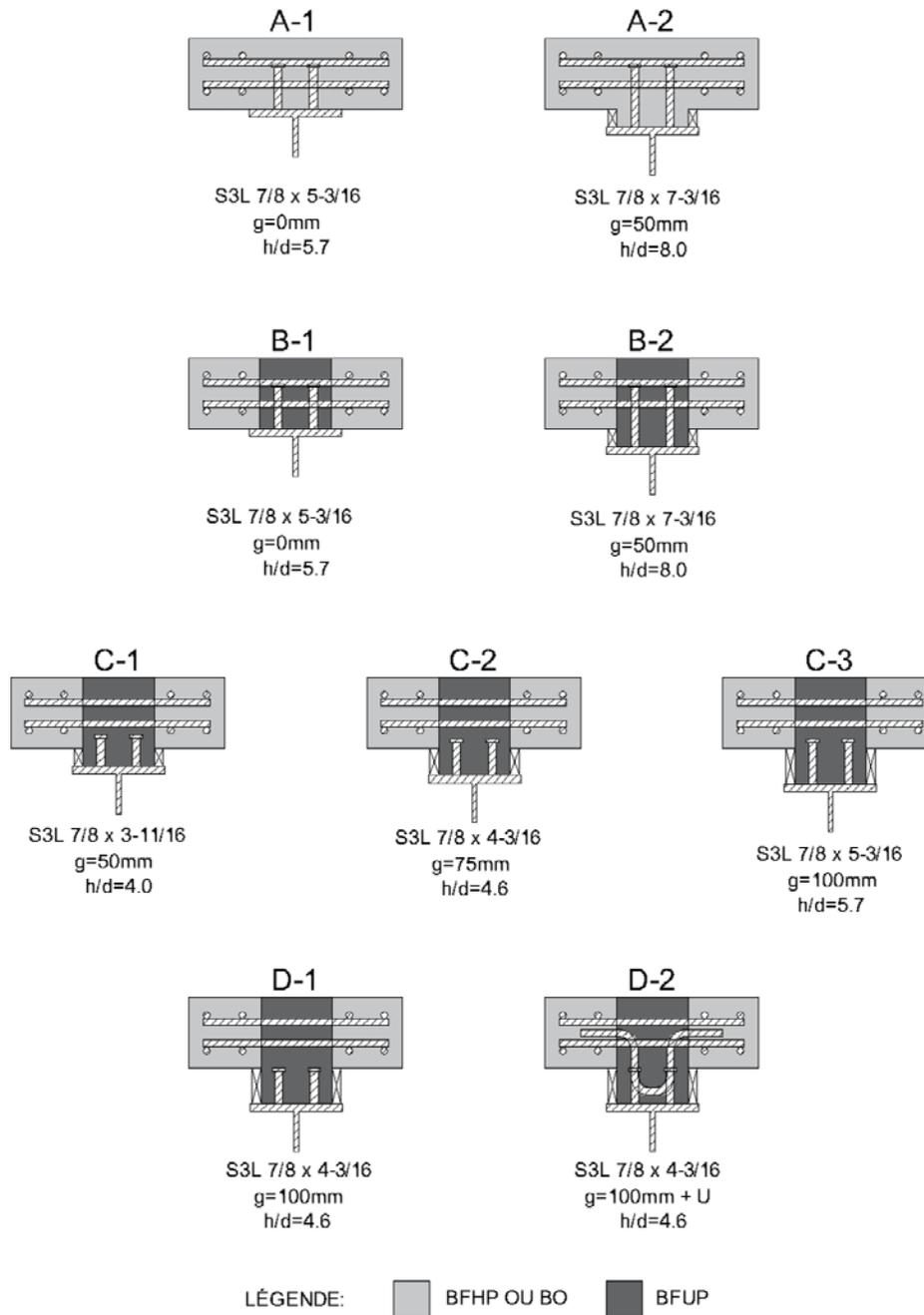


Figure 3-12 – Configurations des joints

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

				<i>Béton dalle</i>		<i>Béton joint</i>			<i>Goujons</i>		Nomenclature de l'essai
No. de groupe	No. de l'essai	Disposition	g (mm)	Type	f_c (MPa)	Type	% de fibres	f_c (MPa)	Nombre	Nomenclature	
PHASE I											
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
PHASE II											
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

3.3.3 PROTOCOLE DE CHARGEMENT

Comme pour l'essai standard européen [11], 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 où 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 [11]. L'essai peut être arrêté lorsque la charge est au moins 20% inférieure à la charge maximale de l'essai.

3.4 PHASE I

3.4.1 OBJECTIFS

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.

3.4.2 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 ce qui concerne le comportement et la résistance requise 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 de considérer ce type d'arrangement avec des goujons regroupés.

3.4.3 MONTAGE I

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 la presse 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.

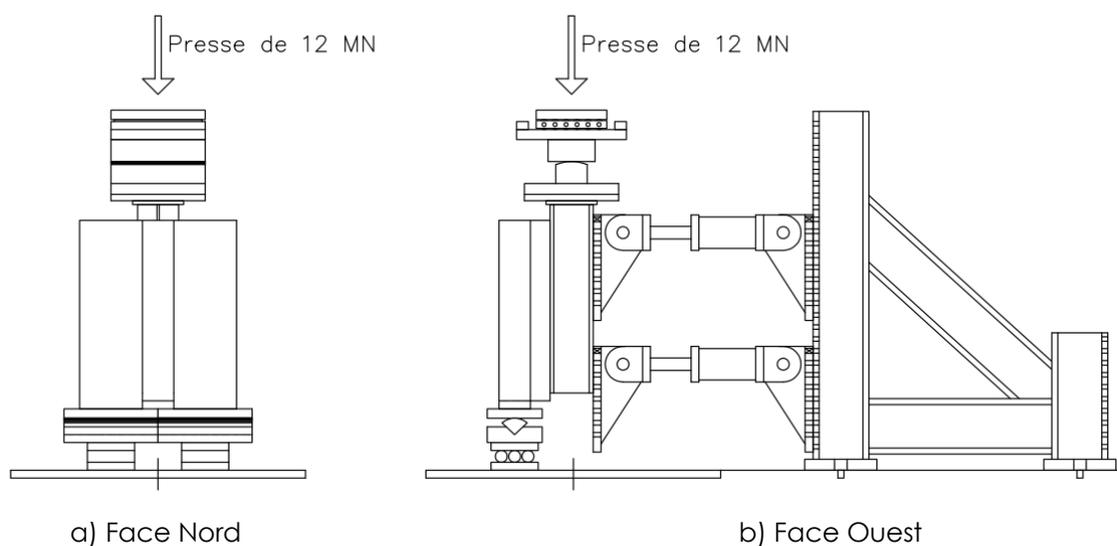


Figure 3-13 – Vues en élévation du montage I

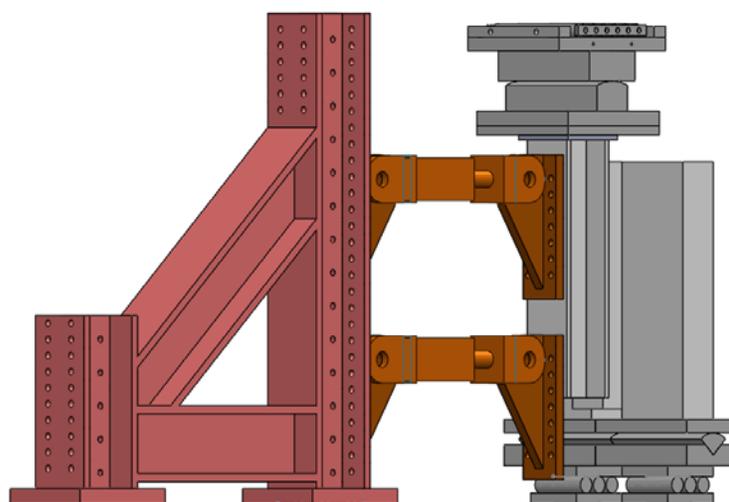


Figure 3-14 – Vue 3D du montage I

La Figure 3-14Figure 3-15 et la Figure 3-16Erreur ! Source du renvoi introuvable. Erreur ! Source du renvoi introuvable.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

Les spécimens sont instrumentés avec des systèmes physique et optique. Le système physique 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.

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

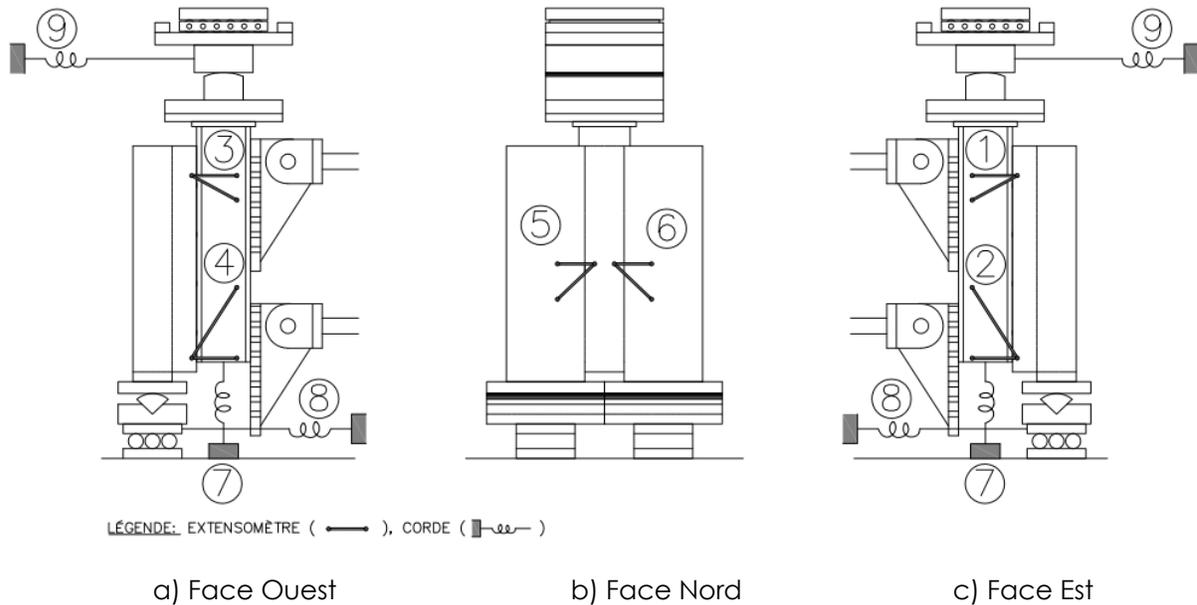


Figure 3-17 – Instrumentation des spécimens – Montage I

3.5 PHASE II

3.5.1 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.

3.5.2 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 du lit inférieur de la dalle 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.

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

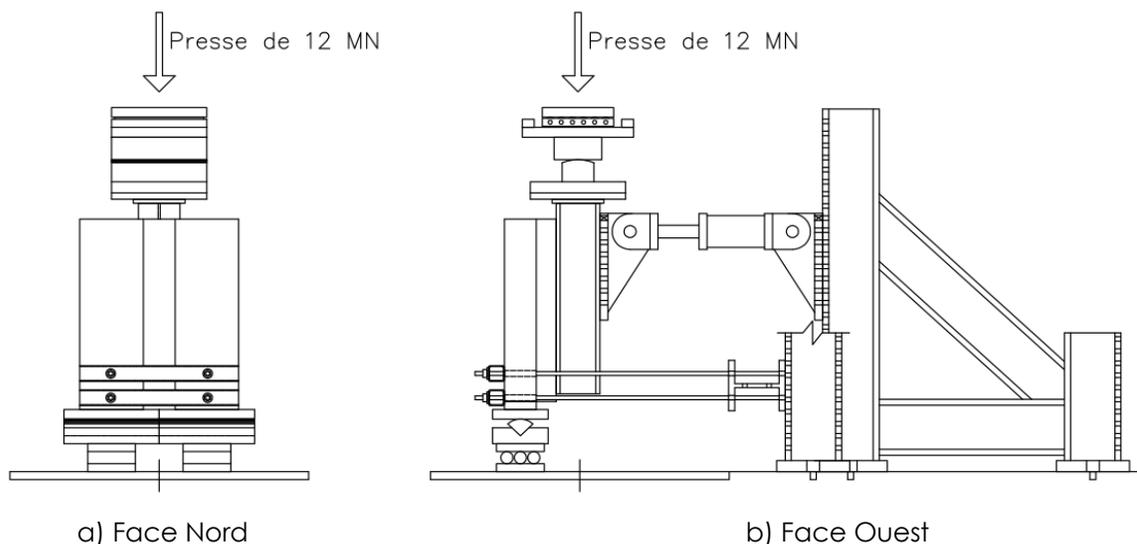


Figure 3-18 – Vues en élévation du montage de la phase II

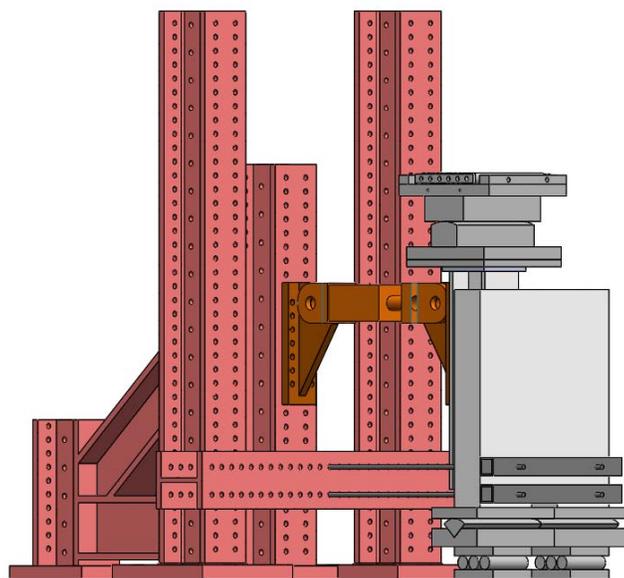


Figure 3-19 – Vue 3D du montage de la phase II



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. Le système optique n'a pas été utilisé. La Figure 3-21 illustre l'instrumentation de la phase II.

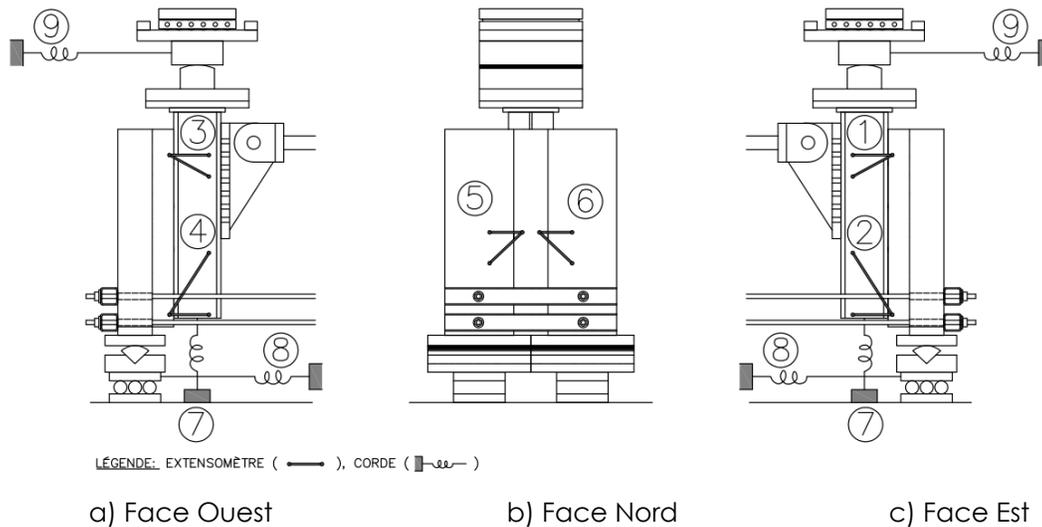


Figure 3-21 – Instrumentation des spécimens – Montage II

3.6 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX – PHASE I

3.6.1 RÉSISTANCES DE RÉFÉRENCE DE CONNECTEURS DE CISAILEMENT

Les résultats des essais sont comparés aux équations de calcul du code S6 [12] 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 suivante :

$$q_r = 0.5\phi_{sc}A_{sc}\sqrt{f_c'E_c} \leq \phi_{sc}F_uA_{sc} \quad (3-1)$$

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 ultime moyenne mesurée de 499 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 le charge maximale de rupture tel que spécifié dans la norme européenne [11].

