

**Titre:** Étude du comportement de chevauchements d'armatures en traction directe dans du béton fibré ultra performant  
Title: traction directe dans du béton fibré ultra performant

**Auteur:** Fabien Eddy Lagier  
Author:

**Date:** 2015

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

**Référence:** Lagier, F. E. (2015). Étude du comportement de chevauchements d'armatures en traction directe dans du béton fibré ultra performant [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/1897/>  
Citation:

## Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/1897/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Bruno Massicotte, & Jean-Philippe Charron  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DE CHEVAUCHEMENTS D'ARMATURES EN  
TRACTION DIRECTE DANS DU BÉTON FIBRÉ ULTRA PERFORMANT

FABIEN EDDY LAGIER

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

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR  
(GÉNIE CIVIL)  
AOÛT 2015

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée :

ÉTUDE DU COMPORTEMENT DE CHEVAUCHEMENTS D'ARMATURES EN  
TRACTION DIRECTE DANS DU BÉTON FIBRÉ ULTRA PERFORMANT

présentée par : LAGIER Fabien Eddy

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

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

M. LÉGER Pierre, Ph. D., président

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

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. BOULET Daniel, Ph. D., membre

Mme FELDMAN Lisa R., Ph. D., membre

## DÉDICACE

*À Alain, qui une fois de plus aurait été fier et heureux pour moi, pour nous aujourd’hui.*

## REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier en premier lieu Bruno Massicotte, mon directeur de recherche, qui m'a permis de faire cette thèse dans d'excellentes conditions. Sa curiosité, ses idées débordantes et ses perpétuelles questions fondamentales m'ont toujours poussé à aller plus loin dans mes idées et réflexions. Je le remercie pour toutes les connaissances qu'il a su me faire partager, pour ses conseils avisés mais aussi toute la confiance qu'il m'a exprimée durant la thèse. Ses qualités humaines ont fait de nos réunions des moments toujours plaisants.

Je souhaite remercier Jean-Philippe Charron, mon co-directeur de recherche, pour ses connaissances techniques sur le BFUP, sa disponibilité, sa rigueur et ses nombreux conseils constructifs qui ont permis de me guider tout au long du projet.

J'exprime ma profonde reconnaissance à Madame Lisa Feldman et Monsieur Daniel Boulet d'avoir accepté de participer à ce jury de thèse à titre de rapporteurs, ainsi qu'à Monsieur Pierre Léger d'avoir accepté de présider ce jury.

Je souhaite remercier toute l'équipe technique et les associés de recherche du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal, notamment, Cédric Androuët, Patrice Bélanger, Gaël Asorin, Marc Charbonneau, David Ek, Viacheslav Koval, Martin Leclerc, et Xavier Willem pour leur aide et leurs conseils précieux aux différentes étapes de la partie expérimentale de mon projet. J'ai eu vraiment beaucoup de plaisir à travailler au laboratoire dans cette atmosphère si conviviale et professionnelle. Un grand merci également à André Ducharme, technicien au laboratoire de géo-ingénierie pour le prêt d'instrumentations et d'équipements lors de la réalisation de la procédure de fabrication des barres avec instrumentation interne. Je souhaite également remercier les stagiaires Gaël Blanc et Guillaume Glémot ainsi que l'étudiant de la bourse UPIR Maxime Gascon, qui ont contribué à la réalisation du programme expérimental. Un merci particulier à Marie-Ève Gagné pour avoir accepté de relever le défi du collage des « mini » jauge dans les « mini » rainures, sa motivation, sa patience et sa minutie ont été sans faille! Je remercie également M.Kumasaka de KYOWA pour ses conseils précieux dans le choix des jauge et fils et Tony d'ARMACO, pour sa gentillesse et son implication lors du filetage des barres d'armature.

Je remercie également l'ensemble des étudiants du groupe de recherche en structures avec qui j'ai eu beaucoup de plaisir et de nombreuses discussions très intéressantes durant toutes ces années. Un merci en particulier aux doctorants Benjamin, Clélia, Mortheza, Poulad, Dominic et Daniel qui ont contribué à faire de notre bureau un lieu de partages d'idées, de réflexions, de discussions scientifiques et géopolitiques mais aussi de découvertes culinaires de nos pays respectifs, sans oublier le reste de la gang Sébastien, Matthew, Marc-André et François pour les bons moments passés à Poly et en dehors.

La réussite de cette thèse ne peut uniquement se résumer aux années passées au doctorat. Elle a été le fruit de nombreuses années d'études précédentes durant lesquelles plusieurs professeurs m'ont transmis leur soif d'apprendre, leur curiosité, leur passion et m'ont donné envie d'aller toujours plus loin. Pour cela, je voudrais remercier très chaleureusement M. Nicolaï pour m'avoir donné envie de me lancer dans une carrière dans le domaine du Génie Civil, M. Galiana qui a toujours cru en moi et m'a donné l'opportunité de rentrer à l'ENS, à M. Coudroy qui a fait de mon année de prépa agreg une année formidable, inoubliable et tellement enrichissante et à M. Benboudjema qui m'a transmis sa passion immense pour la recherche. Je remercie aussi toute la promo B2 pour cette belle entraide et la confiance qu'elle m'a apportée. Un merci tout particulier à Xavier pour tous les moments de camaraderies, de soutien, de travail intense ensemble et bien plus encore qui ont fait des années cachanaises une période fantastique!

Je tiens également à remercier mes parents et mon frère qui m'ont toujours soutenu dans mes choix d'études et personnels malgré les nombreux éloignements que cela a engendrés.

Pour finir, quand une personne partage la vie d'un doctorant, subissant au quotidien tout le lot de joies, frustrations, excitations, désillusions, réflexions, doutes, bonheurs, remises en question qui résume toutes les phases émotionnelles en dent de scie traversées durant le doctorat, et que cette même personne est toujours là, à vos côtés pour vous soutenir dans ce projet jusqu'à son aboutissement final, cela représente bien plus qu'une déclaration de mariage, c'est tout simplement une preuve d'amour indéfectible! Alors ces derniers mots de remerciement sont pour toi mon amour, Pascale, qui, du jour où j'ai choisi de partir faire mon doctorat outre-Atlantique jusqu'au dépôt de ma thèse, m'a toujours accompagné, soutenu et supporté. Merci pour ton amour, ta patience et ta compréhension.

## RÉSUMÉ

Les ponts sont les composants les plus critiques de tout réseau de transport. Les dommages irréversibles ou effondrements de plusieurs ponts dans le monde lors d'évènements sismiques importants ont montré la vulnérabilité de la base des piles des ponts. Au Canada, les piles en béton armé conçues avant l'introduction des règles parasismiques dans les années 1990 présentent un défaut de conception des joints de chevauchement qui n'offrent pas une résistance et une ductilité suffisantes. Le problème est lié à une longueur de chevauchement trop courte, à un mauvais confinement des armatures transversales trop espacées et à une localisation immédiate au-dessus de la semelle dans la zone où doit se développer une rotule plastique. La perte d'ancrage des armatures chevauchées, caractérisée par l'apparition de fissures de fendage du béton d'enrobage, constitue le mode de rupture généralement relevé.

Différentes méthodes de renforcement ont été proposées pour apporter un confinement additionnel à la base des piles existantes à l'aide d'un chemisage extérieur. Toutefois, leur efficacité reste restreinte aux piles circulaires ou carrées. Une nouvelle méthode de renforcement sismique, développée à Polytechnique Montréal, consiste à remplacer le béton existant autour des barres chevauchées par un béton fibré ultra performant (BFUP), aux propriétés mécaniques exceptionnelles. Il a été démontré sur des piles de grandes dimensions que cette technique, applicable à tout type de géométrie, permet d'atteindre un niveau de ductilité supérieur aux exigences du code actuel. Dans le but d'élaborer des règles de conception, il est important d'avoir une bonne compréhension de la contribution du BFUP dans un chevauchement.

Ce projet de recherche a pour objectif principal d'analyser expérimentalement et numériquement les mécanismes de transfert d'efforts de barres d'armature dans du BFUP, permettant d'évaluer sa contribution à contrer les fissures de fendage et d'assurer le développement de la pleine capacité des barres chevauchées. Il a également pour but d'examiner l'influence des propriétés en traction du BFUP sur les performances de la liaison armature-BFUP.

Premièrement, un programme expérimental a été mené à partir d'un essai développé à l'échelle locale sur des joints de chevauchement en traction directe dans un prisme en BFUP, sans étrier. Différentes longueurs de chevauchement, diamètres de barres et gammes de BFUP ont été testés. Une instrumentation interne a été entreprise pour déterminer avec précision la distribution de la déformation dans les barres d'armature sans altérer les propriétés d'interface. Selon le

comportement écrouissant du BFUP en traction, les résultats montrent une amélioration considérable des performances de la liaison armature-BFUP et du contrôle de la fissuration de fendage. Avec un volume de fibres de 4% dans le BFUP, une longueur de chevauchement de 12  $d_b$  était suffisante pour développer la pleine capacité des barres d'armatures de nuance 400 MPa avec une faible épaisseur d'enrobage, équivalente à 1.2  $d_b$ . La contribution des fibres a pu être clairement mise en évidence. Une relation forte entre les performances de la liaison avec la résistance en traction et la ductilité du BFUP a été notée. Les résultats de l'instrumentation interne ont montré qu'au-delà de 2  $d_b$  des extrémités des barres chevauchées, la distribution de la contrainte de cisaillement à rupture est quasi-constante pour des longueurs de chevauchement entre 5 et 10  $d_b$ . Cela démontre qu'indépendamment de la longueur chevauchée, le mécanisme de butée des crénelures s'effectue de manière équivalente sur l'ensemble de la longueur de chevauchement pour résister à l'effort appliqué. Ce programme expérimental fournit des résultats fondamentaux pour comprendre les mécanismes locaux de transfert d'effort dans un joint de chevauchement en BFUP et constitue une base de données utile pour la modélisation du comportement de la liaison entre le BFUP et les armatures.

Dans un second temps, un modèle éléments finis 3D à l'échelle de la crénelure a été développé. Les résultats expérimentaux ont ainsi permis de vérifier la validité d'un modèle à l'échelle de la crénelure pour simuler la rupture par fendage de joint de chevauchement et de prédire la résistance de joint de chevauchement en BFUP. Les résultats numériques montrent que le modèle reproduit fidèlement la résistance maximale, le mode de rupture par fendage, les faciès de fissuration et la distribution des contraintes le long du chevauchement. Cependant, les analyses ont montré l'importance d'estimer correctement la résistance et la déformabilité réelle en traction du BFUP en tenant compte de l'orientation et de la dispersion des fibres. La méthodologie présentée illustre comment une analyse non linéaire par éléments finis peut être appliquée pour contribuer à l'élaboration de lignes directrices de règles de calcul pour la connexion de joint de chevauchement en BFUP.

Les propriétés en traction remarquables du BFUP initient différentes applications innovantes qui bénéficient de l'amélioration des performances de la liaison avec les armatures. L'utilisation locale du BFUP dans les zones de chevauchement en constitue une application optimale, que ce soit pour le renforcement sismique ou pour la connexion de prédalles préfabriquées.

## ABSTRACT

Bridges are the most critical component of the transportation network. The severe damage or collapse of several bridges worldwide observed in past earthquakes have shown vulnerability at the base of the bridge piers to strong seismic events. In Canada, reinforced concrete bridge piers built prior to the introduction of the first seismic design provisions in the 1990s often have deficient detailing of the lap splices. These lap splices lack the strength and ductility to withstand major earthquakes. The problem is related to a combination of inadequate splice length and poor confinement due to the spacing of the transverse reinforcement at the base of the bridge pier (immediately above the footing) where large inelastic demands can be expected during seismic events. Bond failure of spliced bars, characterized by splitting cracks within the concrete cover, is one of the commonly observed failure modes.

Different seismic retrofit techniques have been proposed to provide additional confinement at the footing and pier junction using an external jacket. However, their efficiency is limited to circular or square columns. An innovative seismic strengthening technique, developed at Polytechnique Montreal, consists of replacing the existing concrete cover surrounding the spliced bars with an Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC) characterized by outstanding mechanical properties. It was shown on large scale experimental testing of bridge piers that this technique, applicable to any type of geometry, achieves a level of ductility higher than those required by the current code. In order to facilitate the development of design guidelines, it is important to understand the mechanical contribution of the UHPFRC in the lap splice area.

The primary objective of this research project is to analyze the load transfer mechanisms between lapped bars in UHPFRC through experimental testing and numerical analysis, and to evaluate the UHPFRC resistance to splitting failures while developing the full reinforcement yield capacity. Another research objective is to investigate the influence of the tensile properties of UHPFRC on the bond performance between the steel reinforcing bars with the UHPFRC.

As a first step, an experimental program was conducted with tests examining the local behaviour of lap splices cast into a UHPFRC prisms and loaded in direct tension without transverse reinforcement. Different splice lengths, bar diameters, and UHPFRC mixes were tested. Internal instrumentation was used to precisely measure the strain distribution in the rebar without altering the interface properties. The results demonstrated a correlation between increased strain

hardening behaviour of the UHPFRC mix in tension and improvement in the bond performance and splitting crack resistance of the tested prism. For UHPFRC mix with  $V_f = 4\%$  by volume, a splice length of  $12 d_b$  was found sufficient to achieve yielding of grade 400 steel reinforcement with small UHPFRC cover equal to  $1.2 d_b$ . The contribution of the fibres was clearly demonstrated in this experimental study. A strong relationship between the bond performance and both the maximum tensile strength and strain ductility of UHPFRC was noted. The results from internal strain measurements have shown that at a distance exceeding  $2 d_b$  from bar ends, bond stress distribution at failure displayed a quasi-constant value for a lap splice length between 5 to  $10 d_b$ . This reveals that regardless of the lap splice length, the bearing action of all ribs along the splice length contribute equally in resisting the applied force. This experimental program provides fundamental results for the understanding of the local force transfer mechanisms in UHPFRC lap splices, and constitutes useful database for modeling the bond behaviour in UHPFRC.

In the second step, a refined 3D finite element model at rib scale was developed. The experimental data obtained during this research project was used to verify the capability of the finite element model of to simulate lap splice connections in UHPFRC. The results show that the model accurately reproduces the experimental behaviour of lap splice connections in UHPFRC with regards to maximum strength, splitting failure mode, crack pattern, and steel stress distribution over the splice length. However, the numerical modeling highlighted the importance of accurately selecting the UHPFRC peak tensile strength and maximum strain capacity, accounting for fibre orientation and dispersion. The methodology presented illustrates how nonlinear finite element analysis can be applied to contribute into the development of design guidelines for lap splice connections in UHPFRC.

The outstanding tensile properties of ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) promote innovative applications that take advantage of the improved bond with reinforcement. The use of this material specifically in lap splice regions of reinforced concrete structures is one of the optimal applications, whether for seismic strengthening or precast concrete connections.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE .....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ .....	VI
ABSTRACT .....	VIII
TABLE DES MATIÈRES .....	X
LISTE DES TABLEAUX .....	XVII
LISTE DES FIGURES .....	XVIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XXVII
LISTE DES ANNEXES .....	XXXII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION .....	1
1.1 Généralités et problématiques .....	1
1.1.1 Vulnérabilité des piles de ponts construits avant 1988 .....	1
1.1.2 Mode de rupture des joints de chevauchement : mécanisme de fendage du béton .....	4
1.1.3 Méthodes existantes de renforcement sismique des piles .....	7
1.1.4 Méthodes de renforcement sismique par substitution du béton dans les zones de chevauchement .....	9
1.2 Définition du sujet de recherche et objectifs .....	12
1.2.1 Conception d'un dispositif de traction directe sur joint de chevauchement .....	13
1.2.2 Étude de l'influence des propriétés mécaniques en traction du BFUP sur la performance de joints de chevauchement .....	14
1.2.3 Étude de l'influence de la longueur et du diamètre de barres chevauchées sur le comportement d'un joint de chevauchement en traction directe .....	14
1.2.4 Évaluation du transfert d'efforts armature-BFUP dans un joint de chevauchement à l'échelle locale .....	15

1.2.5 Modélisation numérique du mécanisme de rupture par fendage d'un joint de chevauchement .....	15
1.3 Portée .....	16
1.4 Contributions originales .....	17
1.5 Contenu de la thèse .....	19
<b>CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE .....</b>	<b>20</b>
2.1 L'interaction armature-béton .....	20
2.1.1 Définitions .....	20
2.1.2 Mécanismes d'interaction armature béton .....	21
2.1.3 Caractéristiques et particularités des joints de chevauchement en traction .....	24
2.2 Modèles numériques de la liaison armature-béton .....	37
2.2.1 Introduction .....	37
2.2.2 Échelles de modélisation de l'interface armature-béton .....	38
2.2.3 Modèles à l'échelle de la barre d'armature avec prise en compte de la composante radiale .....	39
2.2.4 Modèles à l'échelle de la crénelure .....	46
<b>CHAPITRE 3 DESCRIPTION DES TRAVAUX EXPÉRIMENTAUX .....</b>	<b>49</b>
3.1 Joint de chevauchement en traction directe .....	49
3.1.1 Configuration et géométrie des spécimens .....	49
3.1.2 Sélection et justification des paramètres d'essais .....	53
3.1.3 Réalisation des spécimens .....	54
3.1.4 Instrumentation .....	57
3.1.5 Dispositif de chargement .....	67
3.2 Programme expérimental .....	70
3.2.1 Paramètres d'essais .....	70

3.2.2 Propriétés des BFUP .....	71
3.2.3 Propriétés des armatures.....	74
3.2.4 Présentation des résultats expérimentaux.....	75
CHAPITRE 4 ARTICLE 1 : BOND STRENGTH OF TENSION LAP SPLICE SPECIMENS IN UHPFRC.....	76
4.1 Highlights.....	77
4.2 Abstract .....	77
4.3 Introduction .....	77
4.4 Experimental investigation.....	80
4.4.1 Test specimens and test parameters .....	80
4.4.2 Steel reinforcement .....	83
4.4.3 UHPFRC Materials properties .....	83
4.4.4 Instrumentation.....	85
4.4.5 Test set-up .....	86
4.5 Results and discussion.....	87
4.5.1 Global behaviour and mode of failure.....	88
4.5.2 Bond strength .....	91
4.5.3 Effect of fibres content.....	93
4.5.4 Bar size effect on bond strength.....	97
4.6 Perspectives .....	97
4.7 Conclusions .....	99
4.8 Acknowledgement.....	100
4.9 References .....	100

CHAPITRE 5 ARTICLE 2 : EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF BOND STRESS DISTRIBUTION AND BOND STRENGTH IN UNCONFINED UHPFRC LAP SPLICES UNDER DIRECT TENSION.....	104
5.1 Abstract .....	105
5.2 Introduction .....	105
5.3 Experimental program.....	107
5.3.1 Specimen details.....	107
5.3.2 Materials, mix proportions and curing .....	109
5.3.3 General instrumentation .....	111
5.3.4 Internal reinforcing bar strain measurement .....	112
5.3.5 Test set-up and Test procedure.....	113
5.4 Results and discussion.....	113
5.4.1 Mode of failure.....	113
5.4.2 Bond strength .....	116
5.4.3 Longitudinal steel strain and equivalent bond stress distribution .....	117
5.4.4 Influence of restrained shrinkage strain .....	120
5.4.5 Effect of splice length .....	122
5.4.6 Effect of fibres.....	123
5.4.7 Steel stress ratio versus transverse concrete strain.....	126
5.4.8 Bond-slip response of spliced bar .....	128
5.5 Conclusion.....	129
5.6 Acknowledgments .....	131
5.7 References .....	131
CHAPITRE 6 MÉTHODOLOGIE NUMÉRIQUE.....	135
6.1 Résumé du modèle EPM3D .....	135

6.2	Intégration d'une loi écrouissante en traction dans EPM3D .....	141
6.2.1	Introduction .....	141
6.2.2	Modélisation du BFUP en traction.....	142
6.3	Modélisation numérique avec Abaqus/Explicit .....	147
6.3.1	Analyse dynamique quasi-statique – l'approche explicite .....	147
6.3.2	Conditions d'analyse quasi-statique.....	149
6.3.3	Éléments solides 3D .....	150
6.4	Validation du modèle EPM3D avec du BFUP .....	150
6.4.1	Modélisation du comportement en traction du BFUP .....	151
6.4.2	Essais de flexion 4 points .....	156
6.5	Conclusion.....	164
6.6	Présentation des résultats numériques .....	164
CHAPITRE 7	ARTICLE 3 : 3D NONLINEAR FINITE ELEMENT MODELING OF LAP SPLICES IN UHPFRC .....	165
7.1	Abstract .....	166
7.2	Introduction .....	166
7.2.1	UHPFRC in lap splice connections .....	166
7.2.2	Results of experimental studies on UHPFRC in lap splice connections .....	167
7.2.3	Lap splices connection modeling challenges .....	168
7.2.4	Research objectives and scope of the paper .....	169
7.3	Modeling methodology .....	169
7.3.1	Material constitutive model.....	170
7.3.2	Bond modeling .....	171
7.3.3	Solution strategy.....	174
7.4	Simulation of tension lap splice specimen in UHPFRC .....	174