3.6.2 TRAITEMENT DES RÉSULTATS

La Figure 3-22 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 3-23 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.

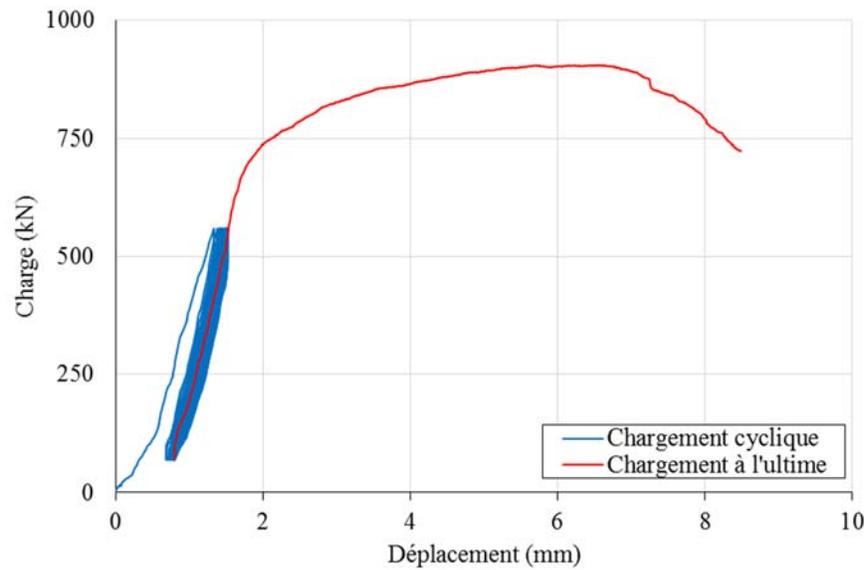


Figure 3-22 – Courbe expérimentale – Charge-Déplacement – Spécimen O8-G0-Ax

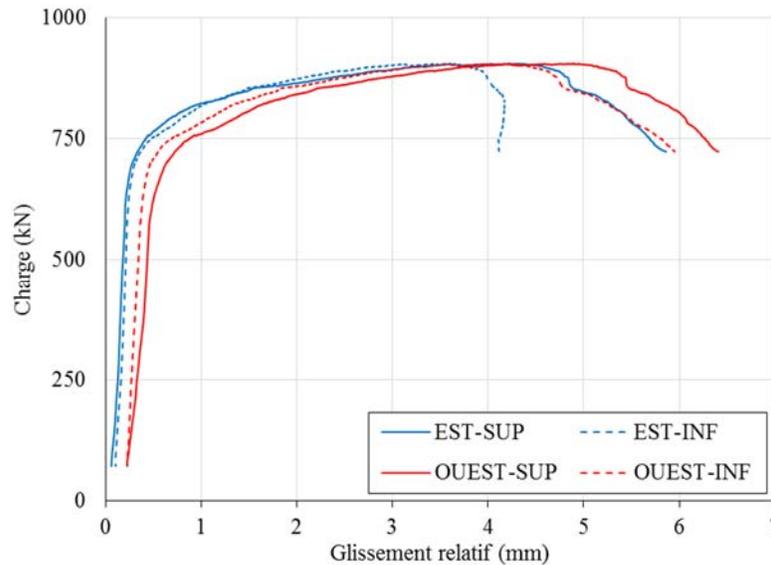


Figure 3-23 – Courbes expérimentales - Charge-Glissement relatif – Spécimen O8-G0-Ax

La Figure 3-22 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 effectués entre 5% et 40% de la charge de rupture estimée, soit entre 70 kN et 560 kN. Les courbes charge-déplacement relatif de la Figure 3-23 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. 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 3-24. 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.

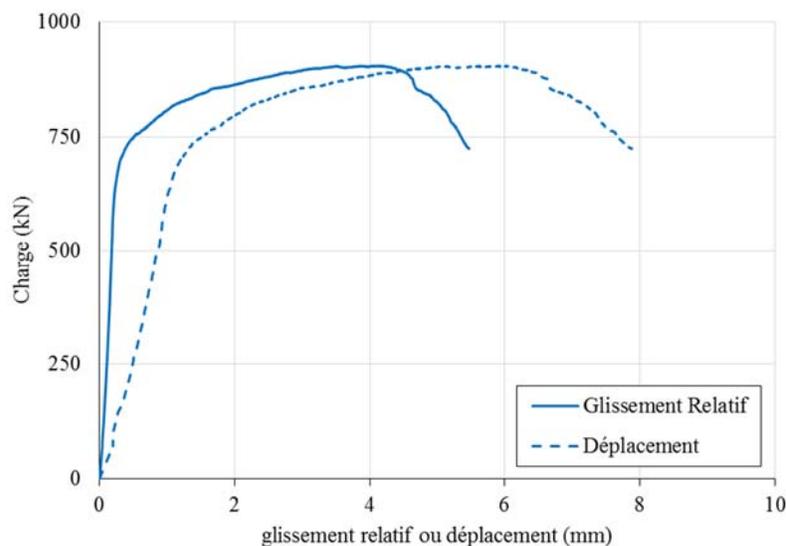


Figure 3-24 – Courbes expérimentales - Glissement relatif vs Déplacement
– Spécimen O8-G0-Ax

3.6.3 RÉSULTATS GLOBAUX

La Figure 3-25 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 3.1) en utilisant les propriétés mesurées des goujons.

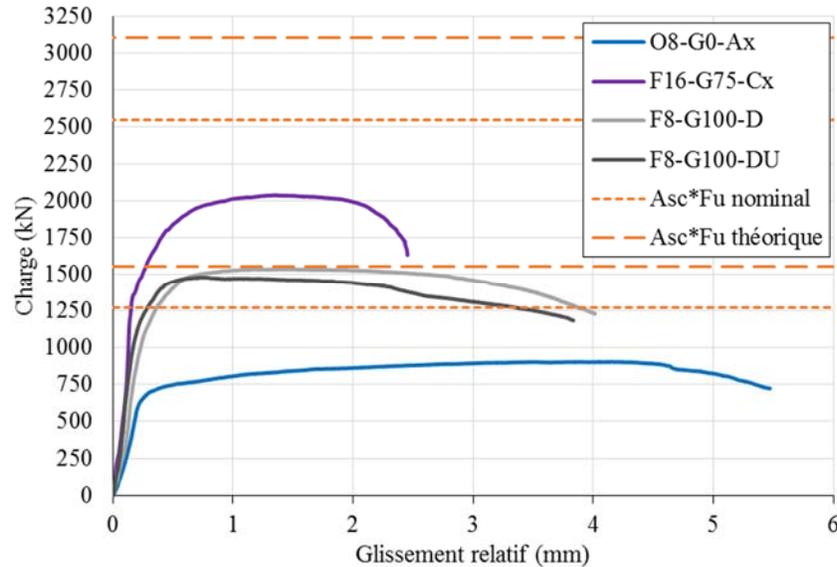


Figure 3-25 – Courbes charge – glissement relatif – Spécimens de la phase I

La Figure 3-26 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. Bien que la charge ultime soit la même, le comportement à la rupture est plus adéquat en présence de barres en U qui permettent un encastrement supérieur des goujons.

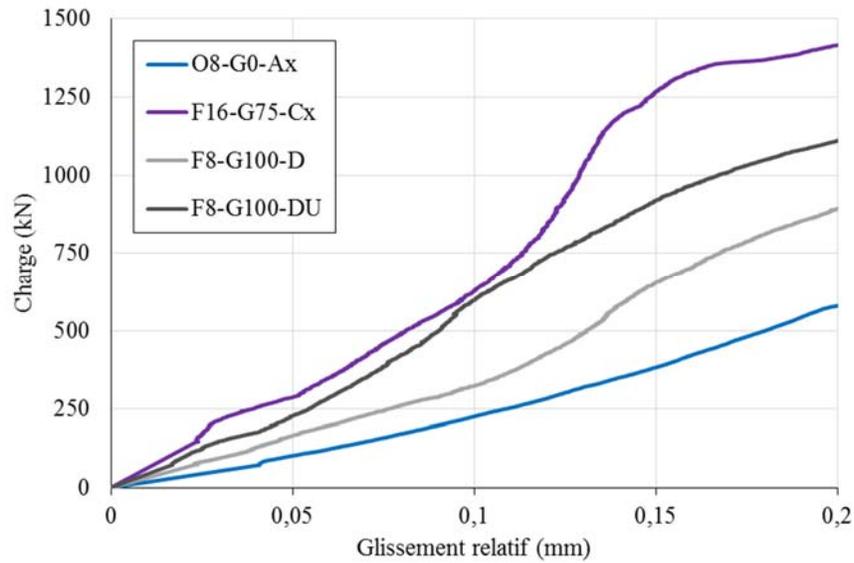


Figure 3-26 – Courbes – Charge – déplacement en phase élastique

3.6.4 MODES DE RUPTURE

L'observation du mode de rupture du spécimen O8-G0-Ax montré sur la Figure 3-27 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 3-28).



Figure 3-27 – Mode de rupture du spécimen O8-G0-Ax (2015-03-30)



Figure 3-28 – Détail du mode de rupture du spécimen O8-G0-Ax

Le mode de rupture du spécimen F16-G75-Cx montré sur la Figure 3-29 présente de la fissuration au niveau du joint en BFUP et un léger écaillage de la dalle sur les bords du joint froid, ce qui témoigne du 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 situés dans la partie supérieure. La résistance de l'essai a donc été amenée par la résistance en traction du groupe de 8 goujons situé dans la partie supérieure du spécimen.



Figure 3-29 – Mode de rupture du spécimen F16-G75-Cx

Le spécimen F8-G100-D montré sur la Figure 3-30 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 montré sur la Figure 3-30 illustre bien les efforts de cisaillement transmis au BFUP par les goujons.



Figure 3-30 – *Mode de rupture du spécimen F8-G100-D*

Le mode de rupture du spécimen F8-G100-DU montré sur la Figure 3-31 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 le goujon tandis qu'elle aurait dû se trouver sous celui-ci pour permettre un bon transfert d'efforts (Figure 3-32). 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 rupture des goujons en traction plutôt que par la fissuration du béton.



Figure 3-31 – Mode de rupture du spécimen F8-G100-DU

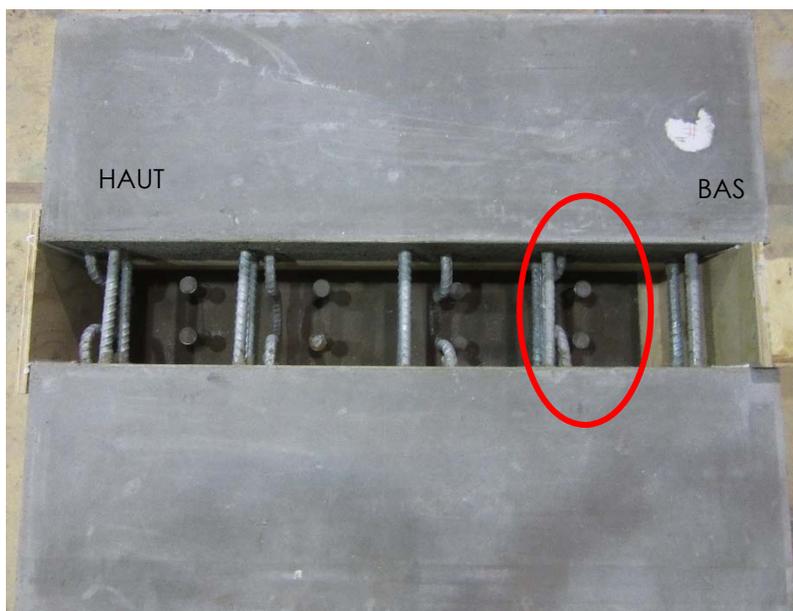


Figure 3-32 – Disposition des armatures supplémentaires en U du spécimen F8-G100-DU

3.6.5 SOMMAIRE DES RÉSULTATS DE LA PHASE I

Le Tableau 3-2 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.

Tableau 3-2: 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
Type de joint	BO Coulé en place	BFUP	BFUP	BFUP
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
δ_u^1 (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 ²	B	B/G	B/G	B/G

¹ δ_u : glissement correspondant à la charge $0.9 * P_{test}$

² 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-

glissement relatif quasi identique en tenant en 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 3-30 et Figure 3-31). 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 3-32). L'efficacité des barres supplémentaires en U est donc validée dans des conditions défavorables où il y a de grands efforts de traction.

3.7 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX – PHASE II

3.7.1 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 3-33 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 prédite 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.

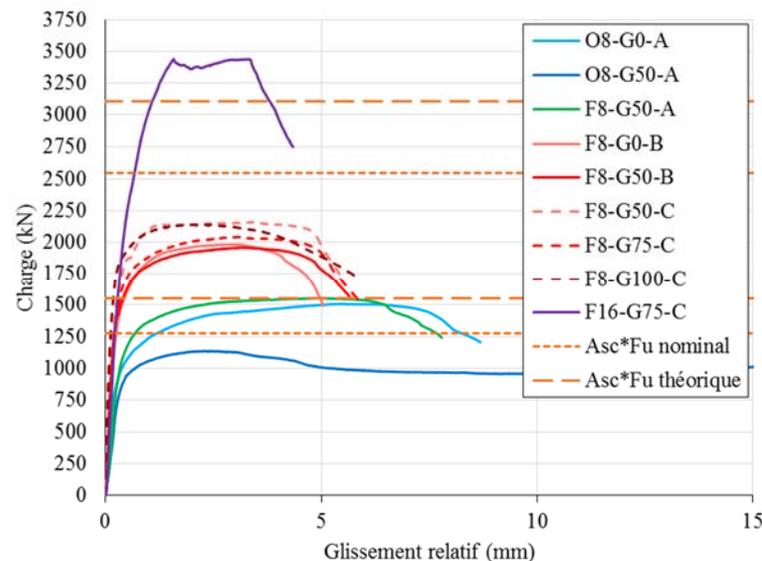


Figure 3-33 – Courbes charge – glissement relatif – Phase II

3.7.2 MODE 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 sur la Figure 3-34 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** illustrent l'effet de l'éclatement des connecteurs de cisaillement sur le mode de rupture. Dans le cas du spécimen O8-G0-A les goujons 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 goujons de 486 MPa (Éq. 3.1). Pour le spécimen O8-G50-A, la rupture en traction du béton causée par la pression diamétrale exercée par les goujons a conduit à une performance moindre que les valeurs prédites 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 (δ_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.



a) Spécimen O8-G0-A



b) Spécimen O8-G50-A



c) Spécimen O8-G0-A (zoom)

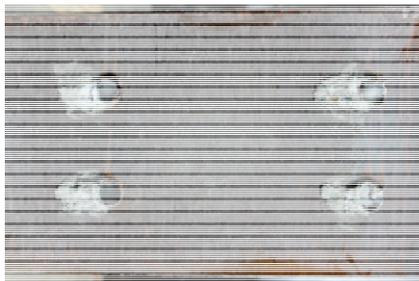


d) Spécimen O8-G50-A (zoom)

Figure 3-34 – Modes de rupture des spécimens en BO (vues des faces en béton)

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 généré 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 du code S6 donnée à l'équation 3.1 plus haut. Ainsi, le terme de gauche de cette équation 3.1 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 3-35 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** 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.



a) Acier



b) Béton

Figure 3-35 – *Spécimen O8-G0-A*

3.7.3 MODE DE RUPTURE DU SPÉCIMEN AVEC DALLE EN BFHP

Le mode de rupture du spécimen F8-G50, montré sur la Figure 3-36, est identique au spécimen O8-G50-A (Figure 3-34b et d **Erreur ! Source du renvoi introuvable. Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) 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 engendré 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 photos 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.



a) Vue générale



b) Zoom béton



c) Zoom acier

Figure 3-36 – *Spécimen F8-G50-A*

3.7.4 MODES DE RUPTURE DES SPÉCIMENS AVEC JOINT EN BFUP

Le mode de rupture pour l'ensemble des cinq 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 3-37). 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 sur la Figure 3-38 et la Figure 3-39 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** 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.