7.4.1	Experimental program outline.....	175
7.4.2	Finite Element Model of tension lap splice specimens .....	178
7.4.3	Model validation and discussion.....	180
7.5	Parametric study.....	187
7.6	Conclusions .....	192
7.7	Acknowledgement.....	193
7.8	References .....	193
CHAPITRE 8 DISCUSSION GÉNÉRALE.....		197
8.1	Analyser l'interaction armature-béton en lien avec la structure.....	197
8.1.1	Manque de critères et de consensus sur les essais de caractérisation de la liaison armature-béton .....	197
8.1.2	Validité de l'essai « pull-out » standard pour les BFUP .....	200
8.1.3	Sélection du spécimen pour caractériser le joint chevauchement en traction directe ....	204
8.2	Modélisation numérique de joints de chevauchements à l'échelle de la crénelure avec du BFUP .....	212
8.2.1	Généralités.....	212
8.2.2	Information sur l'endommagement locale à l'interface armature-BFUP.....	214
8.2.3	Mesure de propriétés intrinsèques de l'interface armature/BFUP .....	217
8.2.4	Importance d'une mesure interne des déformations dans la problématique d'ancrage des barres d'armature .....	218
8.2.5	Influence du retrait générée au jeune âge dans un joint de chevauchement en BFUP	218
8.3	Vers le développement d'équations et de recommandations sur l'ancrage et les joints de chevauchement en BFUP .....	224
CHAPITRE 9 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....		230

9.1	Conclusions .....	230
9.1.1	Conception d'un dispositif de traction directe sur joint de chevauchement .....	231
9.1.2	Étude sur le comportement local de joint de chevauchement dans du BFUP .....	232
9.1.3	Étude du transfert d'effort armature-BFUP dans un joint de chevauchement dans du BFUP .....	234
9.1.4	Modélisation numérique du mécanisme de rupture par fendage d'un joint de chevauchement dans du BFUP.....	236
9.2	Recommandations .....	237
9.2.1	Travaux expérimentaux complémentaires .....	239
9.2.2	Recommandations générales pour le coulage des joints de chevauchement en BFUP.. .....	241
9.2.3	Travaux numériques complémentaires à l'échelle de la crénelure .....	242
9.3	Perspectives .....	243
	RÉFÉRENCES.....	246
	ANNEXES .....	257

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Modélisation de la barre et de l'interface en fonction de l'échelle d'analyse .....	39
Tableau 3.1 : Précision des différents systèmes d'instrumentation .....	59
Tableau 3.2 : Nombre et espacement des jauge de déformation interne suivant le spécimen.....	63
Tableau 3.3 : Programme expérimental selon les paramètres d'études .....	70
Tableau 3.4 : Composition des différents bétons à l'étude .....	71
Tableau 3.5 : Caractéristiques géométriques et mécaniques des barres d'armature .....	74
Table 4.1: Summary of test parameters & UHPFRC properties. Standard deviation are given in parenthesis .....	82
Table 4.2: Geometries and mechanical properties of reinforcing bars .....	83
Table 4.3: Concrete mix design of UHPFRC for different fibre content.....	83
Table 4.4: Lap splice specimen test results .....	87
Table 4.5: Lap splice specimens with small $c_{min}/d_b$ without confining reinforcement .....	98
Table 5.1 : Detailed bar characteristics and properties .....	109
Table 5.2 : Concrete mix design of UHPRFC for different fibre contents. ....	110
Table 5.3 : Splice specimen properties and test results.....	111
Tableau 6.1 : Paramètres du modèle EPM3D pour le BFUP-4% testé .....	152
Tableau 6.2 : Paramètres du modèle EPM3D pour la zone affaiblie .....	162
Table 7.1 : Geometrical and mechanical reinforcement properties .....	177
Table 7.2 : Estimated steel-UHPFRC interface parameters .....	180

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Évolution des règles de conception des piles de pont selon le code CSA-S6 .....	1
Figure 1.2 : Comportement sismique d'une pile de pont (Priestley et al. 1996).....	2
Figure 1.3 : Rupture par manque de confinement (Priestley et al. 1996) .....	3
Figure 1.4 : Mode de rupture par fendage du béton à la jonction pile-semelle.....	4
Figure 1.5 : Résistance d'une barre ancrée dans du béton par le mécanisme de butée des crénelures .....	5
Figure 1.6 : Résistance d'un joint de chevauchement dans du béton par le mécanisme de butée des crénelures .....	5
Figure 1.7 : Illustration du degré de confinement existant autour des joints de chevauchement dans une pile existante.....	6
Figure 1.8 : Concepts actuels de confinement utilisé pour le renforcement sismique .....	8
Figure 1.9 : Technique de renforcement sismique classique avec une chemise d'acier ou PRF .....	8
Figure 1.10 : Méthodes existantes de renforcement sismique de piles fortement rectangulaire.....	9
Figure 1.11 : Comparaison du comportement en traction entre un BO et un BFUP .....	10
Figure 1.12 : Méthode de renforcement sismique de pile par substitution du béton ordinaire par un BFUP dans la zone de chevauchement .....	10
Figure 1.13 : Illustration de l'apport du BFUP dans une zone de chevauchement.....	11
Figure 2.1 : Relation locale de la contrainte tangentielle-glisser de la liaison (fib/ceb/fip 2000). ....	22
Figure 2.2 : Mécanisme de butée des crénelures (Radaelli 2009).....	23
Figure 2.3 : Mécanisme de butée des crénelures (Lettow 2006).....	23
Figure 2.4 : Mécanismes de transfert d'efforts dans un joint de chevauchement (Spieth 2002) ...	25
Figure 2.5 : Modèle de bielles-tirants d'un joint de chevauchement proposé par Schlaich et al. (1998) .....	25

Figure 2.6 : Fissures primaires de flexion et fissures longitudinales de fendage en zone de chevauchement .....	26
Figure 2.7 : Orientation de la fissuration de fendage, adapté de Eligehausen (1979) .....	27
Figure 2.8 : Transfert d'efforts en barres chevauchées (Spieth 2002) .....	30
Figure 2.9 : Fissure de fendage et action de confinement des aciers transversaux (Giuriani et al. 1991) .....	32
Figure 2.10 : Relation contrainte tangentielle-glisser (Eligehausen et al. 1983) .....	33
Figure 2.11 : Transfert d'efforts entre barres chevauchées espacées .....	34
Figure 2.12 : Comportement de la liaison de barres chevauchées sous chargement monotonique (Harajli 2010) .....	36
Figure 2.13 : Comportement de la liaison de barres chevauchées sous chargement cyclique alterné (Harajli 2010) .....	36
Figure 2.14 : Description des concepts de base du modèle de (de Groot et al. 1981) .....	40
Figure 2.15 : Formulation dans le cadre de la théorie plastique du modèle de Cox et al. (1998) ..	41
Figure 2.16 : Calibration du modèle de (Malvar 1992) .....	42
Figure 2.17 : Modèle de Lundgren et al. (1999) .....	43
Figure 2.18 : Différents chemins de chargement possibles : (a) rupture par déchaussement, (b) rupture par fendage ou plastification des barres Lundgren et al. (1999) .....	43
Figure 2.19 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques de la résistance d'une zone de chevauchement avec différentes configurations d'acier transversaux Lundgren et al. (1999) .....	44
Figure 2.20 : Idéalisations élément finis de la relation cinématique entre les crénellures et le béton avoisinant .....	45
Figure 2.21 : Modèle détaillé (Reinhardt et al. 1984) .....	46
Figure 2.22 : Modèle détaillé (Darwin et al. 1994) .....	48
Figure 3.1: Spécimen d'essai .....	51

Figure 3.2 : Thématique de recherche sur le renforcement sismique de joints de chevauchement des performances globales au comportement local : a) Tests sur piles (Boucher-Proulx 2008; Dagenais 2014), b) Test sur poutre en flexion (Dagenais et al. 2014), c) Test équivalent sur prisme du présent programme expérimental .....	52
Figure 3.3 : Coffrage et disposition des armatures avant la coulée.....	54
Figure 3.4 : Séquence de coulage à partir du centre du spécimen .....	55
Figure 3.5 : Dispositif de cure humide des spécimens.....	56
Figure 3.6 : Dispositif durant la période de maturation .....	56
Figure 3.7 : Plan d'instrumentation globale d'un spécimen.....	58
Figure 3.8 : Instrumentation finalisée avant la procédure de chargement .....	58
Figure 3.9 : Influence de la fissuration sur la prise de lecture du glissement des barres extérieures .....	60
Figure 3.10 : Exemple de collage et protection de jauge de déformation noyée dans du béton ....	61
Figure 3.11 : Préparation et installation des jauge de déformation interne .....	62
Figure 3.12 : Instrumentation complète de la barre ER1 avant râssemblage de l'armature.....	62
Figure 3.13 : Protection, collage et instrumentation interne finalisés .....	63
Figure 3.14 : Acquisition des déformations dès la phase de coulage.....	64
Figure 3.15 : Préparation et installation des jauge de déformation interne .....	66
Figure 3.16 : Exemple de réponse à la fin de la période de maturation et durant le chargement – Spécimen 25-F4-10D .....	67
Figure 3.17 : Montage expérimental exploratoire pour la validation préliminaire du concept de traction direct sur joint de chevauchement dans du BFUP .....	68
Figure 3.18 : Vue globale du montage .....	69
Figure 3.19 : Essai d'étalement BFUP4%.....	72
Figure 3.20 : Configuration de l'os de traction directe (Delsol 2012) .....	73
Figure 3.21 : Montage expérimental d'un essai de traction directe .....	73

Figure 3.22 : Géométrie des crénelures des barres utilisées .....	75
Figure 4.1 : Details of test specimen, elevation view, section detail .....	81
Figure 4.2 : Idealized tensile properties of different UHPFRC batch at the testing day of lap splice specimen .....	85
Figure 4.3 : Test set-up.....	86
Figure 4.4 : Final cracking pattern after testing for specimens (a) 25-F0-10D (without fibre); (b), (c), (d) with bar diameter of 35 mm and $V_f = 1\%$ for different lap splice lengths .....	89
Figure 4.5 : Surface concrete cracking patterns evolution in test specimens with $d_b = 35$ mm and $l_s = 10 d_b$ for different fibre volume fraction .....	90
Figure 4.6 : Steel stress versus splice length to bar diameter ratio with relative specimen with $c/d_b = 1.2$ .....	92
Figure 4.7 : Steel stress ratio vs splitting crack opening of the main macro-crack initiated for specimen series with bar diameter of 35 mm .....	93
Figure 4.8 : Ultimate normalised average bond stress vs splice length to bar diameter ratio.....	93
Figure 4.9 : Steel stress ratio at inner reinforcing bars vs transverse strain at $1.25 d_b$ from the lap splice end ( $d_b = 35$ mm and $l_s = 10 d_b$ ).....	95
Figure 4.10 : Multi fine-crack around spliced - Specimen 35-F2-18D from IR2_F1 @ $F_{max}$ .....	96
Figure 4.11 : Summary of the available experimental data from lap splice specimens under tension without confining reinforcement with small clear cover .....	98
Figure 5.1 : Details of test specimen .....	108
Figure 5.2 : Idealised tensile properties of UHPFRC batches at 28 days .....	111
Figure 5.3 : Internal instrumentation, (a) half bar milled and grooved, (b) typical gauge arrangement of bar ER1, (c) wires at glued bar end.....	112
Figure 5.4 : Fine cracks and macro-cracks evolution at loaded end of bar IR1, face f1, specimen F4-10D .....	114
Figure 5.5 : Surface concrete cracking patterns (Face f1) in test series 5D and 10D at ultimate load .....	115

Figure 5.6 : Specimen F4-10D internal measurement at 0%, 25%, 50%, 75%, 90% and 100% $F_{t,\max}$ ; (a) steel strain side S1, (b) bond stress side S1, (c) steel strain side S2, (d) bond stress side S2 .....	119
Figure 5.7 : Steel strain and stress evolutions at mid length for series 5D and 10D specimens ..	121
Figure 5.8 : Steel strain and stress, and equivalent bond stress distribution along the spliced bars IR;(a)&(b) before loading and $f_s = 160$ MPa, (c)&(d) at ultimate load with UHPFRC 4%.	122
Figure 5.9 : Steel strain and stress, and equivalent bond stress distribution along the spliced bars; (a)&(b) before loading and $f_s = 100$ MPa, (c)&(d) at ultimate load - Series 5D .....	124
Figure 5.10 : Steel strain and stress, and equivalent bond stress distribution along the spliced bars; (a)&(b) before loading and $f_s = 230$ MPa, (c)&(d) at ultimate load - Series 10D.....	125
Figure 5.11 : Steel stress ratio in internal reinforcing bars vs transverse strain at $1.25 d_b$ from the splice end.....	127
Figure 5.12 : Bond stress-slip response.....	128
Figure 6.1 : Comportement du modèle EPM3D en compression d'après (Massicotte et al. 2012b) .....	136
Figure 6.2 : Comportement du modèle EPM3D en traction d'après Massicotte (2012b).....	139
Figure 6.3 : Influence du changement de rigidité lors du déchargement d'éléments en phase post-pic en traction d'après Massicotte (2012b) .....	140
Figure 6.4 : Exemple de loi de comportement en traction d'un BFUP écrouissant, adapté de (Jungwirth 2006) .....	143
Figure 6.5 : Procédure de calcul d'un schéma à fissuration tournante (Hung et al. 2013) .....	145
Figure 6.6 : Définition du modèle numérique du comportement en traction du BFUP avec EPM3D .....	145
Figure 6.7 : Concept de fissure de traction Mode I dans un modèle de fissuration diffuse (Trüb 2011).....	146
Figure 6.8 : Fonction d'amplitude $f_{fiss}$ (smooth step) définie dans ABAQUS .....	149
Figure 6.9 : Conditions aux limites du modèle éléments finis (MEF) de l'essai d'os .....	152

Figure 6.10 : Définition de la loi comportement en traction du BFUP-4% dans EPM3D .....	152
Figure 6.11 : Comportement en traction durant une phase de déchargement .....	153
Figure 6.12 : Modélisation EF d'un os en traction directe avec 3 tailles différentes d'EF .....	153
Figure 6.13 : Comparaison entre le comportement global (contrainte-déplacement) expérimental et numérique d'os en traction directe .....	154
Figure 6.14 : Schéma de fissuration numérique suite à la localisation de la fissure .....	155
Figure 6.15 : Schéma de fissuration expérimentale suite à la localisation de la fissure (Os #2) ..	155
Figure 6.16 : Montage expérimental servant à l'essai de flexion 4 points sur BFUP .....	157
Figure 6.17 : Géométrie, charge et conditions aux limites du modèle éléments finis d'une dallette en flexion 4 points .....	157
Figure 6.18 : Conditions de frottement au niveau des appuis .....	157
Figure 6.19 : Prédiction du comportement en flexion à partir des propriétés du BFUP en traction directe .....	158
Figure 6.20 : Faciès de fissuration à la fin d'un test sur dallette .....	159
Figure 6.21 : Évolution des profils de fissuration de la phase écouissante (micro-fissuration du BFUP) durant le chargement d'une dallette en flexion 4 points jusqu'au pic de charge (filtre $\epsilon > 160 \mu\text{m}$ ) .....	160
Figure 6.22 : Évolution des profils de fissuration du modèle numérique durant le chargement (Filtre $0.1 < w < 2.1 \text{ mm}$ ) .....	161
Figure 6.23 : Modèle éléments finis avec une bande d'élément au comportement mécanique en traction réduit .....	161
Figure 6.24 : Prédiction du comportement en flexion à partir des propriétés du BFUP en traction directe pour un modèle aux propriétés homogènes et un modèle avec une bande affaiblie .....	162
Figure 6.25 : Comparaison des profils de fissuration entre le modèle aux propriétés homogènes et avec une bande affaiblie .....	163

Figure 7.1 : Schematic tensile response of a strain-hardening UHPFRC: (a) typical global direct tensile test response; (b) simplified stress-strain response with strain hardening; (c) multi-linear softening stress crack-opening response .....	171
Figure 7.2 : Schematic view of different surface interaction properties at steel-concrete interface .....	172
Figure 7.3 : Constitutive model of the steel-concrete interface: (a) interface material states on Mohr-Coulomb surface; contact separation law at interface (b) normal direction (c) shear direction; (d) penalty friction method at interface .....	173
Figure 7.4 : Details of test specimen and experimental setup .....	176
Figure 7.5 : Measured tensile stress-strain curves of all UHPFRC4% test at 28 days from the experimental program [3] and numerical definition of the tensile behavior: (a) strain hardening response up to peak load; (b) crack-opening response .....	177
Figure 7.6 : Details of FE model: (a) 3D mesh; (b) 3D mesh bar geometry simplification; (c) boundary conditions and concrete mesh quality control .....	178
Figure 7.7 : Steel stress distribution at failure - result of FE analysis of various bond models ...	181
Figure 7.8 : Steel stress distribution from the end of maturation period up to peak load: (a) reinforcing bar ER1, (b) reinforcing bar IR1 .....	182
Figure 7.9 : Compute splitting crack opening at different loading level (Filter $w > 50 \mu\text{m}$ ).....	184
Figure 7.10 : Comparison between FEA and experimental results of crack pattern at failure load (Filter $w > 50 \mu\text{m}$ ) .....	185
Figure 7.11 : Numerical-experimental comparisons for specimen 25-10D-F4: (a) average bond stress slip at loading end, (b) steel stress at load end of bars vs transverse strain at $1.25 d_b$ from splice end, (c) steel stress vs splitting crack opening .....	186
Figure 7.12 : Typical example of lap splice connection in UHPFRC .....	187
Figure 7.13 : Idealized configuration and lower bound model of UHPFRC contribution around lap splice .....	189

Figure 7.14 : Typical compute crack pattern at failure load for: (a) corner splice condition; (b) center splice condition; with $c = 2 d_b$ .....	190
Figure 7.15 : Result of the FE parametric analysis: (a) bar stress at failure as a function of the splice length to bar diameter ratio; (b) bar stress at failure as a function of the UHPFRC cover to bar diameter ratio .....	191
Figure 7.16 : Comparison between the simplified model with center splice condition and the experimental data .....	191
Figure 8.1 : Spécimen de joints de chevauchement en flexion pure dans du BRF .....	202
Figure 8.2 : Spécimens d'ancrage en traction direct avec du BFUP (CRC <sup>®</sup> ) (Heshe 1988) .....	203
Figure 8.3 : Renforcement par précontrainte additionnelle avec du BFUP (BSI <sup>®</sup> ) du pont sur l'Huisne avec du BFUP, France, 2005, tiré de l'AFGC (2013) .....	204
Figure 8.4 : Mouchetis de la face f1 du spécimen et suivi photo pour post-traitement par corrélation d'images de la progression de la fissure de fendage au cours du chargement... <td>206</td>	206
Figure 8.5 : Proposition d'un essai de traction directe sur un joint de chevauchement avec déplacement latéral empêché .....	208
Figure 8.6 : Montage expérimental de poutres en flexion 4 points avec joints de chevauchement renforcés en BFUP sous chargement cyclique alterné (Dagenais 2014) .....	209
Figure 8.7 : Illustration des différentes formes géométriques avec un essai d'arrachement en traction directe .....	210
Figure 8.8 : Test d'arrachement par traction directe (Cheung et al. 2011) .....	210
Figure 8.9 : Illustration de l'essai d'arrachement avec barres chevauchées (Yuan et al. 2014) ..	211
Figure 8.10 : Système d'arrachement de barres à l'aide d'un vérin hydraulique (Yuan et al. 2014) .....	211
Figure 8.11 : Phase de coulage des spécimens dans un bande de BFUP (Yuan et al. 2014) .....	212
Figure 8.12 : Empreinte des crénelures de l'armature dans le BFUP à la fin de l'essai – Spécimen 25-8D-F4 .....	215
Figure 8.13 : Séquence de photo de la rupture fragile du spécimen sans fibre, 25-F0-10 .....	216

Figure 8.14 : Mécanisme d'interaction armature-« BFUP » sans fibre .....	216
Figure 8.15 : Proposition d'une campagne de caractérisation de l'enveloppe de rupture de la liaison acier-BFUP .....	217
Figure 8.16 : Exemple d'état de fissuration lié au retrait restreint par les barres d'armature chevauchées ( $\rho_s = 8\%$ ) dans un béton ultra performant sans fibre, BFUP-1% et BFUP-4% (fissures humectées pour favoriser leur visualisation) .....	220
Figure 8.17 : Distribution de la contrainte moyenne dans le BFUP le long du chevauchement à 7j et 24j pour la série 10D .....	221
Figure 8.18 : Patron de fissuration lié au retrait restreint avant chargement – Spécimen 25-F0-10D .....	223
Figure 8.19 : Géométrie imaginaire du modèle Wang (2009) .....	227
Figure 9.1 : Phase de coulage sur chantier de joint de dalles de pont préfabriquées avec du BFUP (Graybeal 2014).....	242

## **LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS**

La liste des sigles et abréviations présente, dans l'ordre alphabétique, les sigles et abréviations utilisés dans le mémoire ou la thèse ainsi que leur signification. En voici quelques exemples :

### **ABRÉVIATIONS**

ACI	American Concrete Institute
AFGC	Association Française du Génie Civil
ASTM	American Society for Testing and Materials
BIC	Bond In Concrete
BFUP	Béton fibré à ultra haute performance (UHPFRC)
BHP	Béton Haute Performance
BO	Béton ordinaire
CEB-FIP	Comité européen du béton - Fédération internationale de la précontrainte
CSA	Association canadienne de normalisation (Canadian Standard Association)
E/C	Proportion massique eau sur ciment
EPM3D	Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel
ER	External Renforing bar
F1	Abréviation exprimant 1% volumique de fibres dans le BFUP
F2	Abréviation exprimant 2% volumique de fibres dans le BFUP
F4	Abréviation exprimant 4% volumique de fibres dans le BFUP
FE	Free End
fib	Fédération Internationale du Béton
LVDT	Linear Variable Differential Transformer – Capteur de déplacement linéaire
MTQ	Ministère des Transports du Québec
IR	Internal Renforing bar
LE	Extrémité chargée – Loaded End)
PRF	Polymère renforcé de fibres
RILEM	Réunion International des Laboratoires Experts des Matériaux
S.F.	Fumée de silice