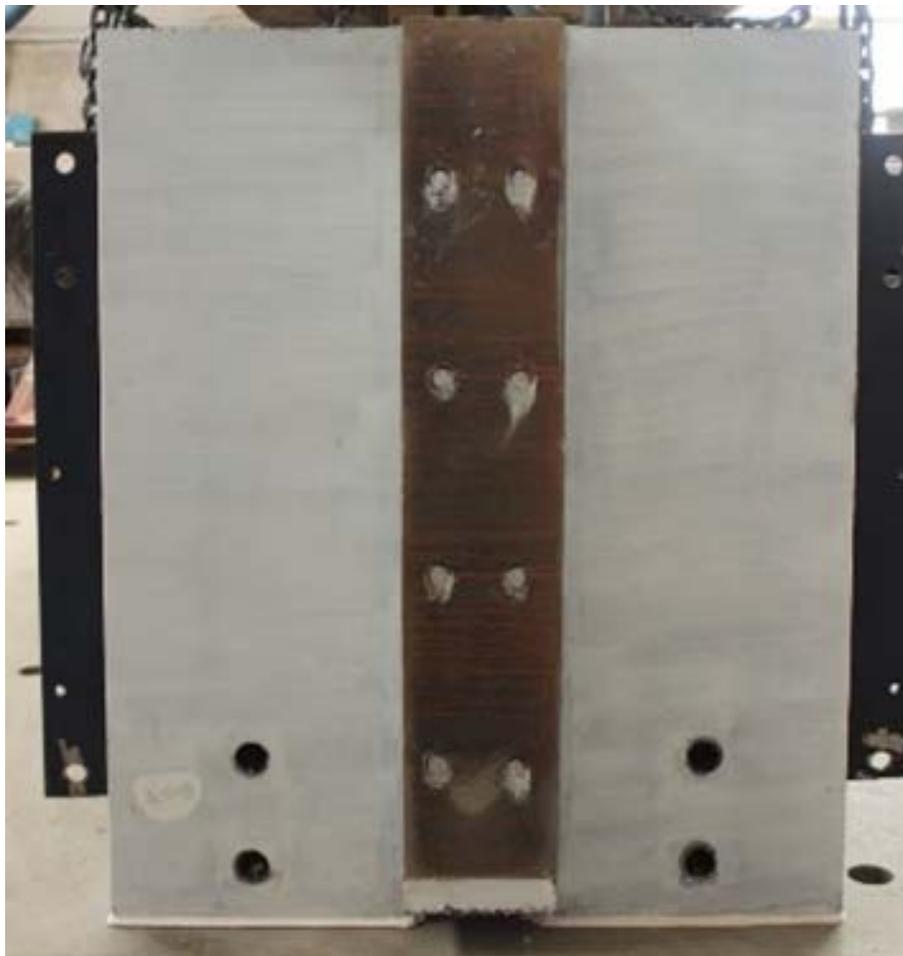


Figure 3-37 – Dalle type (F8-G100-C)



a) Acier



b) Béton

Figure 3-38 – *Spécimen F8-G50-C*



a) Acier



b) Béton

Figure 3-39 – *Spécimen F8-G50-B*

3.7.5 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 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** Figure 3-40**Erreur ! Source du renvoi introuvable.** 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.



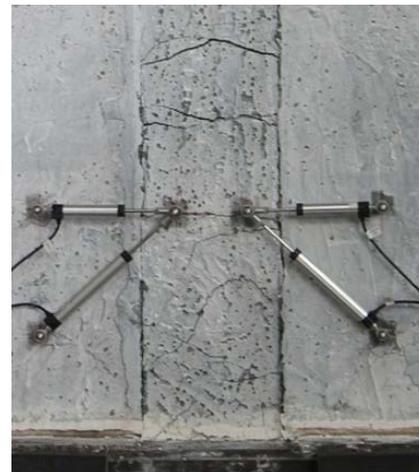
a) Face Ouest



b) Face Nord



c) Face Ouest (zoom)



d) Face Nord (zoom)

Figure 3-40 – *F16-G75-C - Face Ouest (zoom)*

3.7.6 SOMMAIRE DES ESSAIS DE LA PHASE II

Le Tableau 3-3 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 avec une ductilité importante. Tous les spécimens avec joints en BFUP avaient des goujons sous le lit d'armatures inférieures mais dans la dalle (tête au-dessus du dessous de la dalle), disposition qui n'a pas affectée les résultats.

Tableau 3-3 – Bilan des résultats – Phase II

Paramètres	Résultats								
	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 joint	Aucun (avec la dalle)			Entre dalles préfabriquées					
	BO		BFHP	BFUP – 2%					
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.
δ_u^1 (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.
$P_{test} / P_{nominale}$	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 ²	G/B	G/B	G/B	G	G	G	G	G	V

¹ δ_u : glissement correspondant à une charge $0.9 \cdot P_{test}$

² Modes de rupture : G – cisaillement des goujons
 B – éclatement du béton
 V – cisaillement horizontal à l'interface dalle-joint

3.8 SOMMAIRE 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 avec un joint en BFUP 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.

1. L'utilisation d'un gousset de 50 mm avec une dalle en BO a conduit à une rupture prématurée à une résistance moindre que prédit par les équations du code S6. Cette rupture est due à l'absence de confinement de part et d'autre du gousset. On peut conclure que la résistance calculée avec les équations du Code ne s'applique pas dans ce cas et n'est valide que pour une dalle coulée directement sur la semelle de la poutre.
2. L'utilisation d'un gousset de 50 mm avec une dalle en BFHP contenant 80 kg/m^3 de fibres a permis d'atteindre la pleine capacité des goujons a pu être atteinte même en présence d'un gousset de 50 mm. Ce comportement est dû à l'élimination de la fragilité du béton amenée par le béton fibré. On peut conclure que la résistance calculée avec les équations du Code s'applique dans ce cas. Toutefois cela devra être validé pour des goussets de plus grande épaisseur.
3. 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.
4. La position des goujons par rapport à l'armature inférieure transversale de la dalle n'a pas d'impact dans les joints en BFUP jusqu'à des hauteurs de goussets de 100 mm. Il est envisageable de concevoir des ponts avec des connecteurs sous les armatures sans l'utilisation de barres en U. Toutefois, il est recommandé que la tête des goujons soit positionnée plus haut que le dessous de la dalle mais sous le lit d'armatures inférieur.
5. 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.

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%) dans les limites des paramètres géométriques de cette étude.

Chapitre 4 FLEXION DES JOINTS AU-DESSUS DES POUTRES

4.1 CONTEXTE

Cette partie du projet de recherche porte sur les joints longitudinaux en BFUP entre dalles situés au-dessus des poutres et étudie leur comportement en flexion. Le programme expérimental, réalisé par Véronique Tremblay [4], est divisé en deux séries d'essais. La première série porte sur le comportement en moment négatif alors que la seconde porte sur le comportement en moment positif.

4.2 COMPORTEMENT EN MOMENT NÉGATIF

4.2.1 PROGRAMME D'ESSAI

Trois formes de joints froids situés au niveau des poutres ont été évaluées. Le détail de l'armature des dalles est montré sur la Figure 4-1. Quatre barres 20M espacées de 160 mm sont utilisées. Les barres chevauchées de manière juxtaposée.

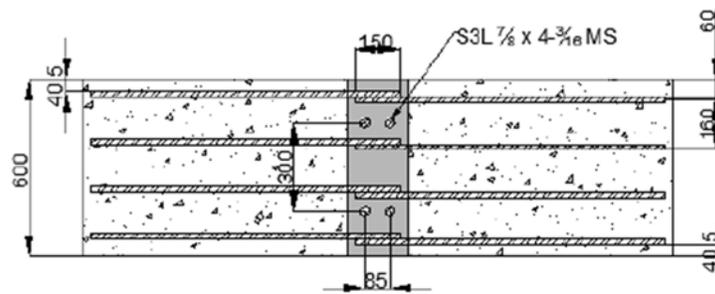
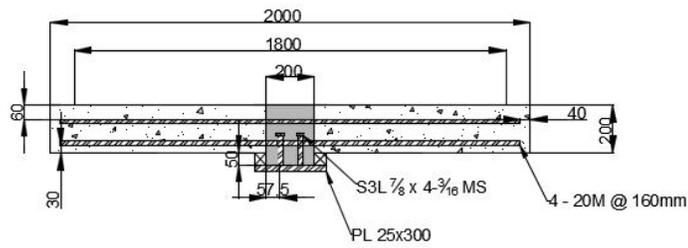
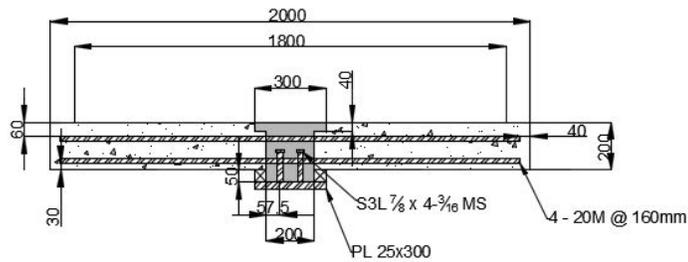


Figure 4-1 – Configuration type

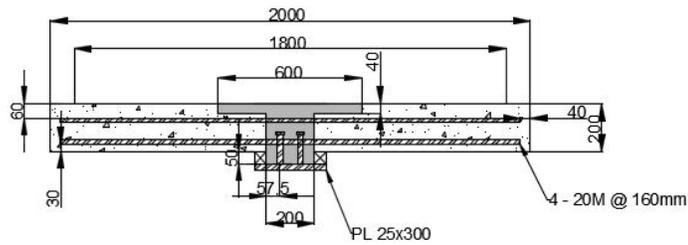
La Figure 4-2 présente la vue en élévation des trois configurations retenues. La détermination de la forme optimale du joint sollicité en moment négatif a été considérée afin de pouvoir facilement décoffrer la dalle préfabriquée en tenant compte de la présence des armatures. Ces configurations se distinguent par l'utilisation d'un élargissement du joint en partie supérieure utilisé afin d'éviter la propagation des fissures le long du joint froid à la jonction de la dalle et du BFUP en conditions de service. La Figure 4-3 montre les spécimens avant la coulée de joints en BFUP.



Configuration 1



Configuration 2



Configuration 3

Figure 4-2 – Configurations des joints



a) Joint droit
 Configuration 1



b) Petites ailes
 Configuration 2



b) Grandes ailes
 Configuration 3

Figure 4-3 – Configurations des joints avant la coulée du BFUP

4.2.2 MONTAGE

Dans l'optique de recréer un moment négatif tout en conservant une dimension réduite du spécimen, la dalle est déposée à l'envers sur le montage. Cette configuration place la plaque représentant l'aile supérieure de la poutre en I sur le dessus du spécimen, telle que montré sur la Figure 4-4. La charge est appliquée au milieu de la plaque. Les appuis sont constitués d'un appui simple et d'une série de rouleaux, tandis que la charge transmise par le vérin repose sur deux plaques et une poutre de transfert afin de permettre de distribuer adéquatement le chargement sur la plaque. Lors du test en fatigue, des rouleaux sont présents au niveau de la charge, car le vérin est fixe à son extrémité, tel que montré sur la Figure 4-5. Contrairement à l'essai cyclique, le test à l'ultime utilise un vérin d'une plus grande capacité, possédant une rotule à son extrémité et évitant alors la présence de rouleaux. La Figure 4-6 représente le montage statique. Plusieurs capteurs sont utilisés lors des essais : 1 cellule de charge, 2 LVDT et 4 extensomètres placés sous la dalle pour mesurer l'ouverture des fissures.

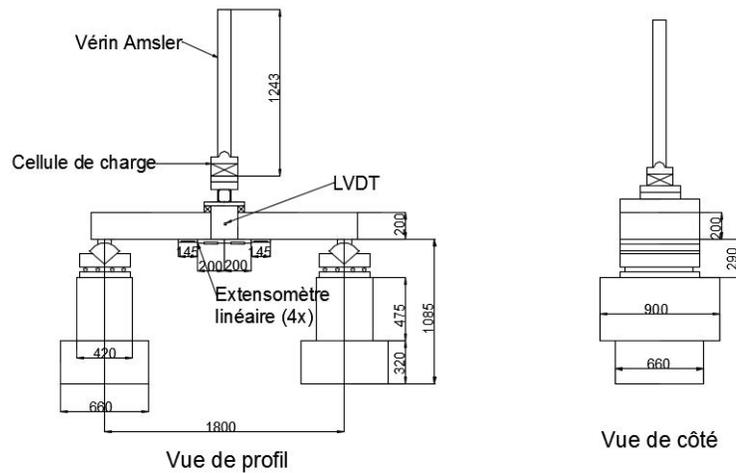


Figure 4-4 : Croquis du montage recréant le moment négatif (dalle testée à l'envers)



Figure 4-5 : Photo du montage pour l'essai cyclique

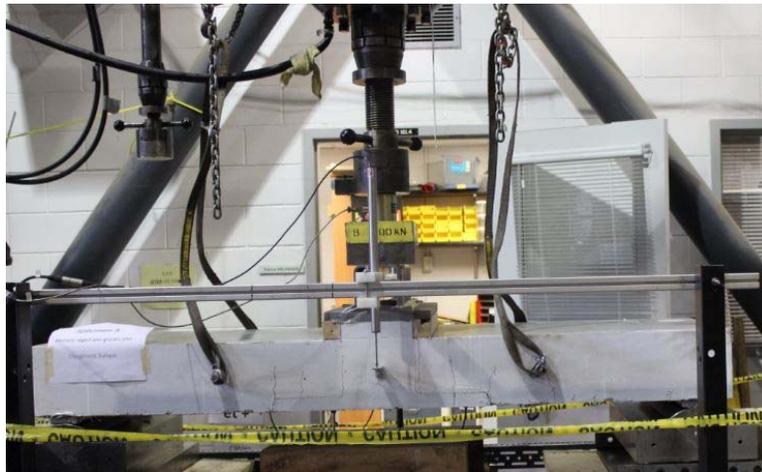


Figure 4-6 : Photo du montage pour l'essai statique

4.2.3 RÉSULTATS DES ESSAIS CYCLIQUES

La variation de la charge cyclique a été établie afin de créer une variation de contraintes de 125 MPa dans les armatures selon les indications de l'article 8.5.3.1 du Code S6. Ceci correspond à une variation de moment d'environ 29.3 kN-m/m ($\approx 1200 \text{ mm}^2 / 0.6 \text{ m} \times 125 \text{ MPa} \times 0.9 \times 130$), ce qui correspond à une variation de charge égale à 39 kN. Les analyses d'un pont typique indiquent que le moment négatif maximal peut atteindre 39.2 kN-m/m, ce qui correspond à une charge de 52 kN pour le montage. Ainsi, les conditions de chargement cyclique qui ont été appliquées sont :

- charge maximale = 52.1 kN (correspondant au moment maximal);
- charge minimale = 13.6 kN (pour avoir l'écart de moment correspondant à 125 MPa);
- nombre de cycles = 1 000 000;
- fréquence des cycles = 2 Hz.

La Figure 4-7 représente le déplacement au centre des trois spécimens en fonction du nombre de cycles effectués. La présence des ailes au niveau du joint en BFUP a pour effet d'augmenter la flèche dès le premier cycle. Cette augmentation, bien que minime, est causée par une ouverture supérieure du joint froid en fonction la largeur de l'aile. Ce phénomène sera expliqué en détail plus loin. De plus, un saut dans le déplacement après 900 000 cycles a été détecté pour le premier spécimen et a été attribué par un léger glissement d'une barre d'armature.