## SYMBOLES GRECS

$\alpha$	Contrôle de retour élastique post-fissuration dans EPM3D
$\beta$	Inclinaison des crénelures
$\varepsilon_{\max}$	Déformation maximale atteinte
$\varepsilon_r$	Déformation résiduelle
$\varepsilon_{si}$	Déformation dans la barre d'armature à la position i
$\varepsilon_t$	Déformation de traction du BO
$\varepsilon_{tm}$	Déformation de traction maximale du BFUP
$\varepsilon_{tp}$	Déformation en traction de la matrice du BFUP
$\varepsilon_{tts}$	Déformation limite de la phase de transition en traction
$\delta d$	Ouverture maximale post pic
$\theta$	Inclinaison de la face des crénelures
$\mu m$	Micromètre
$\sigma_b$	Contrainte dans la barre d'armature
$\sigma_c$	Contrainte radiale dans la section du BFUP
$\sigma_r$	Contrainte radiale
$\sigma_{\theta\theta}$	Contrainte de traction
$\tau$	Contrainte tangentielle
$\tau_j$	Contrainte tangentielle de liaison
$\tau_{si}$	Contrainte normale dans la barre à la position i
$\bar{\tau}_n$	Adhésion normale de l'interface
$\bar{\tau}_s$	Adhésion tangentielle dans la direction s (cohésion)
$\bar{\tau}_t$	Adhésion tangentielle dans la direction t (cohésion)
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\mu$	Coefficient de frottement

## SYMBOLES LATINS

2D	Deux dimensions
3D	Trois dimensions
$A_b, A_s$	Section de la barre d'armature
$A_c$	Aire de la section du spécimen
$a_r$	Largeur à la base de la crénelure
$A_{tr}$	Aire totale des aciers transversaux traversant un plan de fissure
$b$	Largeur de la pile / largeur du spécimen
$b_r$	Largeur du haut de la crénelure
$c$	Épaisseur d'enrobage
$c_b$	Épaisseur d'enrobage inférieur
$c_{min}$	Enrobage minimum autour des barres ancrées
$c_{si}$	Espacement net entre joints de chevauchement
$c_{so}$	Épaisseur d'enrobage horizontal
$c_t$	Épaisseur d'enrobage supérieur
$D$	Diamètre intérieur
$d_b$	Diamètre de la barre
$d_f$	Diamètre de fibre
$E$	Eau (W Water)
$E^*$	Module endommagé
$E_c$	Module d'Young du béton
$E_c$	Énergie cinétique
$E_{c Hard}$	Module d'écrouissage du BFUP
$E_d$	Module d'élasticité endommagé
$E_s$	Module d'élasticité de l'armature
$E_t$	Énergie interne totale
$f'_c$	Résistance caractéristique en compression
$f_s$	Contrainte dans la barre d'armature
$F_t$	Force totale appliquée au spécimen
$f_t$	Résistance à la traction directe
$f_{tm}$	Résistance à la traction maximale du BFUP
$f_{tp}$	Résistance en traction de la matrice du BFUP

$f_{ts}$	Résistance limite de la phase de transition en traction
$F_{tu}$	Force totale à l'ultime
$f_u$	Contrainte ultime de rupture
$f_y$	Limite d'élasticité
GPa	Giga Pascal
$G_t$	Énergie de rupture
h	Hauteur de a pile / épaisseur du spécimen
$h_{min}$	Longueur caractéristique du plus petit élément du maillage
$h_r$	Hauteur moyenne des crénelures
$h_t$	Longueur équivalente
Hz	Hertz
K	Coefficient d'orientation des fibres
$K_{el,f}$	Rigidité élastique de friction
kg	Kilogramme
kN	Kilo Newton
$K_{tt}$	Rigidité tangentielle de l'interface dans la direction t
$K_{ss}$	Rigidité tangentielle de l'interface dans la direction s
L	Liant (B Binder)
$l_{ch}$	Longueur caractéristique
ld	Longueur d'ancrage
$L_f$	Longueur de fibre
$l_{ref}$	Longueur de référence
$l_s$	Longueur de chevauchement
m	Mètre
$m^3$	Mètre cube
mm	Millimètre
$mm^2$	Millimètre carré
MN	Méga Newton
MPa	Méga Pascal
p	Pression de butée inclinée
$p_{max}$	Pression maximale
po	Pouce
$R_r$	Surface relative des crénelures

$s_r$	Espace entre axe de crénelures
$u, u_b, u_{moy}$	Contrainte de cisaillement moyenne
$V_{elem}$	Volume de l'élément fini
$V_f$	Volume de fibres
$x_i$	Position au sein de la barre
$y$	Position au sein de la barre (article 4.2)
$w$	Ouverture de fissure

## LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A - PLANS .....	258
ANNEXE B - PROCÉDURE D'INSTRUMENTATION INTERNE DES BARRES D'ARMATURES .....	263
ANNEXE C - PROCÉDURE DE L'ESSAI DE TRACTION DIRECTE SUR JOINT DE CHEVAUCHEMENT – PRESSE MTS .....	273
ANNEXE D - RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX DÉTAILLÉS .....	285

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Généralités et problématiques

#### 1.1.1 Vulnérabilité des piles de ponts construits avant 1988

Les séismes de San Fernando (USA) en 1971, Tangshan (Chine) en 1976, Loma Prieta (USA) en 1989; Northridge (USA) en 1994 et Kobe (Japon) en 1995 ont permis de constater que les piles de ponts existantes étaient fortement vulnérables aux efforts sismiques (Chen et al. 2003). Dans les années 1980, les premières recommandations parasismiques font leur apparition dans les différents codes de conception. Depuis ces vingt dernières années, des progrès considérables ont été réalisés tant au niveau de la compréhension des effets des séismes sur les ponts qu'au niveau des moyens permettant d'assurer un comportement sismique adéquat des piles de pont. On observe donc une évolution constante des règles de conception. Au niveau du Code canadien sur le calcul des ponts routiers, CSA-S6, la Figure 1.1 illustre schématiquement les évolutions des règles de conception. On constate que ce n'est qu'à partir de l'édition 1988 du code CSA-S6 que certaines dispositions constructives sont introduites (Figure 1.1c) pour améliorer le confinement à la base des piles et donc le comportement sismique des piles de ponts.

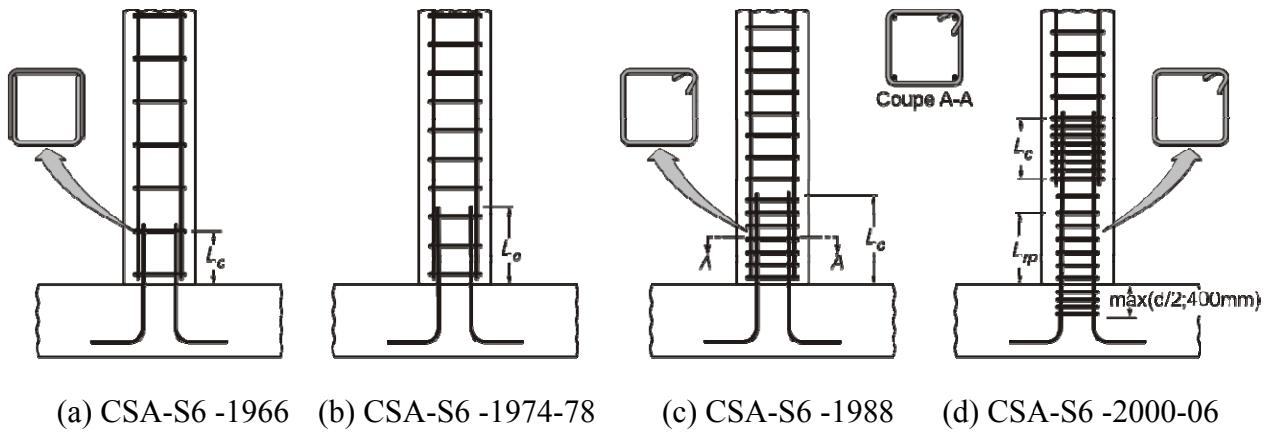


Figure 1.1 : Évolution des règles de conception des piles de pont selon le code CSA-S6

Ensuite, l'évolution des connaissances a conduit à l'introduction du dimensionnement par capacité. Ce concept fondamental de la conception parasismique consiste à assurer que la pile puisse subir une déformation inélastique à sa base, tout en conservant un seuil défini de résistance constant durant un tremblement de terre. En d'autres termes, on souhaite offrir un comportement

ductile à l'élément de structure devant reprendre les efforts sismiques pour dissiper une grande quantité d'énergie de déformation et, ainsi, éviter toute rupture fragile. Ce comportement recherché est montré à la Figure 1.2a. Depuis l'édition 2000 du code CSA, il est interdit d'effectuer le chevauchement des armatures longitudinales à la jonction pile-semelle où doit se former la rotule plastique. De plus, le code exige une certaine quantité d'étriers fermés à la base de la pile ainsi que dans la zone de chevauchement (Figure 1.1d) pour assurer un bon confinement de la zone critique.

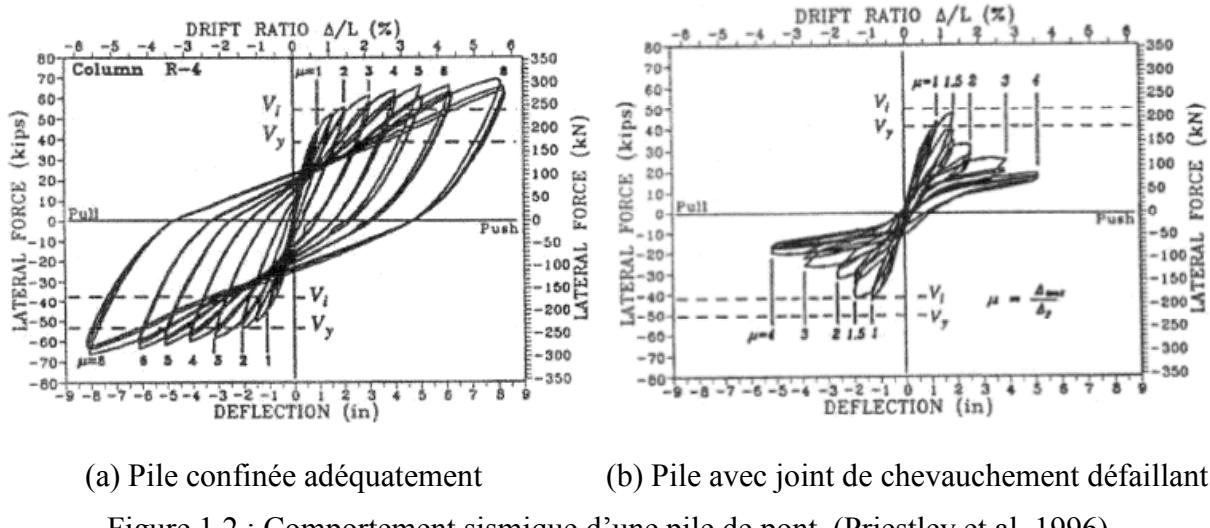
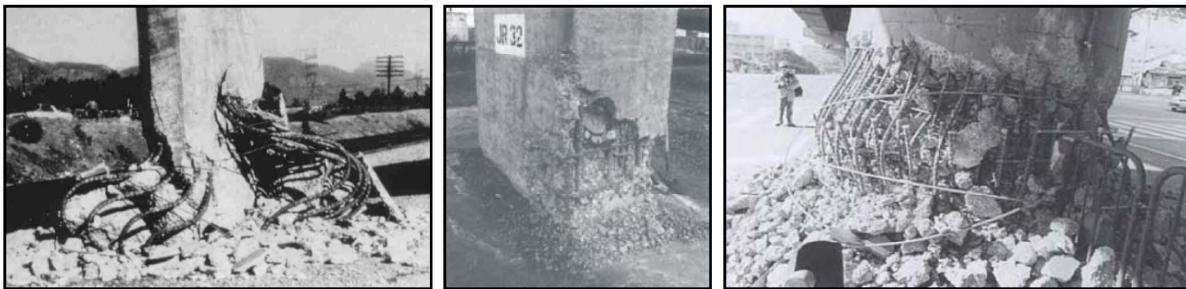


Figure 1.2 : Comportement sismique d'une pile de pont (Priestley et al. 1996)

Le niveau de connaissance associé aux exigences du code CSA-S6 actuel garantit un comportement sismique adéquat des piles conçues depuis l'édition 2000. Mais qu'advient-il des ponts existants conçus avant l'introduction des normes parasismiques?

Avant les années 1980, les piles de ponts en béton armé étaient principalement dimensionnées pour reprendre les charges de gravité, avec une zone de chevauchement à la base des piles faiblement confinée. Leur dimensionnement permettait de reprendre des charges horizontales limitées. Considérées lors de la conception comme des éléments en compression, ces piles ne respectent pas les critères de dimensionnement parasismique des normes actuelles et ne peuvent donc pas assurer un bon comportement ductile, tel qu'illustré à la Figure 1.2b. De nombreux chercheurs (Aboutaha et al. 1999; Chai et al. 1991; Melek et al. 2004; Mitchell et al. 1996; Paulay et al. 1981; Priesley et al. 1992; Priestley et al. 1996) ont pu constater, à partir des récents séismes, qu'une grande majorité des ruptures de piles de ponts conçus avant l'introduction des

normes parasismiques, sont causées par un important manque de confinement à la base de la pile, tel qu'illustré à Figure 1.3.



(a) San Fernando 1971

(b) Loma Prieta 1989

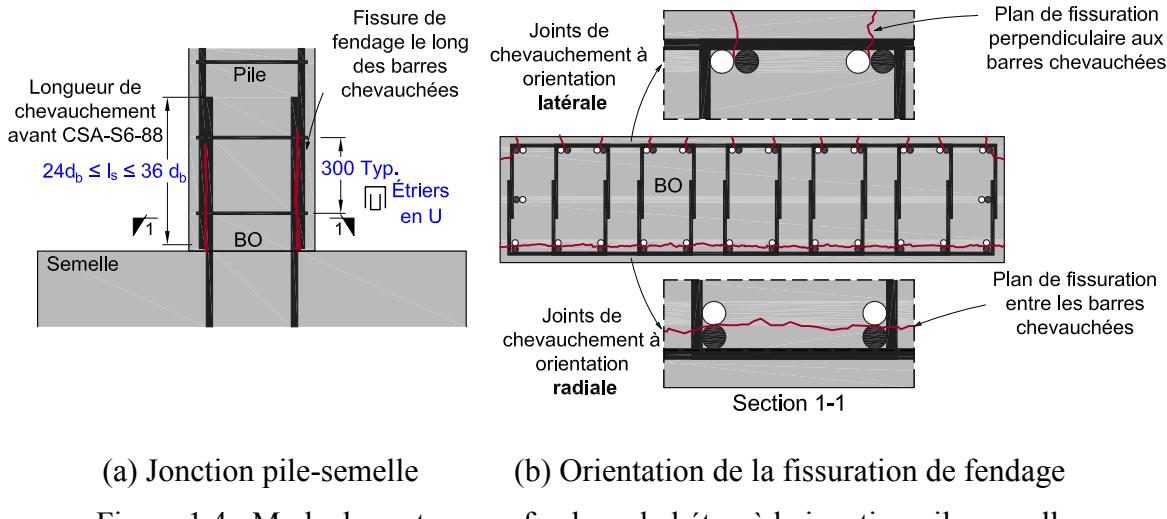
(c) Kobe 1995

Figure 1.3 : Rupture par manque de confinement (Priestley et al. 1996)

Une des principales déficiences retrouvées dans les piles ponts construites avant 1990 est liée au détail constructif de la zone de chevauchement des armatures à la jonction de la pile avec la semelle (Figure 1.1a et b). Les causes majeures de cette défaillance sont dues à :

- une longueur de chevauchement insuffisante des barres longitudinales (environ 24 à 36 fois le diamètre de barre,  $d_b$ ) pour développer leur pleine capacité;
- un manque crucial de confinement transversal dans cette zone en raison du nombre insuffisant d'étriers, d'un espacement trop important des étriers et du fait qu'ils soient non refermés.

Une rupture fragile par perte d'ancrage des barres chevauchées est la conséquence de ces divers défauts de conception. Ce mode de rupture est caractérisé par l'apparition de fissures de fendage dans le béton le long des barres chevauchées (Figure 1.4a). Suivant la configuration des barres chevauchées (chevauchement latéral ou radial), la fissuration de fendage du béton pourra survenir perpendiculairement aux barres ou dans les plans des barres chevauchées (Figure 1.4b). Ce type de fissures peut se développer avant même d'avoir atteint le seuil de plastification des barres d'armatures. Il va entraîner l'éclatement du béton d'enrobage et conduire à la perte d'ancrage soudaine liée au glissement des barres. Au niveau du comportement global de la pile sous chargement cyclique, une chute drastique de la capacité portante et de la rigidité de la pile sera observée dès l'initiation du fendage de l'enrobage de la pile (Figure 1.2b).



(a) Jonction pile-semelle

(b) Orientation de la fissuration de fendage

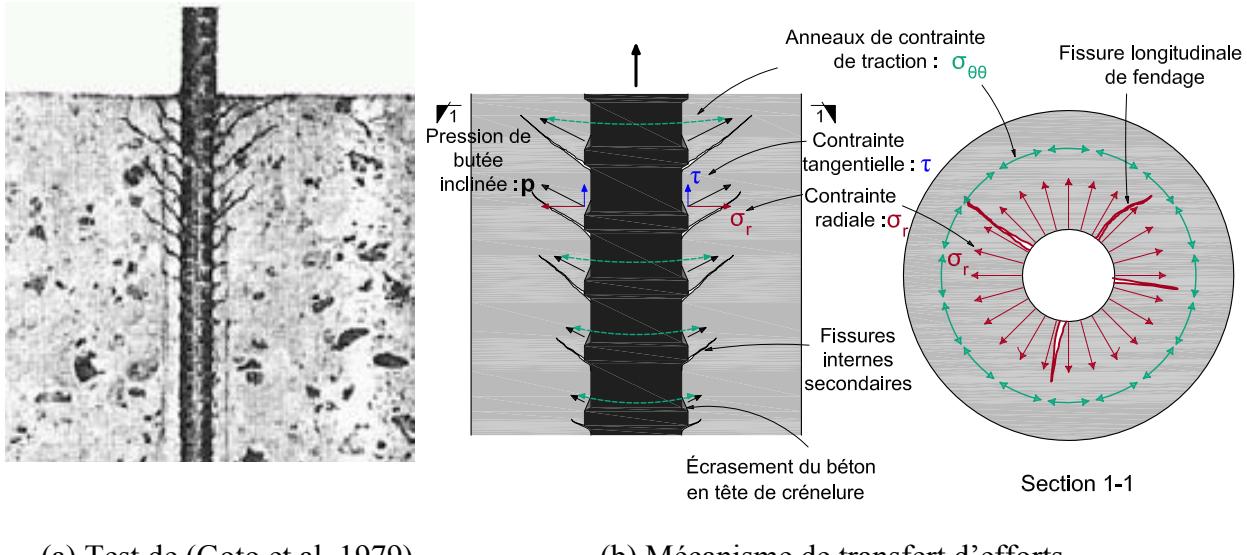
Figure 1.4 : Mode de rupture par fendage du béton à la jonction pile-semelle

### 1.1.2 Mode de rupture des joints de chevauchement : mécanisme de fendage du béton

Le mode de rupture des piles construites avant 1990, par perte d'ancrage des barres chevauchées à la jonction pile-semelle, est directement relié au mécanisme fondamental du fonctionnement du béton armé, à savoir la liaison armature-béton. Ce n'est qu'à partir d'une bonne compréhension de ce mode de rupture qu'il est possible de saisir le fonctionnement des différentes techniques de renforcement sismiques développées pour les piles de ponts.

Le comportement adéquat de tout élément de structure en béton armé est garanti par la bonne performance de la liaison entre les armatures et le béton. Pour des barres crénelées, la résistance d'ancrage d'une barre est principalement assurée par les crénelures présentes sur les barres (Figure 1.5a). Lorsqu'une armature est sollicitée, ses crénelures viennent buter mécaniquement sur le béton et procurent ainsi le développement de l'effort dans cette armature ancrée. Ainsi, les crénelures exercent une pression inclinée sur le béton entourant la barre. La décomposition de cette pression, représentée sur la Figure 1.5b, montre que le béton environnant doit reprendre une contrainte de cisaillement et doit contrebalancer une contrainte radiale  $\sigma_r$ . Cette composante radiale appliquée par la barre est donc équilibrée par une contrainte orthoradiale au sein du béton d'enrobage, appelée aussi anneau de contrainte (« hoop stress » en anglais), tel qu'illustré sur la Figure 1.5c. Par conséquent, le béton d'enrobage est tendu autour d'une barre d'armature ancrée. Si le confinement apporté par l'épaisseur du béton d'enrobage n'est pas suffisant pour équilibrer la contrainte radiale, une fissure de fendage se développe le long de l'armature, conduisant à une

perte soudaine de la force d'ancrage associée à une rupture fragile du béton en traction (Goto 1971).



(a) Test de (Goto et al. 1979)

(b) Mécanisme de transfert d'efforts

Figure 1.5 : Résistance d'une barre ancrée dans du béton par le mécanisme de butée des crénelures

Par rapport à une simple barre ancrée, les mécanismes de rupture d'un joint de chevauchement sont conceptuellement similaires (Figure 1.6). L'une des particularités se situe au niveau de l'interaction entre les deux barres chevauchées au moyen du béton pour effectuer le transfert d'effort d'une barre à l'autre par des bielles de compression.