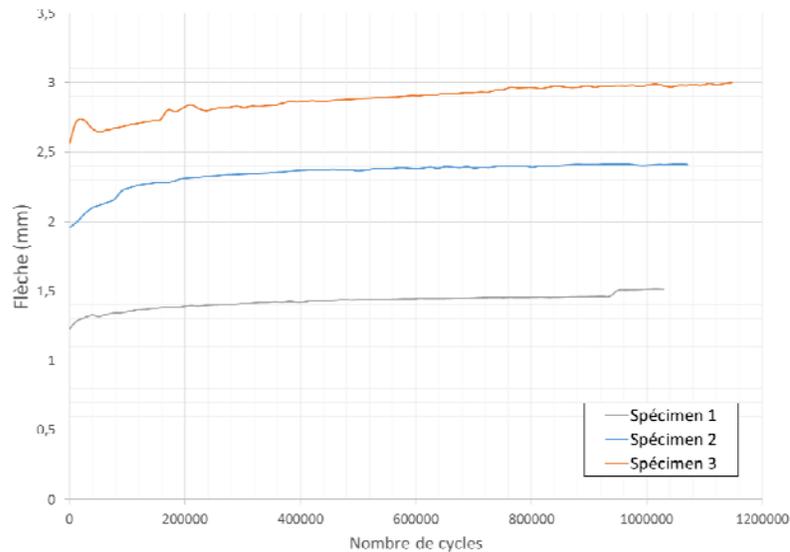


Figure 4-7 : Évolution de la flèche durant le million de cycles en moment négatif

Les trois photos de la Figure 4-8 représentent les patrons de fissuration au niveau de l'interface entre les dalles préfabriquées et le joint suite à l'essai de fatigue. La photo du haut est le spécimen possédant un joint droit pour lequel la fissuration s'est initiée uniquement au niveau de ce joint durant l'essai cyclique.

La photo du centre représente le joint avec de petites ailes au niveau de la fibre tendu. Une fissuration suivant le long du joint sans toutefois dépasser le centre de l'épaisseur a été détectée. L'ouverture semble asymétrique car les marques faites au crayon le long du joint se situent que du côté gauche. Cette fissure est pourtant présente de part et d'autre sans être nécessairement perceptible à l'œil. De plus, deux fissures se sont propagées dans la dalle, débutant leur course au coin supérieur de l'aile, ce qui est régulièrement observable lors de changement d'angle à 90°.

La dernière photo du spécimen avec de grandes ailes montre une ouverture plus grande du joint que dans les spécimens précédents. Il y a aussi deux fissures supplémentaires à mi-chemin des ailes qui se sont propagées dans la dalle en BFHP.

L'idée derrière l'utilisation des ailes est de limiter la propagation de fissures à l'interface dalle-joint. Bien qu'il puisse sembler que l'effet contraire ait été observé, il faut voir dans la contribution des ailes une répartition de la rotation sur une plus grande distance ce qui devrait occasionner des fissures moins large. Toutefois il se peut que la différence de rigidité entre le BFUP des ailes et le béton des dalles fasse en sorte qu'une partie des efforts transitent par les ailes du joint. Cet aspect pourra faire l'objet d'une réflexion additionnelle.

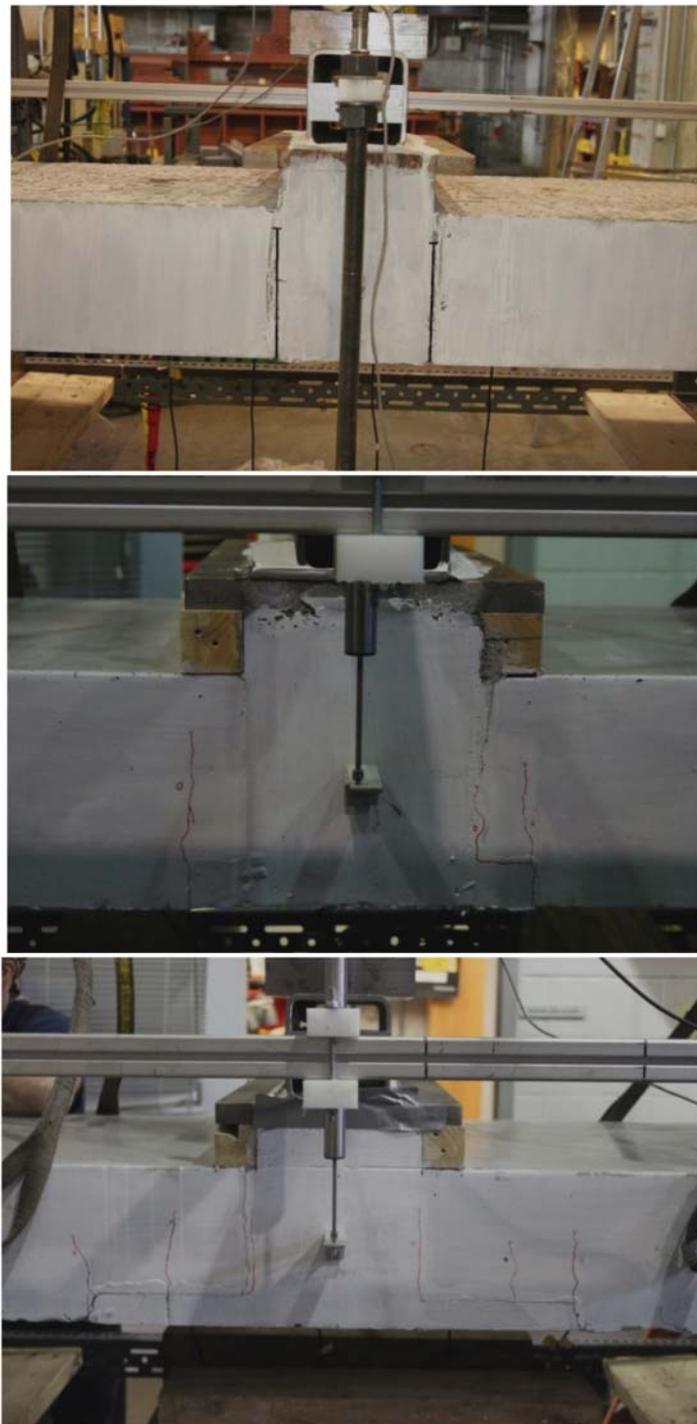


Figure 4-8 : *Patron de fissuration après essai cyclique en moment négatif sur les spécimens avec joint droit (en haut), petites ailes (au milieu) et grandes ailes (en bas)*

4.2.4 RÉSULTATS DES ESSAIS STATIQUES À L'ULTIME

Suite aux essais en fatigue, les spécimens ont été amenés à la rupture. La Figure 4-9 présente l'évolution du moment en fonction du déplacement vertical (flèche). Tout d'abord, en comparant la résistance maximale des spécimens, il est possible de constater que la présence de la sur-largeur est bénéfique. En effet, la résistance du spécimen avec des ailes de 50 mm de largeur est d'environ 4% supérieure à celui avec un joint droit alors que le spécimen avec des ailes de 200 mm de large a présenté un gain de résistance de 13%. Il est à noter que le premier essai a été interrompu avant l'apparition du comportement post-pic car le déplacement latéral du vérin rendait dangereuse la poursuite de l'essai.

Les joints possédant des ailes ont une tendance similaire dans la première phase de l'essai, jusqu'à environ 148 kN-m/m. Le joint droit présente une pente plus rigide que les autres due à une plus grande rigidité dans les essais de fatigue. Par contre, dans le cas du joint droit, le changement de pente ce produit plus tôt, soit à environ 138 kN-m/m. Malgré le fait que l'ouverture de la fissure soit plus importante à l'extrémité des grandes ailes, la résistance maximale du dernier spécimen est nettement supérieure. De plus, l'essai avec de grandes ailes présente une portion d'écrouissage plus marquée que celle des autres spécimens présentant ainsi un comportement plus ductile.

Deux résistances en flexion sont présentées sur la Figure 4-9. La ligne verte correspond à la résistance des dalles sans tenir compte de la contribution des fibres en utilisant les propriétés mesurées de l'acier. On voit que la résistance de toutes les dalles excède cette valeur. La ligne orange correspond à la résistance des dalles en incluant la contribution des fibres. On peut voir dans ce cas que seul le spécimen avec des grandes ailes surpasse cette valeur. Autrement dit, la présence d'une sur-largeur permet d'améliorer la résistance à l'ultime de la dalle.

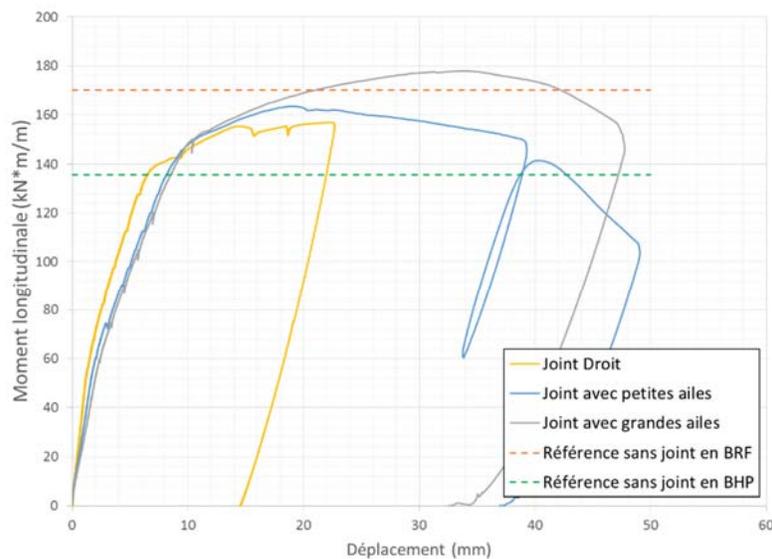


Figure 4-9 : Moment longitudinal en fonction du déplacement lors de l'essai à l'ultime du moment négatif

La Figure 4-10, la Figure 4-11 et la Figure 4-12 représentent les photos des dommages apparus suite à la ruine pour les dalles avec respectivement un joint droit, avec des petites ailes et avec des grandes ailes. Les ouvertures de fissures maximales sont toutes situées aux interfaces entre le joint et la dalle pour chacun des spécimens. De plus, une ouverture verticale au milieu du joint en BFUP est observée une fois la limite ultime des spécimens atteinte. Ce phénomène de rupture est causé par un glissement des barres d'armature. Il ne s'agit toutefois pas d'une situation critique, car ce mode de rupture se développe dans la zone post-pic. Puisque le premier spécimen n'a pas atteint cette zone post-pic, la fissure n'est visible que sur une face.

Les spécimens avec des ailes présentent une brèche à la racine de l'aile. Ces fissures se propagent dans le BFUP, le phénomène étant plus marqué pour le spécimen possédant de petites ailes. Finalement, les sections de dalles préfabriquées présentent toutes de nombreuses fissures.



Figure 4-10 : Patron de fissuration du spécimen avec joint droit à la rupture



Figure 4-11 : Patron de fissuration du spécimen avec les petites ailes à la rupture



Figure 4-12 : Patron de fissuration du spécimen avec les grandes ailes à la rupture

On peut conclure que la présence des ailes devrait permettre, une fois la fissure initiée au niveau du joint froid, d'empêcher que les agents agressifs n'atteignent l'armature car la sur-largeur se situe avant les barres. Toutefois le détail des ailes pourrait être amélioré, notamment afin d'éviter la séparation avec la dalle.

4.3 COMPORTEMENT EN MOMENT POSITIF

4.3.1 PROGRAMME D'ESSAI

Cette section traite des essais réalisés pour le développement d'un moment positif au droit d'une poutre longitudinale. L'objectif des essais est d'étudier la possibilité d'interrompre les armatures inférieures puisque cette zone est principalement soumise à un moment négatif afin de diminuer le risque de congestion avec les connecteurs de cisaillement. Deux spécimens ont été testés en moment positif. Le premier possède des barres inférieures droites qui se chevauchent dans le joint comme celles en moment négatif étudiées précédemment alors que le second a des barres inférieures interrompues, ancrées dans le joint en BFUP par des crochets. Les détails de l'ancrage des barres inférieures dans le joint en BFUP sont présentés sur la Figure 4-13.

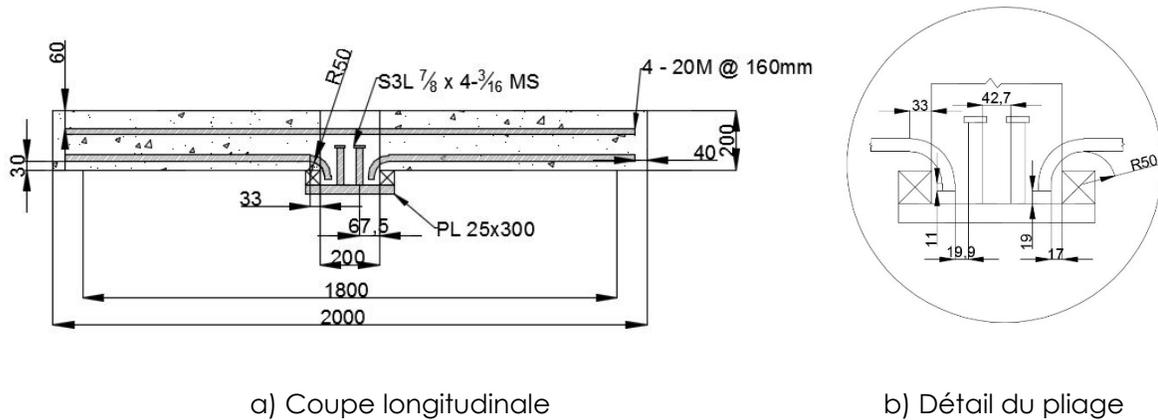


Figure 4-13 : Configuration des barres discontinues ancrées dans le joint des BFUP

La Figure 4-14 illustre l'intérieur du joint avant la coulée de BFUP. La dalle de la Figure 4-14a possède la même configuration que le joint droit montré sur la Figure 4-2 (configuration 1). La dalle sur la Figure 4-14b montre la disposition des barres se terminant par un crochet dont le rayon de pliage est de 50 mm. Notons que la position réelle des goupes diffère du détail indiqué sur la Figure 4-13.



a) Barres inférieures chevauchées b) Barres inférieures interrompues

Figure 4-14 : Spécimens avec barres chevauchées ou interrompues ancrées

4.3.2 MONTAGE

Afin de reproduire une zone de moment positif constant, la charge est appliquée de part et d'autre du joint tel que montré sur la Figure 4-15. Cette figure permet de visualiser la disposition globale du montage. Deux vérins sont utilisés durant ces essais, soit un vérin d'une capacité de 98 kN pour le chargement cyclique et un vérin capable d'appliquer 489 kN pour le chargement statique. La Figure 4-16 est une photo du montage permettant l'application de la

charge selon deux lignes de chargement. Le contact avec la dalle est effectué à l'aide de deux plaques où des rouleaux sont déposés afin d'assurer la stabilité du chargement.

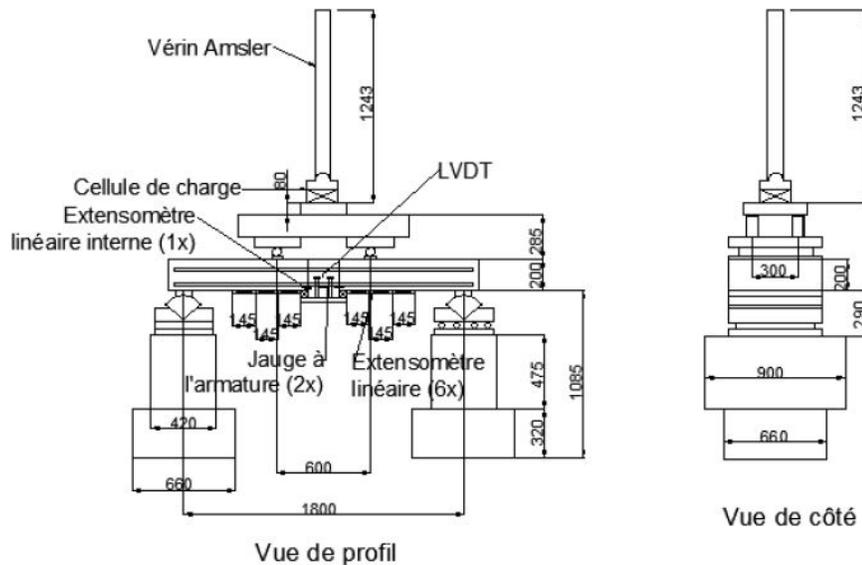


Figure 4-15 : Croquis du montage en moment positif



Figure 4-16 : Photo de l'application de la charge pour le moment positif

4.3.3 RÉSULTATS DES ESSAIS CYCLIQUES

La variation de la charge cyclique a été établie suite à des analyses de grillages d'un pont typique avec des poutres en acier et des poutres NEBT. Ces analyses ont indiqué que le

moment positif au-dessus des poutres intérieures était égal à environ 67% du moment positif transversal entre les poutres, soit un moment égal environ 24 kN-m/m. Pour ce moment la variation de contrainte est de 83 MPa environ ($\approx 24 \times 10^6 / (1200 \text{ mm}^2 / 0.6 \text{ m}) / (0.9 \times 160)$) ce qui correspond à environ 67% de la valeur maximale de 125 MPa spécifiée à l'article 8.5.3.1 du Code S6. Cette valeur, obtenue d'analyses de grillage se justifie par le fait que l'armature du lit inférieur au-dessus de la poutre est la même que celle en moment positif entre les poutres et pour laquelle la variation de moment positif est supérieure. Ainsi, il a été admis que la variation de charge appliquée devait conduire à une variation de contrainte de l'ordre de 83 MPa dans les armatures du lit inférieur au droit de la poutre. Les conditions de chargement des deux spécimens sont :

- charge maximale = 57 kN (correspondant au moment positif maximal);
- charge minimale = 8.8 kN (déterminée pour avoir l'écart de moment requis);
- nombre de cycles = 1 000 000;
- fréquence des cycles = 2 Hz.

L'analyse de la Figure 4-17 permet de constater que l'arrêt des barres en forme de crochet vers le bas n'est pas en mesure de reprendre les variations de charge subites par le pont typique. La perte de résistance est survenue à environ 600 000 cycles contrairement au premier spécimen pour lequel le comportement s'est stabilisé rapidement durant l'essai.

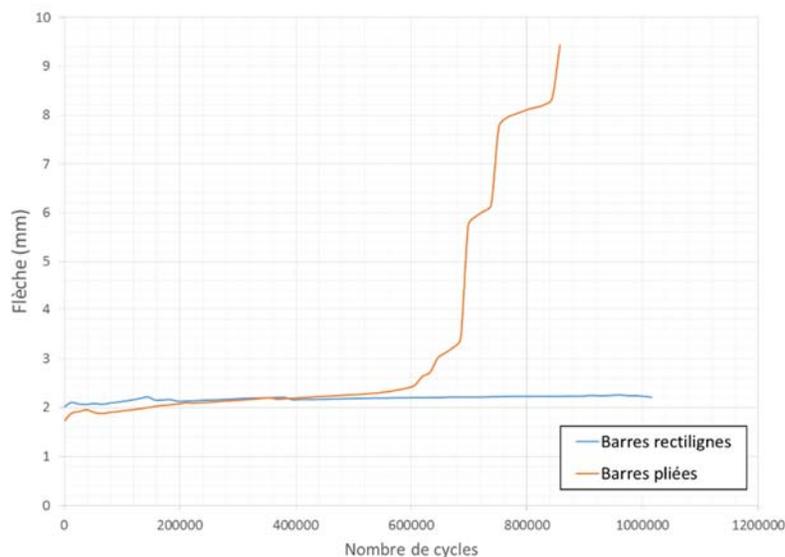


Figure 4-17 : Évolution de la flèche pour les essais en moment positif

Sur la Figure 4-18 les fissures apparues suite à l'essai cyclique sont illustrées en noir sur la photo pour le spécimen avec barres chevauchées. Le patron de fissuration en moment positif pour le joint droit avec barres chevauchées est le même que celui sollicité en moment négatif. La Figure 4-19 et la Figure 4-20 montrent l'état du spécimen avec barres interrompues à la rupture survenue durant les cycles de fatigue. La seconde photo montre un agrandissement de l'intérieur de la fissure où on peut voir l'une des barres sectionnées du lit inférieur. On a pu

conclure que la rupture en fatigue a été causée par la flexion dans le crochet attribuable à l'effet de levier. Une disposition du crochet sur le côté (à l'horizontal) ou encore vers le haut du joint aurait fort probablement présenté un comportement plus adéquat en fatigue.

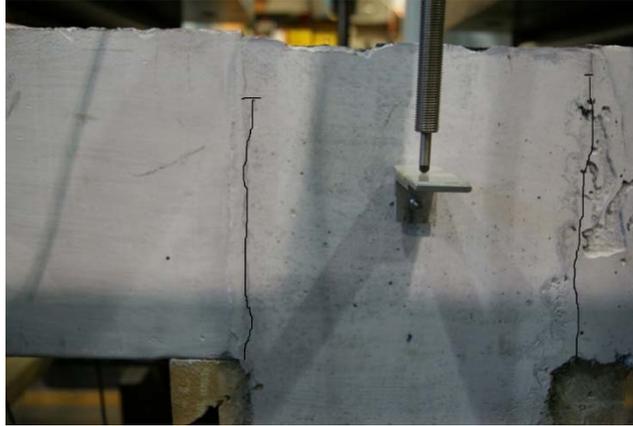


Figure 4-18 : Détérioration du spécimen avec barres continues suite au chargement cyclique



Figure 4-19 : Détérioration du spécimen avec barres interrompues suite au chargement cyclique



Figure 4-20 : Rupture de la barre d'armature interrompue

4.4 RÉSULTAT DE L'ESSAIS STATIQUE

Seulement le premier spécimen a été amené à la rupture puisque le second avait déjà atteint la rupture suite à l'essai cyclique de fatigue. La Figure 4-21 présente le comportement du joint en moment positif pour le chargement à l'ultime. Le spécimen a présenté un comportement écroissant sans défaillance du joint en BFUP. Le moment maximal du spécimen est de 193 kN-m/m tandis que le moment résistant de la dalle de référence en BFHP est de 228 kN-m/m (ligne pointillée orange) alors que la résistance dans le joint froid est de 180 kN-m/m, illustrée par la ligne pointillée verte sur la figure.

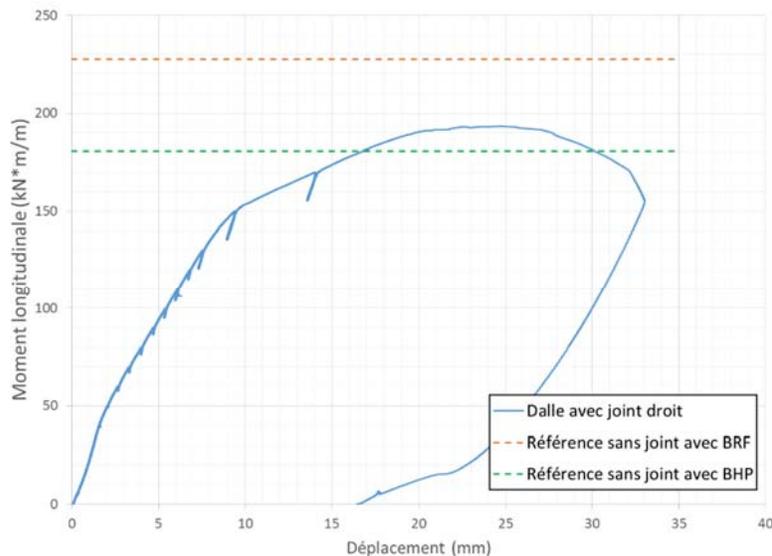


Figure 4-21 : Évolution du déplacement en fonction du moment positif durant l'essai à l'ultime

La Figure 4-22 montre le spécimen avec des barres chevauchées à la ruine. Outre l'ouverture des joints froids, les dalles préfabriquées présentent plusieurs fissures, davantage que dans le

joint en BFUP tel qu'attendu. Une fois le pic atteint, une fissuration horizontale fine au niveau du BFUP s'est développée parallèlement aux barres du lit inférieur.

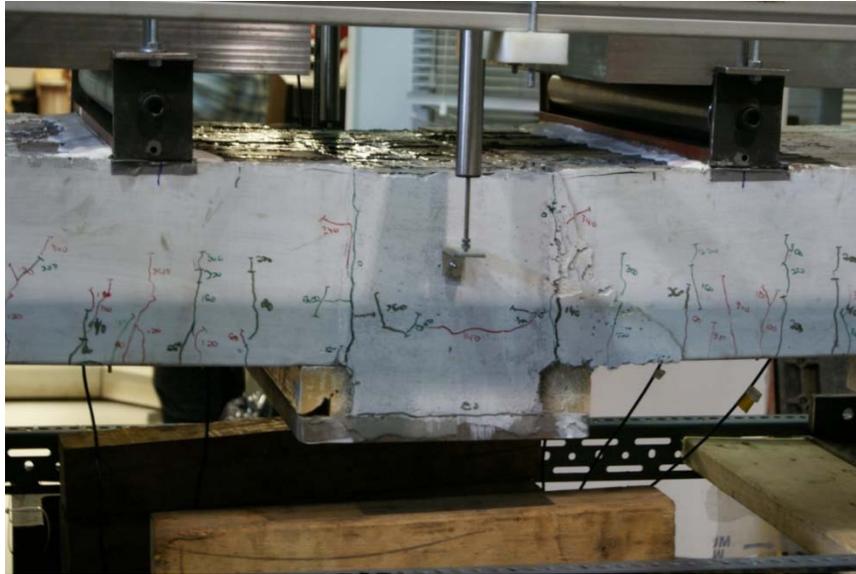


Figure 4-22 : Patron de fissuration à l'ultime du spécimen avec barres continues

4.5 SOMMAIRE DES RÉSULTATS

Deux séries d'essais ont été réalisées pour l'étude du comportement des joints dalle-dalle en BFUP au-dessus des poutres, l'une en moment négatif et l'autre en moment positif. Dans le premier cas trois configurations de joints ont été testées : droit, et avec deux sur-largeurs égales à respectivement 50 et 200 mm de part et d'autre du joint. Ces sur-largeurs ont pour but d'assurer une meilleure étanchéité au niveau du joint froid afin de mieux protéger le lit d'armature supérieure. Dans le second cas deux configurations ont été testées pour le transfert des efforts des armatures du lit inférieur : une avec chevauchement des armatures comme en moment négatif, et l'autre avec l'interruption des barres ancrées avec des crochets dans le joint en BFUP. Cette disposition a été choisie dans l'éventualité où la dalle doit être installée à une position telle qu'une interférence pourrait survenir entre les armatures du lit inférieur et les connecteurs de cisaillement ou les armatures de la poutre. Dans tous les cas les surfaces ont été laissées droites (sans clé de cisaillement) et les granulats ont été exposés tel que requis par les recommandations du FHWA [14]. La configuration retenue utilise des barres disposées côte-à-côte chevauchées sur une longueur de $7.5 d_b$ avec un enrobage pour les armatures supérieures égal à $3 d_b$. Ces conditions diffèrent des exigences du FHWA pour la longueur de chevauchement ($7.5 d_b$ au lieu de $6.0 d_b$) et pour la disposition adjacente des barres (collées). Les spécimens ont d'abord subi un chargement cyclique à un niveau de variation de contraintes dans les armatures conforme aux exigences du code CSA-S6 ou encore compatible avec les conditions réelles. Les essais cycliques ont été suivis d'un essai statique la rupture.

Les résultats des essais permettent de tirer les conclusions suivantes avec l'utilisation d'un BFUP contenant 2% (156 kg/m³) de fibres.

6. La résistance en moment négatif ou positif avec un chevauchement juxtaposé des barres sur une longueur de $7.5 d_b$ a présenté une performance adéquate en fatigue jusqu'à 1 M de cycles pour un écart de contraintes de 125 MPa et pour une contrainte maximale de 160 MPa dans les armatures.
7. L'interruption d'armature dans le joint en BFUP n'a pas donné de résultats satisfaisants avec le détail choisi. Si une telle éventualité devait être considérée, un détail plus performant devra être élaboré et testé.
8. L'utilisation d'une sur-largeur sur la face supérieure de la dalle s'est avéré une solution avantageuse. Cependant, la configuration de ce détail devrait être améliorée afin d'assurer un meilleur lien entre la partie horizontale de la sur-largeur et la dalle afin d'éviter le décollement de celle-ci. L'utilisation d'une sur-largeur pourrait s'avérer utile pour les joints entre éléments préfabriqués où l'utilisation de membrane n'est pas applicable (pour des éléments autres que les dalles de tablier).
9. La performance de joints au-dessus des poutres sans clé de cisaillement a présenté une performance adéquate. L'utilisation de clé de cisaillement à cet endroit apparaît superflue.

Chapitre 5 **ESSAI SUR JOINTS LONGITUDINAUX DALLE-DALLE ENTRE LES POUTRES**

5.1 **CONTEXTE**

Cette partie du projet de recherche porte sur les joints longitudinaux entre dalles situés entre les poutres et étudie leur comportement en flexion. Le programme expérimental, réalisé par Sébastien Verger-Lebœuf [5] a également porté sur des joints transversaux dalle-dalle entre les poutres. Seuls les joints longitudinaux sont traités ici. Les résultats du programme de recherche complet sont présentés dans son mémoire de maîtrise.

Tel qu'indiqué dans le rapport d'étape [1], le programme expérimental de ce projet de recherche a été élaboré alors que le projet de Sébastien Verger-Lebœuf était en cours dans le cadre d'un programme de recherche avec d'autres partenaires. Afin d'éviter toute duplication et chevauchement, seul le programme de Sébastien Verger-Lebœuf a été réalisé. Celui-ci suivait celui de Léa Faggio [15] présenté dans le rapport d'étape et réalisé avant le démarrage du présent projet. Les résultats des essais statiques et cycliques de Faggio étaient favorablement concluants avec l'utilisation d'un BFUP 3%. Vu l'intérêt d'utiliser un BFUP moins riche en fibres, le programme d'essai de l'étude de Sébastien Verger-Lebœuf a porté sur des BFUP 2%, comme ceux utilisés par Maxime Gascon [3] et Véronique Tremblay [4] et présentés aux chapitres précédents.

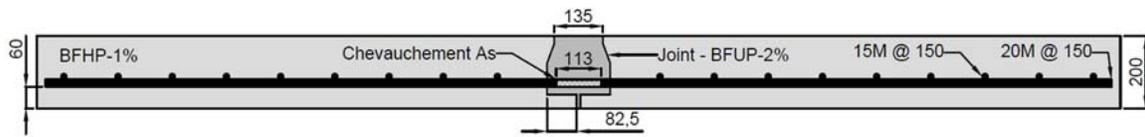
Les résultats des essais de Sébastien Verger-Lebœuf pour des joints transversaux dalle-dalle sont tous favorables. Cependant, comme il sera vu dans ce qui suit, les résultats des essais sur un joint optimisé avec 2% de fibres n'ont pas atteint les objectifs attendus.

5.2 **PROGRAMME EXPÉRIMENTAL**

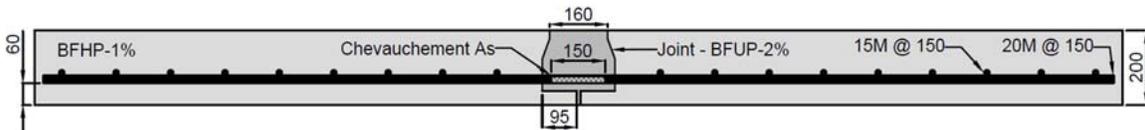
5.2.1 **SPÉCIMENS**

L'objectif du programme exploratoire était de déterminer les limites inférieures de longueur de chevauchement dans les dalles préfabriquées avec joint de connexion longitudinal en BFUP. Deux dalles en BFHP contenant 80 kg m³ de fibres ($\pm 1\%$) de 3 m de longueur et 0.6 m de largeur avec joint de connexion longitudinal ont été fabriquées, tel qu'illustré sur la Figure 5-1. La forme de joints étudiée dans ce projet disposait d'un prolongement horizontal dans la partie inférieure destiné à éliminer la nécessité d'utiliser un coffrage sous le joint. Dans tous les essais sur des joints transversaux, cette disposition constructive a présenté un comportement satisfaisant [5].