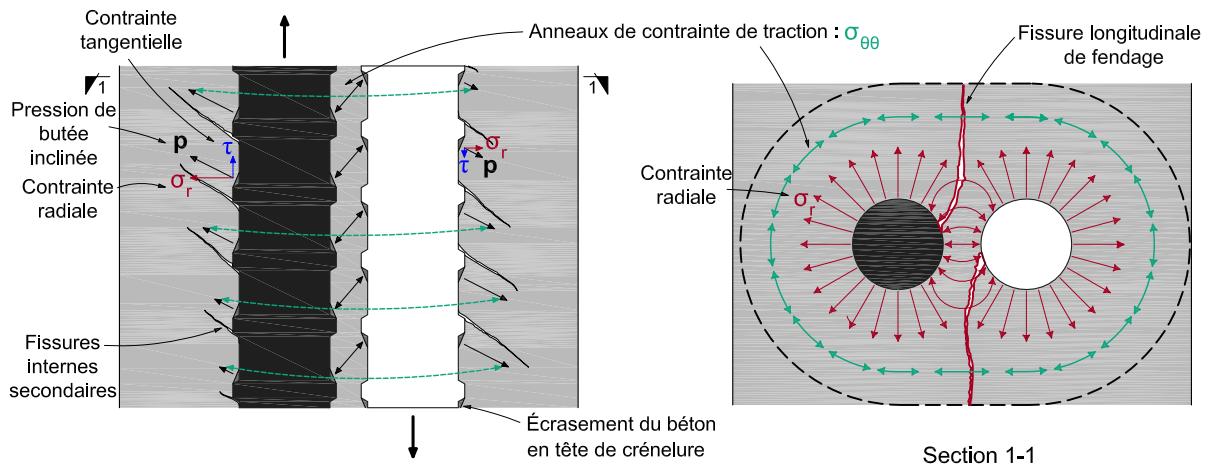


Figure 1.6 : Résistance d'un joint de chevauchement dans du béton par le mécanisme de butée des crénelures

Dans le cas de joints de chevauchement avec un manque de confinement et/ou une longueur de chevauchement trop courte pour développer la pleine capacité des armatures, une rupture par perte d'ancrage soudain surviendra, caractérisée par l'apparition de fissures de fendage le long du chevauchement dans le béton d'enrobage. Cette rupture se traduit par une perte totale de la continuité du transfert d'efforts d'une barre à l'autre et peut donc conduire à une rupture fragile de l'élément de structure concerné.

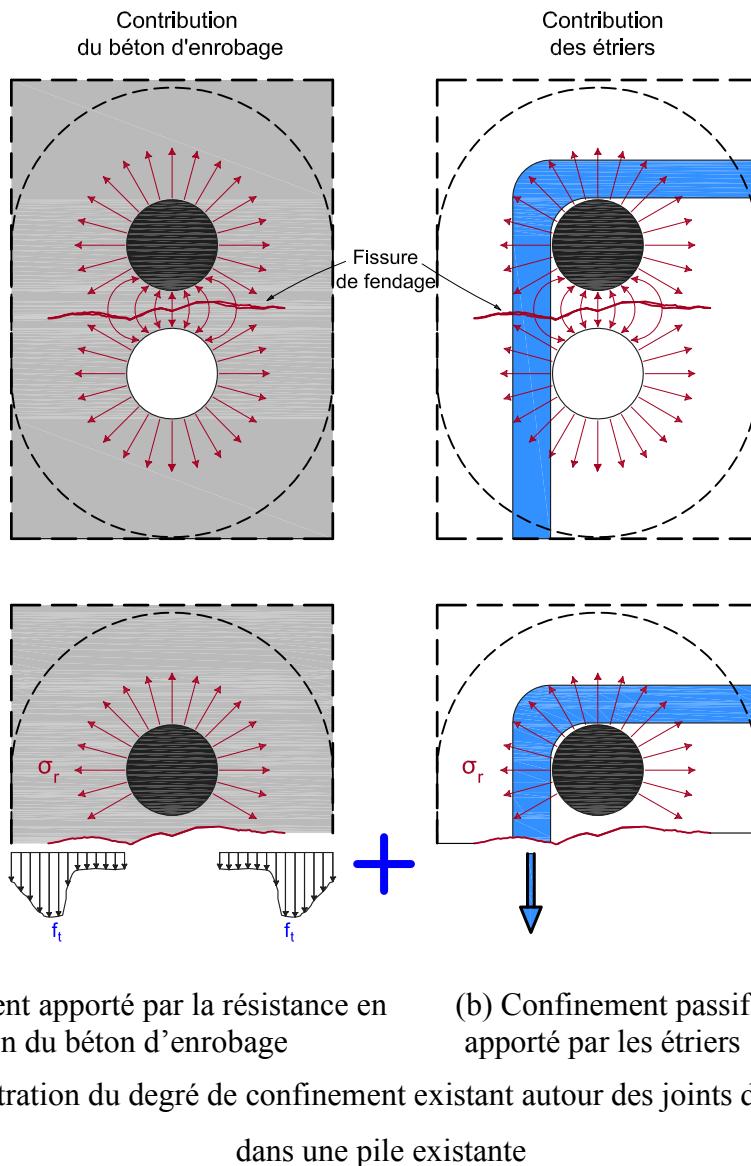


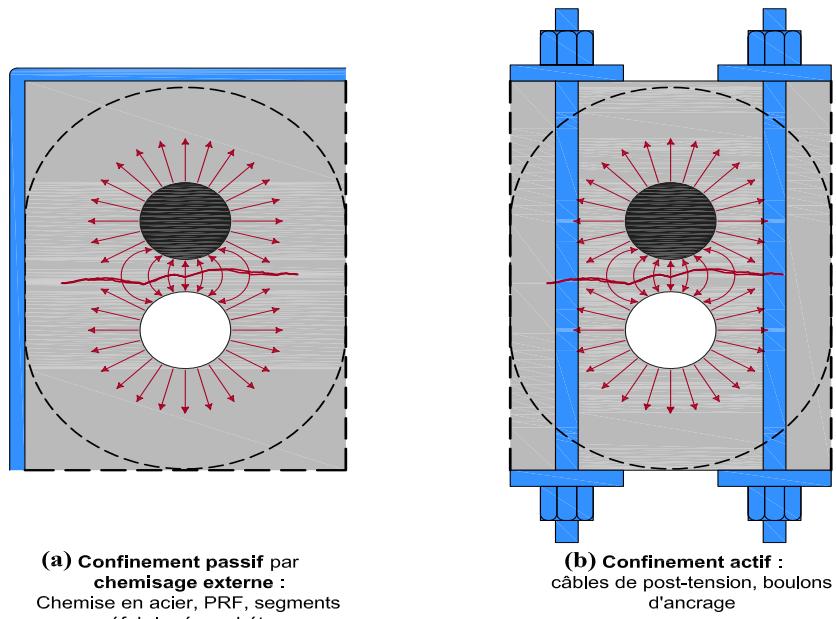
Figure 1.7 : Illustration du degré de confinement existant autour des joints de chevauchement dans une pile existante

L'ensemble de ces constatations permet de comprendre que le mécanisme moteur de l'interaction armature-béton, à savoir la butée des crénelures sur le béton, rend le comportement de la liaison armature-béton très sensible au confinement environnant une zone d'armatures chevauchées.

Premièrement, dans une pile de pont existante, le confinement est assuré par la résistance en traction du béton d'enrobage. Cette contribution, avec les bétons ordinaires utilisés à l'époque (Figure 1.7a), reste relativement faible voire inexistante pour de nombreuses piles dans lesquelles le béton d'enrobage est absent à cause de son éclatement durant les cycles de gel-dégel et de la corrosion des armatures. Deuxièmement, un certain confinement passif ponctuel est assuré par la présence d'étriers dans la zone de chevauchement (Figure 1.7b). Cependant, leur espacement trop important ne garantit pas un confinement suffisant pour contrer l'initiation et la propagation de fissures de fendage.

### 1.1.3 Méthodes existantes de renforcement sismique des piles de ponts

Différentes méthodes de renforcement sismique ont été proposées et mises en application sur des piles de ponts possédant un faible confinement et une longueur de chevauchement trop courte pour corriger le manque de ductilité. La grande majorité des méthodes développées utilisent le concept de confinement passif additionnel, fourni à partir d'une chemise externe en acier, en béton armé ou en polymère renforcé de fibres (PRF) entourant la pile (fib 2007), tel qu'illustré conceptuellement à la Figure 1.8a. L'efficacité de ces techniques de renforcement a été démontrée par plusieurs recherches (Chai et al. 1991; fib 2007; Lin 1996; Priestley et al. 1996; Seible et al. 1997; Wright et al. 2011; Xiao et al. 1997). Néanmoins, ces techniques sont réellement appropriées et efficaces pour des piles circulaires ou carrées (Priestley et al. 1991), tel que montré à la Figure 1.9. Plus le ratio largeur/épaisseur ( $b/h$ ) augmente vers une géométrie de pile fortement rectangulaire, plus l'efficacité des chemises externes diminue à cause de leur incapacité de fournir un confinement latéral passif suffisant et uniforme. De plus, lorsque les joints de chevauchement sont faiblement espacés avec une orientation radiale, la fissure principale de fendage passe entre les barres chevauchée (Figure 1.4b). Dans cette situation, la perte d'ancre liée à la propagation des fissures fendages dans le béton ne peut pas être efficacement contrée par une chemise externe. Par conséquent, les solutions classiques de chemise externe se complexifient considérablement pour être en mesure de renforcer sismiquement des piles rectangulaires. Elles nécessitent le recours à un confinement actif additionnel pour être en mesure de contrer ce plan de rupture potentiel de fendage (Figure 1.8b) et d'assurer un confinement uniforme.



(a) Confinement passif par chemisage externe :  
Chemise en acier, PRF, segments préfabriqués en béton

(b) Confinement actif :  
câbles de post-tension, boulons d'ancrage

Figure 1.8 : Concepts actuels de confinement utilisé pour le renforcement sismique

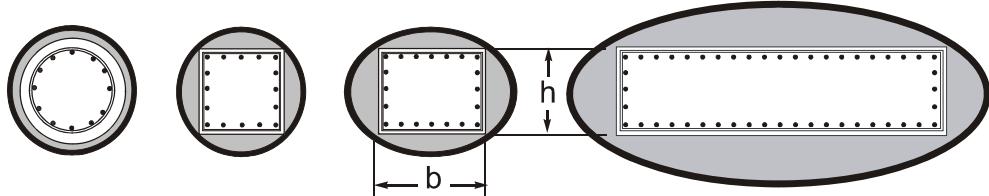
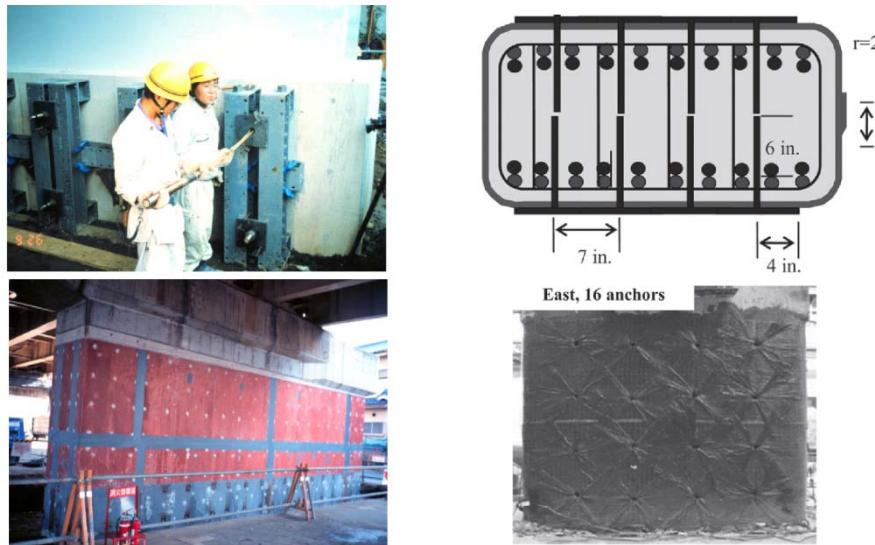


Figure 1.9 : Technique de renforcement sismique classique avec une chemise d'acier ou PRF

Ainsi, pour atteindre un degré de confinement acceptable, il a été constaté qu'une grande quantité de câbles de post-tension (Tamaoki et al. 1996) ou de boulons d'ancrage en acier ou en PRF (Kim et al. 2011) scellés dans la pile sont nécessaires. Ces méthodes exigent de connaître la position des barres longitudinales avec précision pour ne pas les endommager durant la phase de perçage des trous d'ancrage. Par conséquent, les avantages fournis par les méthodes de chemise externe, tel que la rapidité et la facilité de mise en place, sont perdus avec la complexité et le temps nécessaires pour l'installation d'un système d'ancrage actif.