Quatre barres d'armatures 20 M espacées à 150 mm ont été utilisées. La première dalle construite avait une largeur du joint de connexion de 200 mm, donc une longueur de chevauchement de 150 mm ($7.5 d_b$) – comme Léa Faggio et supérieur à la valeur de $6 d_b$ recommandée par le FHWA. La seconde dalle avait une largeur du joint de connexion de 175 mm avec une longueur de chevauchement spécifiée de 125 mm ($6.25 d_b$). Sur cette dernière dalle, suite à une erreur de construction, la longueur de chevauchement n'a été que de 113 mm ($5.75 d_b$), légèrement inférieure à la valeur spécifiée par le FHWA mais dans les tolérances de construction. Le Tableau 5-1 présente les valeurs des longueurs de chevauchement spécifiées et mesurées.



a) Spécimen 5 – Joint de 175 mm



b) Spécimen 6 – Joint de 200 mm

Figure 5-1 : Dalle en BFHP avec joint longitudinal dalle-dalle entre les poutres

Tableau 5-1 – Longueur de chevauchement

Spécimen	Essai	Longueur spécifiée (mm)	Longueur réelle (mm)
5	Statique	125	113
6	Cyclique puis statique	150	153

5.2.2 MONTAGE ET INSTRUMENTATION

Le montage est illustré sur la Figure 5-2 alors que l'instrumentation est présentée sur la Figure 5-3 et la Figure 5-4. Cinq potentiomètres linéaires ont été disposés sous la section centrale de la dalle afin de capter l'ouverture des fissures ainsi que celle du joint de connexion. La flèche a été mesurée de chaque côté de la dalle à l'aide de quatre potentiomètres en statique et de deux LVDT.

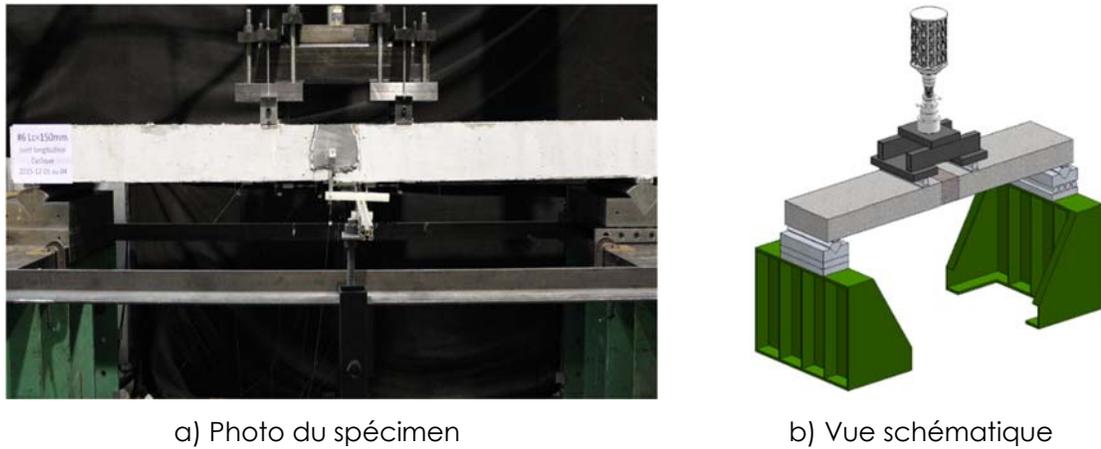


Figure 5-2 : Montage en laboratoire – Dalle avec joint longitudinal

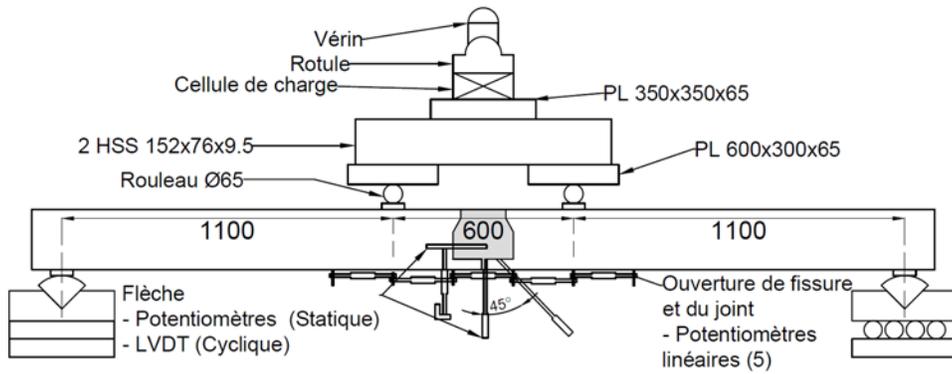


Figure 5-3 : Plan du montage en laboratoire – Dalle avec joint de connexion longitudinal

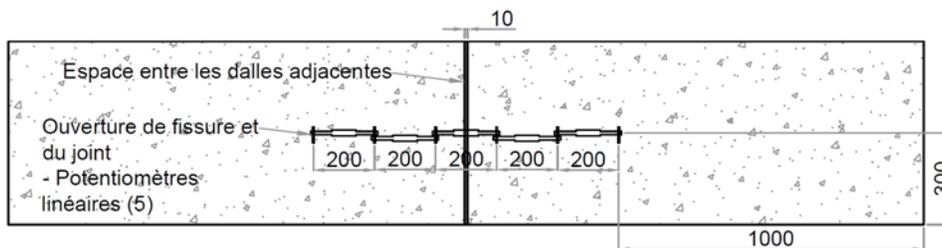


Figure 5-4 : Plan d'instrumentation – Vue inférieure de la dalle avec joint de connexion longitudinal

5.3 RÉALISATION DES ESSAIS

5.3.1 GÉNÉRALITÉ

Le spécimen 6 a été soumis à un million de cycles de chargement et déchargement suivi d'un chargement statique à la rupture. Le spécimen 5 a été uniquement testé en statique jusqu'à la rupture, puisque sa longueur de chevauchement était très courte.

Les charges minimale et maximale pour les dalles avec joint longitudinal ont été choisies égales à celles utilisées dans un projet précédent [16], soit respectivement 8.9 kN et 36 kN, ce qui correspond à un écart de moment de 24.8 kN-m/m. Pour ce moment la variation de contrainte est de 106 MPa environ ($\approx 24.8 \times 10^6 / (1200 \text{ mm}^2 / 0.6 \text{ m}) / (0.9 \times 130)$) ce qui correspond à 85% de la valeur maximale de 125 MPa spécifiée à l'article 8.5.3.1 du Code S6. Cette valeur a été choisie dans cette étude afin de mieux représenter les conditions réelles de fatigue obtenues suite à des analyses de grillage. Ainsi, les conditions de chargement cyclique qui ont été appliquées sont :

- charge maximale = 36 kN;
- charge minimale = 8.9 kN;
- nombre de cycles = 1 000 000;
- fréquence des cycles = 2 Hz.

5.4 RÉSULTATS DES ESSAIS

5.4.1 RÉSULTATS GÉNÉRAUX

LaErreur ! Source du renvoi introuvable. Figure 5-5 illustre le comportement Moment-Flèche des deux dalles préfabriquées en BFHP avec joint de connexion longitudinal. La dalle avec joint de 200 mm ($l_c = 150 \text{ mm} = 7.5 d_b$) a subi le chargement cyclique avant d'être soumise au chargement statique. Elle surpasse le moment de conception, mais présente une ductilité limitée. En effet, dès l'atteinte de la charge ultime, la résistance a chuté rapidement. La dalle avec un joint de connexion longitudinal de 175 mm ($l_c = 113 \text{ mm} = 5.75 d_b$) a subi uniquement le chargement statique. Elle a atteint de justesse le moment de conception, mais sa ductilité est inadéquate. La réduction de la capacité portante est reliée à la faible longueur de chevauchement, combinée à un faible enrobage sous la barre.

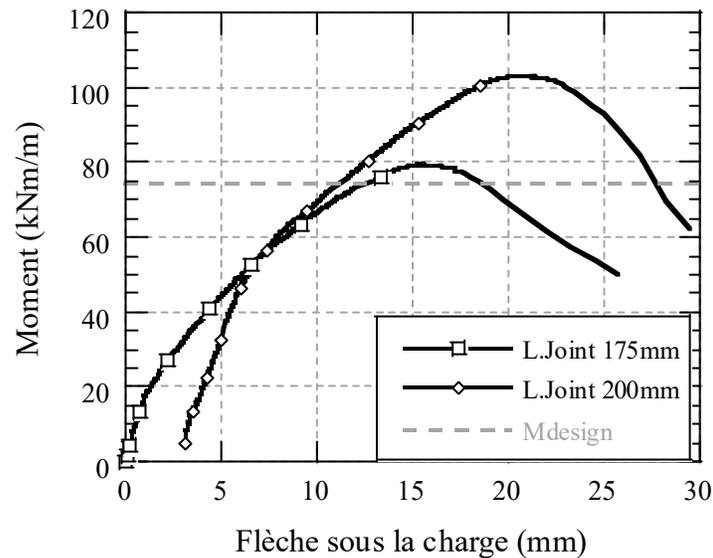


Figure 5-5 : Comportement en statique des dalles en BFHP avec joint longitudinal

5.4.2 SCHÉMA DE FISSURATION

La Figure 5-6 illustre les schémas de fissuration pour les deux dalles en condition de service et à la rupture. Les photos affichent la zone entre les deux points de chargement, soit dans la zone de moment constant de 600 mm de longueur. Jusqu'au moment de service, les deux dalles montrent peu de fissures. Malgré une longueur de chevauchement plus grande, la dalle avec une largeur de joint de 200 mm présentent des fissures plus profondes. Cette observation peut être reliée au fait que cette dalle a subi des chargements cycliques favorisant la propagation des fissures.

À la rupture, le schéma et la profondeur des fissures sont semblables pour les deux dalles avec joint de connexion de longueurs différentes. De multiples fissures se développent à l'interface dalle-joint (Figure 5-7). Cependant, la rupture est plutôt causée par une fissure de flexion qui se propage de manière inclinée directement dans le joint de connexion sur toute sa longueur. Puisque les joints en BFUP ont été coulés dans le sens du joint, l'écoulement du BFUP a probablement orienté davantage les fibres dans le sens du joint. En conséquence, les fibres du BFUP sont davantage parallèles au plan de rupture et ont possiblement moins contribué mécaniquement. Dans ce contexte, la capacité ultime et la ductilité des dalles en BFHP avec joint longitudinal ont reposé davantage sur la contribution des barres d'armature chevauchées dans le joint de connexion en comparaison aux dalles avec joint transversal.

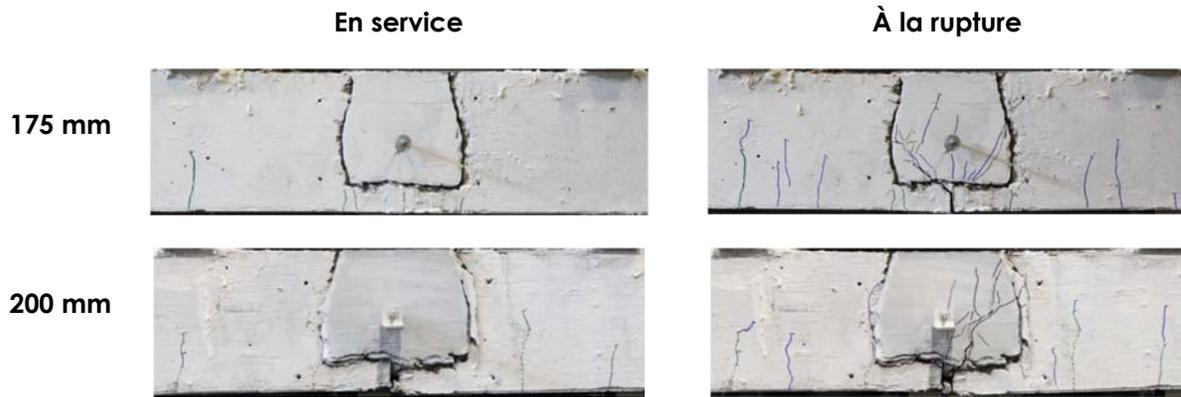
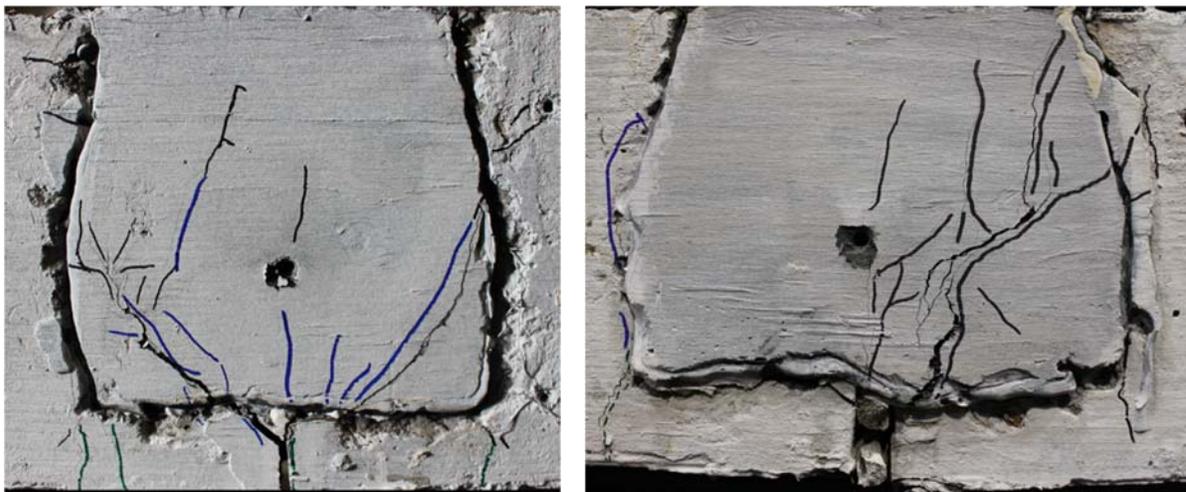


Figure 5-6 : Schéma de fissure en service et à la rupture pour les dalles en BFHP avec joint de connexion longitudinal

Lors de l'essai statique, la fissure de flexion dans le joint de connexion longitudinal de 200 mm de largeur qui a provoqué la rupture s'est développée en quelques secondes. La Figure 5-7b montre la présence de fissures à la rupture (noir) seulement dans le joint de connexion. Dans le cas de la dalle avec un joint de connexion longitudinal de 175 mm de largeur, la fissure de flexion s'est développée beaucoup plus lentement. La Figure 5-7a montre en effet la présence de fissures de flexion à 80 kN (bleu) et à la rupture (noir) dans le joint de connexion. Dans la dalle avec le joint de 200 mm, le réseau de fissures engendré par les chargements cycliques explique probablement cette accélération de la rupture.



a) Joint de 175 mm

b) Joint de 200 mm

Figure 5-7 : Vue rapprochée des joints longitudinaux à la rupture

5.4.3 CAROTTAGE DE LA DALLE ET DU JOINT DE CONNEXION

Carottage de la dalle avec le joint de connexion longitudinal de 175 mm de largeur

La Figure 5-8 illustre la carotte qui a été prélevée dans le joint longitudinal de 175 mm (longueur de chevauchement de 113 mm = $5.75 d_b$). La photo de gauche montre qu'un réseau de fissures horizontales est présent autour des armatures. Ce réseau de fissures a été généré par la faible longueur de chevauchement, ce qui a fait en sorte que le BFUP a été davantage sollicité.

La photo de droite montre que le plan de rupture a débuté à la jonction des deux dalles et s'est propagé à l'interface horizontale entre la dalle et le joint de connexion. De là, trois fissures se sont propagées à la verticale pour rejoindre le réseau de fissures horizontales au niveau des armatures. Malgré l'application d'aucun cycle de chargement, un réseau de fissures s'est créé. La fissure de flexion s'est propagée verticalement jusqu'à la rupture.

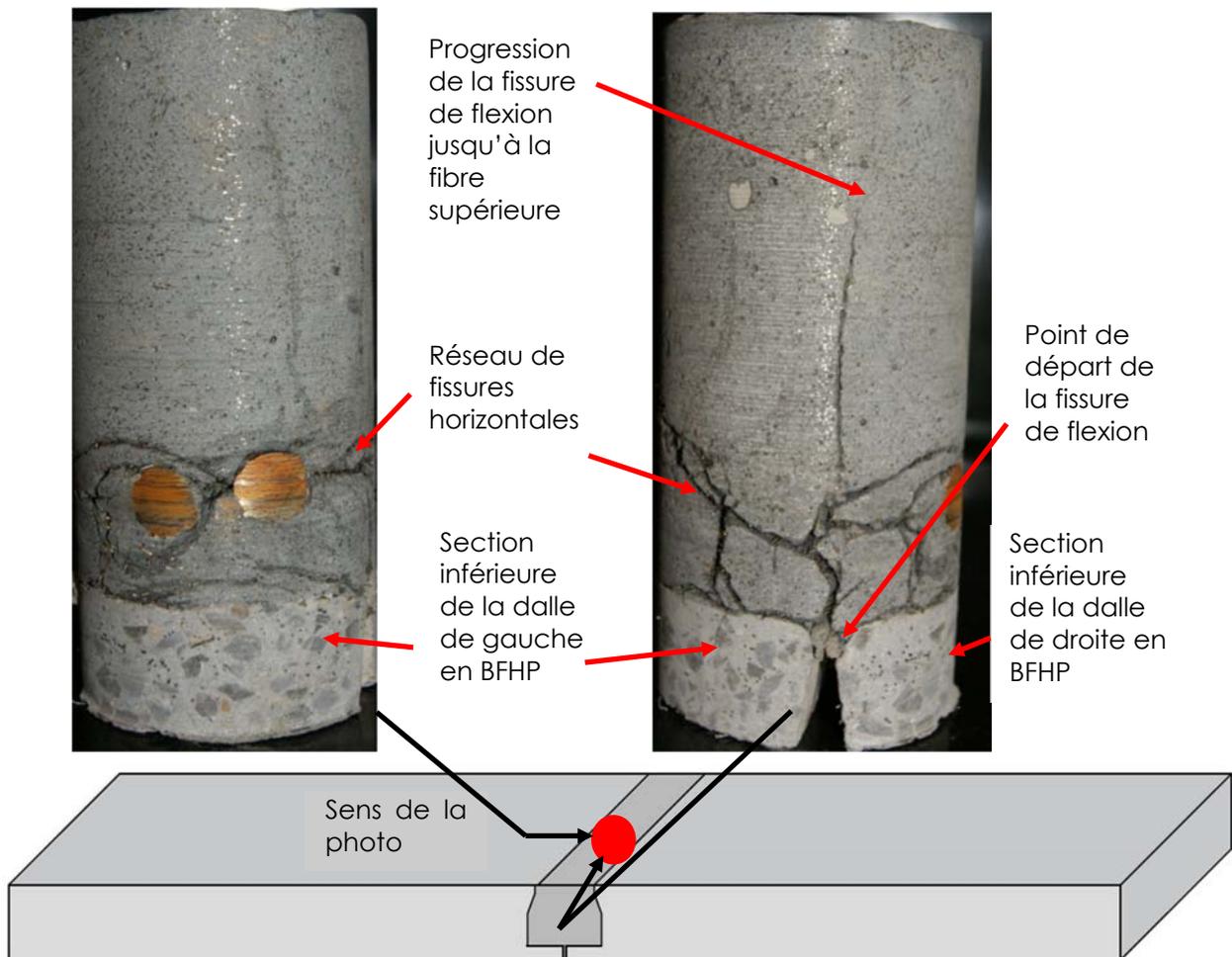


Figure 5-8 : Carottage de la dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinal de 175 mm

Carottage de la dalle avec le joint de connexion longitudinal de 200 mm de largeur

La Figure 5-9 illustre la carotte qui a été prélevée dans le joint longitudinal de 200 mm (longueur de chevauchement de 150 mm = $7.5 d_b$). Sur les deux photos de la carotte, un réseau de fissures horizontales est visible au niveau des armatures. Ce réseau de fissures s'est probablement développé dans le joint longitudinal malgré une longueur de chevauchement de $7.5 d_b$, supérieure aux recommandations du FHWA trop courte. Ensuite, les cycles de chargement et déchargement ont favorisé l'augmentation et la concentration de ce réseau de fissures autour des armatures. Le réseau de fissures a endommagé l'interface armature-BFUP comme le montre la photo de gauche. Ceci peut expliquer en partie la propagation subite de la rupture et le peu de ductilité offert par le joint longitudinal à la rupture.

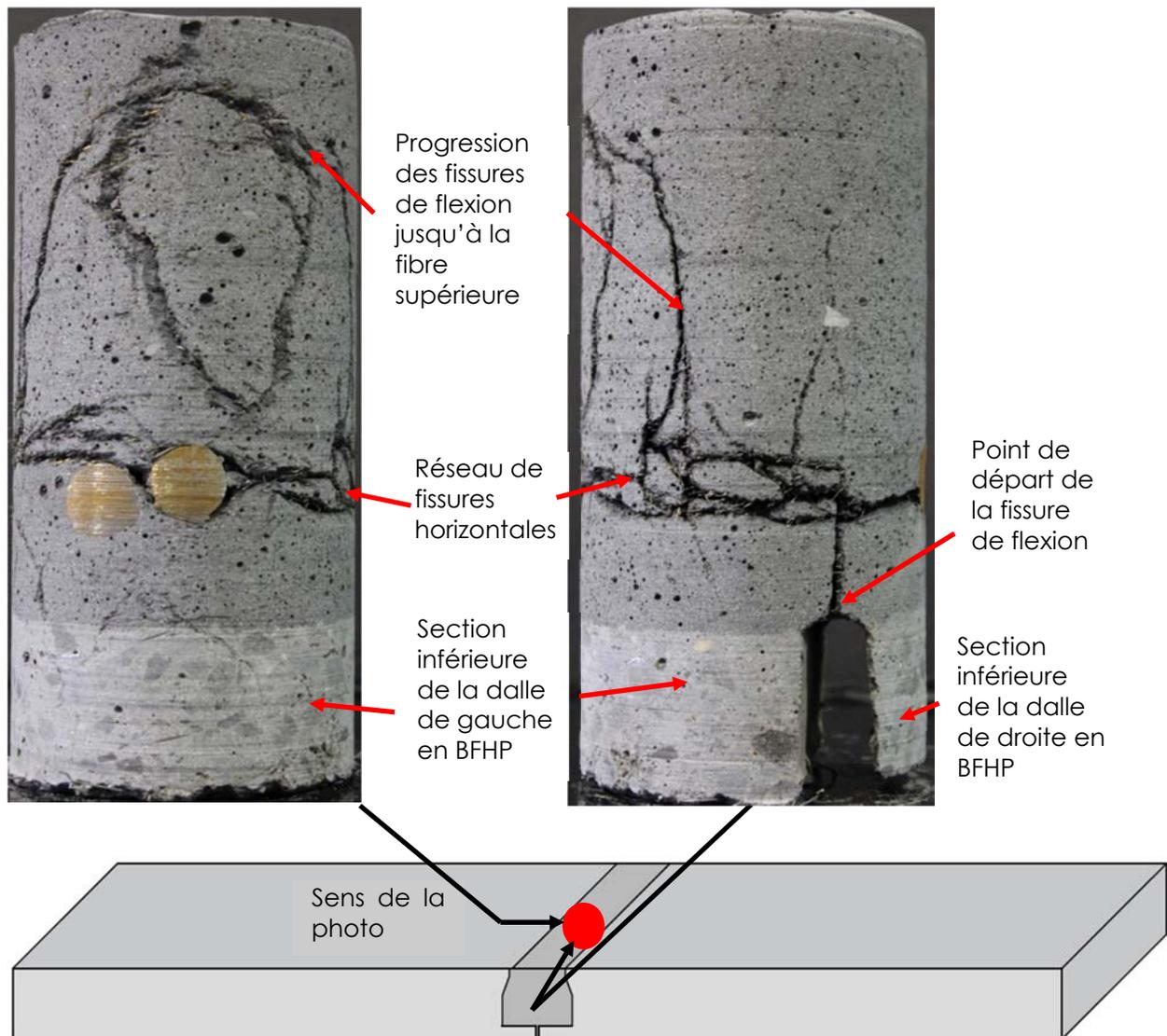


Figure 5-9 : Carottage de la dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinal de 200 mm

Également, l'interface horizontale entre la dalle et le joint de connexion n'est pas endommagé comparativement à la dalle avec joint de connexion longitudinal de 175 mm de largeur. L'augmentation de la longueur de chevauchement permet donc de limiter l'ouverture de l'interface.

5.5 SOMMAIRE

Les dalles avec joint de connexion longitudinal en BFUP ont été testées de façon à obtenir le moment positif maximal au niveau du joint de connexion, ce qui est critique pour l'ouverture et la résistance du joint de connexion. Les spécimens ont présenté des ruptures en flexion transversale au centre du joint sur toute la longueur avec une ductilité limitée, mais une résistance ultime adéquate selon l'exigence du code de ponts. La capacité ultime et surtout le manque de ductilité provient du joint en BFUP. Ce joint longitudinal entre deux poutres doit donc être amélioré. Puisque le chevauchement des barres dans le joint de la dalle ayant reçu un chargement cyclique ($7.5 d_b$) était plus long que les recommandations du FHWA [14], soit $6 d_b$, il est probable que le comportement insatisfaisant provient du manque d'enrobage ou du chevauchement juxtaposé, ou des deux. Une première solution serait donc de concevoir un joint de connexion avec une longueur de chevauchement plus longue ou un enrobage plus important, soit $3 d_b$ comme proposé par le FHWA, ou de chevauchements en quinconce.

La rupture des deux spécimens s'est produite en flexion transversal au centre du joint. La méthode de coulée du BFUP dans le joint de connexion se fait d'une extrémité du joint à l'autre par écoulement. Les fibres s'orientent donc principalement dans le sens du joint de connexion. Dans ce contexte, les fibres n'avaient pas une orientation idéale pour empêcher la fissure de flexion de se propager.

Ainsi, une autre solution afin d'améliorer la résistance de ce type de joint de connexion serait d'augmenter le dosage en fibres. Un dosage plus élevé en fibres augmenterait la probabilité d'avoir davantage de fibres dans de multiples directions dans le joint de connexion et ainsi mieux reprendre la fissure de flexion causant la rupture. La ductilité des dalles serait donc améliorée. Également, plus le dosage en fibres est élevé, plus la résistance à la traction sera élevée et fournira une capacité supplémentaire au joint de connexion. Des essais seraient donc nécessaires afin de valider si une hausse du dosage en fibres améliorerait vraiment le comportement mécanique du joint de connexion longitudinal entre deux poutres.

Chapitre 6 SOMMAIRE ET RECOMMANDATIONS

6.1 RAPPEL DES OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE ET DES PROGRAMMES D'ESSAIS

L'objectif général de ce projet de recherche était de démontrer l'intérêt d'utiliser les bétons fibrés pour réaliser des dalles préfabriquées en BRF incluant le développement des connexions dalles-dalle et dalle-poutre pour les dalles de tabliers de pont. De manière plus spécifique, le projet de recherche visait à :

- déterminer la forme du joint la plus propice ou avantageuse pour les différents types de connexion rencontrées, soit les joints dalle-dalle ou joint dalle-poutre (poutre en acier ou en béton, précontraint ou non) applicables pour la construction de ponts neufs ou pour la reconstruction de dalles sur poutres existantes;
- démontrer que les joints retenus ont la capacité de résister aux différents efforts générés dans le joint (flexion, cisaillement, etc.), selon différentes combinaisons de charges;
- intégrer les exigences du Code canadien sur le calcul des ponts routiers CSA-S6 [12] et présenter les bases scientifiques permettant de justifier les dérogations s'il y a lieu;
- tenir compte des différentes difficultés rencontrées en chantier lors de la mise en place des dalles dont la présence de goujons ou armatures existantes sur les poutres ainsi que les conflits potentiels entre ces derniers et l'armature en attente des dalles préfabriquées;
- faire le bilan de l'état des principales connaissances acquises dans le domaine de l'utilisation des bétons renforcés de fibres et des gains en durabilité apportés aux ouvrages.

Le programme expérimental de cette étude a porté sur le comportement de dalles en BRF préfabriquées avec des joints en BFUP coulés en place en considérant trois volets expérimentaux :

- résistance à l'effort tranchant horizontal des connecteurs de cisaillement poutre-dalle visant à assurer l'action mixte;
- flexion en moment positif ou négatif de joints longitudinaux et transversaux dalle-dalle situés au-dessus des poutres;
- flexion en moment positif de joints longitudinaux et transversaux dalle-dalle situés entre les poutres.

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

6.2 RÉSULTATS ET CONCLUSION DES PROGRAMMES D'ESSAIS

6.2.1 EFFORT TRANCHANT HORIZONTAL DANS LE JOINT DALLE-POUTRE

Un total de 13 essais a été réalisé dans lesquels des joints en BRF et en BFUP avec des goujons sous le lit d'armatures inférieures des dalles ont été considérés et comparés aux conditions de construction conventionnelles avec des bétons ordinaires (BO) sans fibres. Les résultats des essais permettent de tirer les conclusions suivantes avec l'utilisation d'un BFUP contenant 2% (156 kg/m³) de fibres.

1. L'utilisation de joints en BFUP a permis le transfert des efforts tranchants horizontaux entre la poutre et la dalle pour des goujons situés sous le lit d'armature inférieures, et ce, sans ajout d'autres armatures, jusqu'à des hauteurs de goussets de 100 mm. Toutefois, il est recommandé que la tête des goujons soit positionnée plus haut que le dessous de la dalle mais sous le lit d'armatures inférieures.
2. 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, ce qui 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. Les équations du Code CSA-S6 sont applicables.
3. 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.
4. L'utilisation d'un gousset de 50 mm avec une dalle en BO a conduit à une rupture prématurée à une résistance moindre que prédit par les équations du code S6. Cette rupture est due à l'absence de confinement de part et d'autre du gousset. On peut conclure que la résistance calculée avec les équations du Code ne s'applique pas dans ce cas et n'est valide que pour une dalle coulée directement sur la semelle de la poutre.
5. L'utilisation d'un gousset de 50 mm avec une dalle en BFHP contenant 80 kg/m³ de fibres a permis d'atteindre la pleine capacité des goujons a pu être atteinte même en présence d'un gousset de 50 mm. Ce comportement est dû à l'élimination de la fragilité du béton amenée par le béton fibré. On peut conclure que la résistance calculée avec les équations du Code s'applique dans ce cas. Toutefois cela devra être validé pour des goussets de plus grande épaisseur.

Bien que le programme d'essais ait été concluant pour les joints en BFUP et les joints en BFHP, une certaine préoccupation sur le comportement des joints avec des BO en présence de goussets est préoccupante. Malgré qu'à notre connaissance aucune défaillance n'ait été rapportée à cet effet, ce sujet devrait être étudié plus en profondeur.

6.2.2 FLEXION DANS LE JOINT DALLE-DALLE AU-DESSUS DES POUTRES

Deux séries d'essais ont été réalisées pour l'étude du comportement des joints dalle-dalle en BFUP au-dessus des poutres, l'une en moment négatif et l'autre en moment positif. Les résultats des essais permettent de tirer les conclusions suivantes avec l'utilisation d'un BFUP contenant 2% (156 kg/m³) de fibres.

1. La résistance en moment négatif ou positif avec un chevauchement juxtaposé des barres sur une longueur de $7.5 d_b$ a présenté une performance adéquate en fatigue jusqu'à 1 M de cycles pour un écart de contraintes de 125 MPa et pour une contrainte maximale de 160 MPa dans les armatures. Cette valeur est 25% supérieure à la limite minimale indiquée par le *FHWA*.
2. L'interruption d'armature dans le joint en BFUP n'a pas donné de résultats satisfaisants avec le détail choisi. Si une telle éventualité devait être considérée, un détail plus performant devra être élaboré et testé.
3. L'utilisation d'une sur-largeur sur la face supérieure de la dalle s'est avérée une solution avantageuse. Cependant, la configuration de ce détail devrait être améliorée afin d'assurer un meilleur lien entre la partie horizontale de la sur-largeur et la dalle afin d'éviter le décollement de celle-ci. L'utilisation d'une sur-largeur pourrait s'avérer utile pour les joints entre éléments préfabriqués où l'utilisation de membrane n'est pas applicable (pour des éléments autres que les dalles de tablier).
4. La performance de joints au-dessus des poutres sans clé de cisaillement a présenté une performance adéquate. L'utilisation de clé de cisaillement à cet endroit apparaît superflue.

La résistance au moment négatif s'est avérée adéquate pour tous les cas considérés. Le joint froid droit a bien performé. Les sur-largeurs ont présenté un comportement supérieur à l'ultime mais le décollement de l'interface horizontale s'est avérée inadéquat. Cette disposition n'est pas nécessaire avec l'utilisation d'une membrane étanche. Toutefois, elle pourrait s'avérer nécessaire pour d'autres applications de joints en BFUP. Pour ces cas, une amélioration du détail devrait être considérée.

Le transfert des efforts en moment positif a bien fonctionné pour le détail du lit inférieur identique à celui du lit supérieur. Toutefois le détail choisi pour l'interruption de barres ancrées avec des crochets dans le BFUP devrait être amélioré afin d'éviter d'induire des efforts de flexion dans les armatures.

6.2.3 FLEXION DANS LE JOINT DALLE-DALLE ENTRE LES POUTRES

Deux essais ont été réalisés dans un programme d'essais conjoint où un BFUP contenant 2% de fibres a été choisi, alors que quatre essais avaient été réalisés dans un programme d'essais précédant celui-ci avec un béton contenant 3% de fibres. Différentes dispositions de chevauchement de barres ont été utilisées.

1. Les résultats d'essais avec 3% de fibres pour un chevauchement juxtaposé de $7.5 d_b$ et un enrobage de $3 d_b$ se sont avérés satisfaisants.
2. Les résultats d'essais avec 2% de fibres pour un chevauchement juxtaposé de $7.5 d_b$ et un enrobage de 1 à $3 d_b$ se sont avérés insatisfaisants.
3. Le carottage pratiqué dans la région du joint a révélé un degré important de fissuration au-delà du chargement de fatigue dans la phase de chargement ultime. L'étendue de la fissuration après les cycles de fatigue est inconnue.

Le programme d'essais avec 3% de fibres a donné des résultats favorables alors que celui avec 2% de fibres a présenté des résultats insatisfaisants.

6.3 RECOMMANDATIONS POUR LA CONCEPTION DES JOINTS EN BFUP

6.3.1 GÉNÉRALITÉS

Les résultats du programme expérimental de ce projet de recherche combinés aux recommandations du *FHWA* [14] permettent d'arriver aux recommandations suivantes. Certaines sont plus sévères que ce que recommande le *FHWA*, notamment en ce qui a trait au comportement à la fatigue. Bien que les résultats du projet de recherche soient concluants pour plusieurs aspects, des questions demeurent et d'autres projets devront suivre celui-ci afin d'appliquer de manière éclairée et sécuritaire cette nouvelle technologie.

6.3.2 CHOIX DU BFUP

Idéalement un BFUP légèrement écrouissant en traction directe et une résistance ultime à la traction de 6 MPa avec une déformation ultime de l'ordre de 0.002. De telles propriétés sont généralement obtenues avec un volume en fibres de 3% de fibres courtes (13 mm de longueur et 0.2 mm de diamètre), soit environ 235 kg/m³. Ce BFUP devrait avoir une résistance en compression de 120 MPa.

Utiliser un BFUP avec un dosage moindre que la valeur indiquée plus haut semble adéquat pour le cisaillement horizontal ainsi que pour les joints dalle-dalle au-dessus des poutres mais suscite des interrogations pour les joints dalle-dalle entre les poutres soumis aux chargements cycliques. De plus, les propriétés mécaniques minimales n'ont pas été déterminées, ce qui devrait inciter à utiliser un dosage en fibres plus élevé. Ainsi adopter un dosage de 2% pour les joints dalle-dalle entre les poutres requiert des dispositions constructives plus exigeantes et n'est pas recommandé à moins de procéder à des essais spécifiques.

Deux dosages seront choisis ici. Un BFUP 2% pour les joints au-dessus des poutres. Il est supposé que le BFUP présente des caractéristiques en traction directe similaire au BFUP utilisé ici. Pour les joints dalle-dalle entre les poutres, un BFUP 3% est recommandé.

Ces exigences sont relaxées ou encore confirmées avec le développement d'une méthode de calcul dans laquelle la performance des joints en BFUP sera reliée aux propriétés mécaniques en traction de ces matériaux.

6.3.3 JOINTS LONGITUDINAUX POUTRE-DALLE

Les résultats du programme expérimental de ce projet de recherche combinés aux recommandations du *FHWA* [14] permettent d'arriver aux recommandations suivantes dans le cas de chevauchement de barres droites en acier noir ou galvanisé.

1. le BFUP doit contenir un minimum de 2% de fibres (par volume, soit 157 kg/m³) de fibres courtes (13 mm de longueur et 0.2 mm de diamètre), avoir une résistance en compression de 120 MPa et présenter une résistance en traction directe et une ductilité en traction comparable aux valeurs mesurées dans ce programme expérimental.

- Des goussets jusqu'à 75 mm de hauteurs peuvent être utilisés. Aucune armature additionnelle en U ou autre n'est requise. La tête des goujons dans le cas des poutres en acier ou les armatures de cisaillement dans le cas des poutres en béton doivent être positionnés plus haut que le dessous de la dalle mais sous le lit d'armatures inférieures, comme illustré sur la Figure 6-1 tirée des recommandations du FHWA [14].

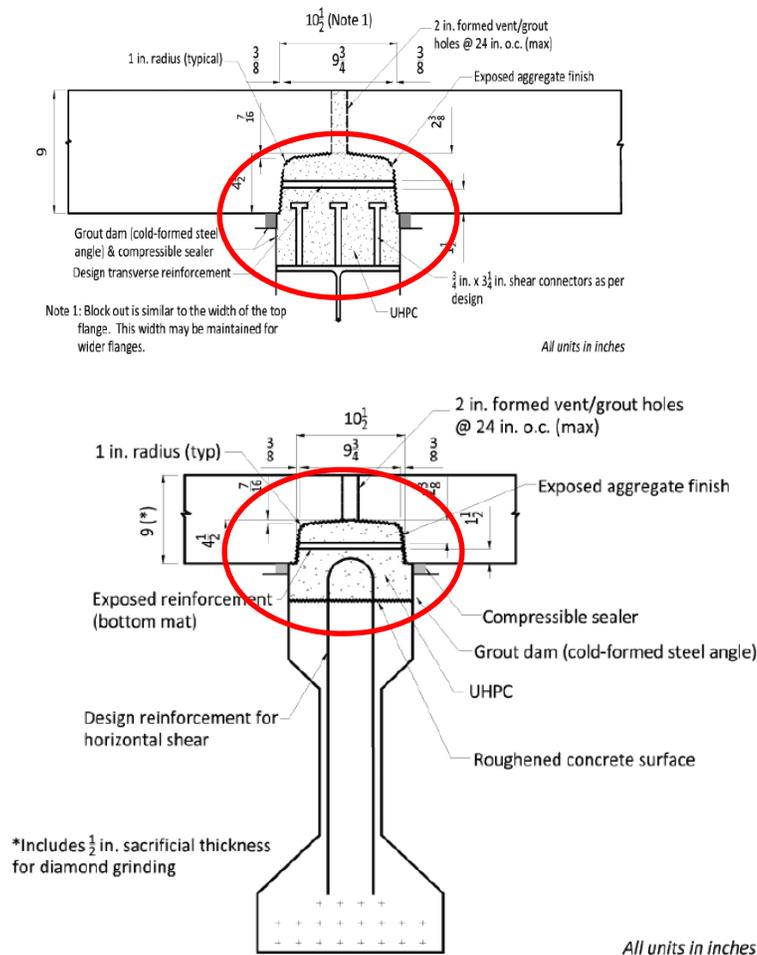


Figure 6-1 : Position des goujons et armatures devant assurer le transfert des efforts tranchants horizontaux pour l'action mixte

6.3.4 JOINTS DALLE-DALLE AU-DESSUS DES POUTRES

Les résultats du programme expérimental de ce projet de recherche combinés aux recommandations du FHWA [14] permettent d'arriver aux recommandations suivantes dans le cas de chevauchement de barres droites en acier noir ou galvanisé.

1. le BFUP doit contenir un minimum de 2% de fibres (par volume, soit 157 kg/m³) de fibres courtes (13 mm de longueur et 0.2 mm de diamètre), avoir une résistance en compression de 120 MPa et présenter une résistance en traction directe et une ductilité en traction comparable aux valeurs mesurées dans ce programme expérimental.
2. La longueur de chevauchement de barres d'armature de 400 MPa ayant un enrobage de $3 d_b$ doit être égale à $10 d_b$ dans le cas d'un chevauchement juxtaposé ou $8 d_b$ dans le cas d'un chevauchement en quinconce.
3. La longueur de chevauchement de barres d'armature de 400 MPa ayant un enrobage de $2 d_b$ doit être égale à $12 d_b$ dans le cas d'un chevauchement juxtaposé ou $10 d_b$ dans le cas d'un chevauchement en quinconce.
4. L'espacement maximal entre les barres chevauchées en quinconce est de $10 d_b$.
5. L'espacement minimal entre les barres adjacentes doit être au moins 1.5 fois la longueur des fibres et l'enrobage retenu, soit $2 d_b$ ou $3 d_b$ tel qu'indiqué plus haut.

6.3.5 JOINTS LONGITUDINAUX DALLE-DALLE ENTRE LES POUTRES

Les résultats du programme expérimental de ce projet de recherche combinés aux recommandations du FHWA [14] permettent d'arriver aux recommandations suivantes dans le cas de chevauchement de barres droites en acier noir ou galvanisé.

1. le BFUP doit contenir un minimum de 3% de fibres (par volume, soit 235 kg/m³) de fibres courtes (13 mm de longueur et 0.2 mm de diamètre), avoir une résistance en compression de 120 MPa et présenter une résistance en traction directe et une ductilité en traction comparable aux valeurs mesurées dans ce programme expérimental.
2. La longueur de chevauchement de barres d'armature de 400 MPa ayant un enrobage de $3 d_b$ doit être égale à $10 d_b$ dans le cas d'un chevauchement juxtaposé ou $8 d_b$ dans le cas d'un chevauchement en quinconce.
3. La longueur de chevauchement de barres d'armature de 400 MPa ayant un enrobage de $2 d_b$ doit être égale à $12 d_b$ dans le cas d'un chevauchement juxtaposé ou $10 d_b$ dans le cas d'un chevauchement en quinconce.
4. L'espacement maximal entre les barres chevauchées en quinconce est de $10 d_b$.
5. L'espacement minimal entre les barres adjacentes doit être au moins 1.5 fois la longueur des fibres et l'enrobage retenu, soit $2 d_b$ ou $3 d_b$ tel qu'indiqué plus haut.

6.3.6 FORME ET PRÉPARATION DES JOINTS

Les résultats du programme expérimental de ce projet de recherche combinés aux recommandations du FHWA [14] permettent d'arriver aux recommandations suivantes.

1. L'utilisation de clé de cisaillement n'est pas requise pour les joints au-dessus des poutres.
2. L'utilisation d'une clé de cisaillement est requise pour les joints longitudinaux et transversaux entre les poutres.
3. La surface de la dalle en contact avec le BFUP doit être rugueuse avec des aspérités minimales de 6 mm d'amplitude.

6.4 RECOMMANDATIONS POUR LA POURSUITE DES ÉTUDES

Plusieurs sujets de recherche pourraient faire l'objet d'études additionnelles.

1. D'un point de vue général, les spécifications devraient être reliées à des propriétés mécaniques minimales des BRP. Les propriétés obtenues avec le nouvel essai de flexion retenu pour le Code CSA-S6 devrait être reliées aux propriétés d'ancrage pour des sollicitations monotoniques et cycliques.
2. La résistance en fatigue des joints longitudinaux dalle-dalle devrait faire l'objet d'une étude spécifique dans laquelle différentes configurations de joints seraient considérées : chevauchement juxtaposé ou en quinconce, volume de fibres de 2 et 3%, enrobage de 2 ou 3 d_b , barres droites ou en U.
3. Le mode de résistance des goujons devrait être étudié plus à fond. La mesure d'une capacité excédant celle des goujons en traction dans le cas de joints en BRP devrait être explicitée afin de valider l'hypothèse de frottement avancée ou de trouver une autre explication plausible.
4. La piètre performance au cisaillement horizontal en présence d'un gousset pour du béton ordinaire devrait être étudiée afin d'arriver à des équations de résistance représentatives de cette réalité.
5. L'utilisation de sur-largeur des joints au-dessus des poutres a montré son avantage. Cependant la forme choisie s'est avérée moins efficace dû au décollement engendré par le mécanisme de résistance. Une optimisation de la forme du joint et de la forme de la sur-largeur devrait être entreprise.
6. L'interruption d'armature dans le joint en BRP n'a pas donné de résultats satisfaisants avec le détail choisi. Si une telle éventualité devait être considérée, un détail plus performant devra être élaboré et testé.
7. Une étude sur le comportement en fatigue des joints transversaux en zone de moment négatif devrait être réalisée.

Chapitre 7 CONCLUSIONS

Ce rapport a présenté les résultats de trois programmes d'essais réalisés afin d'établir les règles de conception et de construction de joints entre dalle préfabriquées. Les résultats des différentes séries d'essais ont permis d'arriver à des conclusions favorables. Dans l'ensemble plusieurs recommandations du FHWA se sont avérées justes. Toutefois, surtout pour la fatigue et le comportement des joints longitudinaux entre les poutres, il s'est avéré que les exigences du *FHWA* n'étaient pas suffisantes.

La technologie est applicable. Toutefois des études additionnelles seront requises pour améliorer la conception des joints afin d'optimiser l'utilisation du BFUP en fonction d'atteindre les standards de performances mécaniques, de durabilité et de coûts anticipés.

Chapitre 8 RÉFÉRENCES

- [1] Massicotte, B. 2015. Utilisation de bétons durables pour la construction et la réparation des ouvrages d'art. Rapport SR15-03, Groupe de recherche et génie des structures, Polytechnique Montréal, 52p.
- [2] Massicotte, B., Tremblay, V., Gascon, M. 2017. Utilisation des dalles pleines préfabriquées en BRF pour la construction et la réparation d'ouvrages d'art – Rapport d'étape 1. Rapport SR15-04, Groupe de recherche et génie des structures, Polytechnique Montréal, 49p.
- [3] 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. Mémoire de maîtrise, Polytechnique de Montréal, 142p.
- [4] Tremblay, V. 2016. Comportement en flexion de joints en BFUP entre dalles préfabriquées dans l'axe des poutres. Mémoire de maîtrise, Polytechnique de Montréal, 166p.
- [5] Verger-Lebœuf, S. 2016. Conception de joints de connexion en BFUP pour des dalles de pont préfabriquées. Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal. 162p.
- [6] EN 14651, Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual), European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- [7] ASTM C 1550. Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber-Reinforced Concrete (Using Centrally-Loaded Round Panel), ASTM, West Conshohocken, Pa, 2008
- [8] de Montaignac, R., Massicotte, B. and Charron, J.-P 2013. Finite element modelling of SFRC members in bending. Magazine of Concrete Research, 65 (19), 1133-1146.
- [9] AFGC, 2013. Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, Recommendations, French Association for Civil Engineering, 2012.
- [10] SIA 2016. Béton fibré ultra-performant (BFUP) – Matériau, dimensionnement et exécution. Norme SNR59 2052. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [11] European Committee for Standardization. (2004). EN 1994, Design of composite steel and concrete structures.
- [12] CSA 2014. Code Canadien sur le calcul des ponts routiers – CAN/CSA-S6-14. Association canadienne de normalisation, Toronto, Ontario.
- [13] MTQ 2014. Manuel de conception des structures. Direction des Structures, Ministère des Transports du Québec.
- [14] Graybeal, B. A. 2014. Design and Construction of Field-Cast UHPC connections. Rapport FHWA-HRT-14-084, Federal Highway Administration, Virginia, USA.
- [15] Faggio, L. Conception des semelles de poutres précontraintes en T en BRF avec joints en BFUP. Rapport de maîtrise, Groupe de recherche en génie des structures, Polytechnique Montréal.

- [16] Lachance, F. 2015. Développement de dalles préfabriquées conçues en bétons fibrés à hautes et ultra-hautes performances pour les ponts. Mémoire de maîtrise, Groupe de recherche en génie des structures, Polytechnique Montréal.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier le ministère des Transports du Québec pour son appui financier pour la réalisation de ce projet de recherche ainsi que pour la collaboration des ingénieurs de la direction des Structures. Les entreprises Béton Préfabriqué du Lac, Béton Brunet, Lafarge et Proco Métal ont contribué généreusement à la fabrication des spécimens.

Le personnel du laboratoire de Structure du GRS ainsi que des divers partenaires privés est chaleureusement remercié.