Sur les 10 000 ponts que recense la province du Québec, 7 000 ponts environ ont été construits entre 1960 et 1980 (MTQ 2007). Un nombre considérable de ces ouvrages pourrait nécessiter un

renforcement sismique afin qu'ils respectent le niveau de performance sismique exigé par le code actuel. Le développement d'une méthode novatrice, adaptable à tous types de géométrie de piles, qui allie à la fois efficacité, simplicité, rapidité d'exécution et durabilité, s'avère essentiel pour maintenir les ponts sécuritaires tout en minimisant les impacts socio-économiques.



(a) Post-tension (Tamaoki et al. 1996) (b) Boulon d'ancrage actif en FRP (Kim et al. 2011)

Figure 1.10 : Méthodes existantes de renforcement sismique de piles fortement rectangulaire

#### 1.1.4 Méthodes de renforcement sismique par substitution du béton dans les zones de chevauchement

Les progrès et les évolutions spectaculaires des matériaux cimentaires au début des années 1990 ont conduit au développement d'une nouvelle gamme de matériaux appelés Béton Fibré Ultra Performant (BFUP).

L'une des spécificités les plus importantes du BFUP est sa grande capacité à se déformer en traction, éliminant toute fragilité du comportement du béton en traction. Son comportement écrouissant avec des résistances en traction maximales entre 8 et 15 MPa offre un matériau à base cimentaire ayant une ductilité comparable à celle des métaux (Figure 1.11). Les caractéristiques exceptionnelles de ces bétons permettent d'envisager un nouveau concept de renforcement sismique. Contrairement à l'ensemble des techniques de renforcement existantes appliquées depuis l'extérieur de la pile, une idée novatrice développée à Polytechnique Montréal (Massicotte et al. 2008) consiste à rétablir un confinement adéquat autour des joints de

chevauchement en remplaçant le béton ordinaire existant par un BFUP (Figure 1.12). Cette méthode vient donc traiter le problème en interne. Le remplacement d'un béton ordinaire au comportement fragile en traction par un matériau très ductile améliore le transfert d'efforts entre les armatures chevauchées.

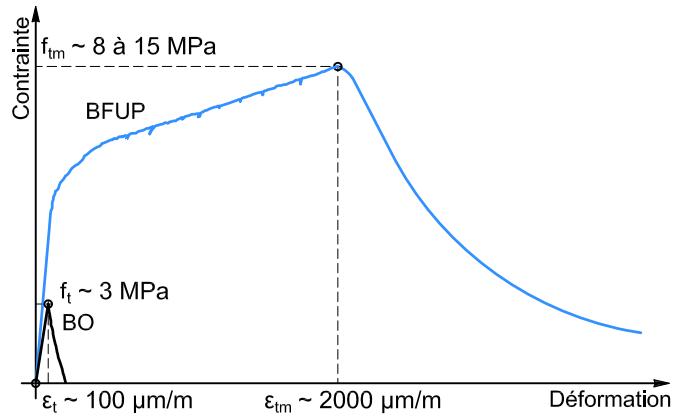


Figure 1.11 : Comparaison du comportement en traction entre un BO et un BFUP

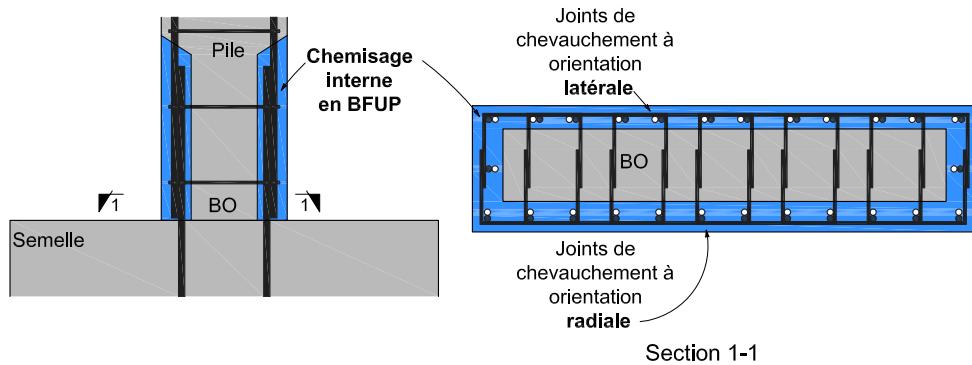


Figure 1.12 : Méthode de renforcement sismique de pile par substitution du béton ordinaire par un BFUP dans la zone de chevauchement

Grâce à la résistance en traction du BFUP et son comportement ductile, la performance du confinement autour de barres chevauchées est nettement améliorée (Figure 1.13), ce qui permet d'éliminer efficacement le mode de rupture par perte d'ancrage lié au fendage du béton. La technique consiste donc simplement à remplacer une certaine épaisseur de béton existant environnant les barres d'armatures chevauchées à la base de la pile par un BFUP.

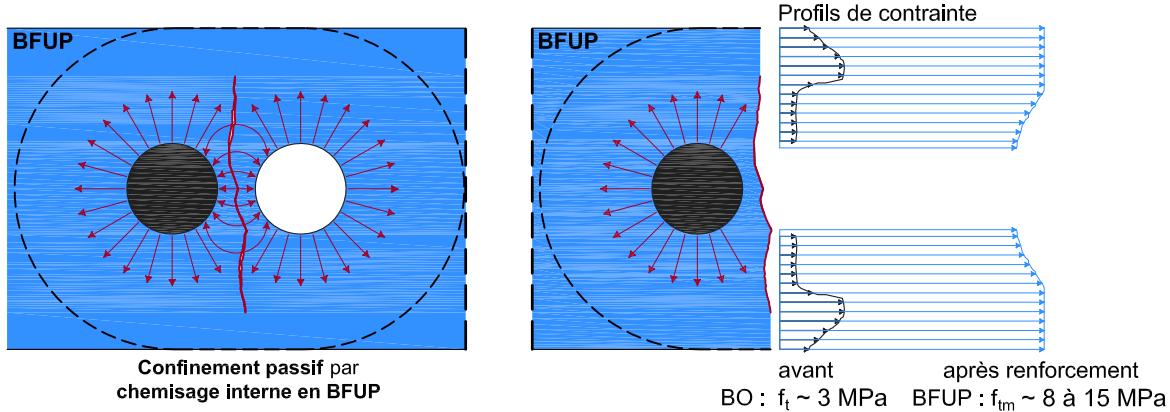


Figure 1.13 : Illustration de l'apport du BFUP dans une zone de chevauchement

Lors d'une étude exploratoire menée par Boucher-Proulx (2008), les résultats obtenus à partir d'une pile de pont testée à échelle réelle (500×2000×5250 mm) ont démontré le grand potentiel de cette méthode de renforcement sismique. Cette pile de pont conçue selon les exigences que code CSA-S6 1966 renforcée par du BFUP dans la zone de chevauchement a permis de développer la pleine capacité des barres d'armatures et d'atteindre un niveau de ductilité supérieure aux exigences du code actuel sous chargement cyclique. Cette technique s'est révélée très efficace pour contrer la rupture par perte d'ancrage. De plus, les résultats de cette étude ont également permis de constater que l'utilisation du BFUP autour des barres d'armature pourrait potentiellement éliminer d'autres problèmes reliés aux détails d'armatures inadéquats dans les piles de ponts. En effet, le flambement des barres comprimées a été empêché, tout comme l'éclatement du béton d'enrobage en zone comprimée. Il est probable que la résistance au cisaillement de la pile soit aussi améliorée. Le BFUP étant fixé à la pile par les étriers présents confère un confinement supérieur au noyau central de béton de la pile.

La technique de renforcement par chemisage en BFUP est applicable pour tous types de géométrie de piles. Elle pourrait donc s'avérer être la meilleure alternative pour le renforcement sismique des grands ouvrages du réseau routier comportant de nombreuses piles où le couplage au tablier ne permet pas l'usage de système de réduction des efforts sismiques (amortisseur, systèmes de blocage, etc.). Il s'agit de la seule technique applicable aux éléments rectangulaires, qui allie à la fois l'efficacité et la simplicité, et ce, sans altérer l'apparence et le dégagement des piles car le renforcement s'effectue par substitution du béton existant, sans augmentation de la section d'origine de la pile. Cette nouvelle technique de réparation ne demande pas de main

d'œuvre spécialisée autre que celle utilisée dans les constructions usuelles et la méthode de réparation requise est la même que celle préconisée par le ministère des Transports du Québec (MTQ) pour les réparations des piles endommagées. De plus, comme le BFUP est un matériau autonivelant, sa mise en place est facilitée et peut être utilisé dans une grande variété de conditions (Massicotte et al. 2012a).

Afin de proposer cette technique de réhabilitation sismique innovante et performante aux ingénieurs concepteur et procurer aux piles existantes défaillantes un niveau de fiabilité et de sûreté aussi élevé que les piles de pont actuellement conçues avec les normes parasismiques, il est nécessaire de développer des règles de calcul et de conception spécifiques. À cet effet, il est indispensable de comprendre au préalable de manière approfondie l'apport du BFUP sur les mécanismes de transfert d'efforts dans la zone de réparation où se chevauchent les barres d'armatures.

## 1.2 Définition du sujet de recherche et objectifs

L'objectif général du programme de recherche débuté à la Polytechnique Montréal en 2006 est de proposer des règles de calcul et de conception de la technique de renforcement par l'utilisation du BFUP permettant de conférer aux piles existantes un niveau de ductilité répondant aux exigences sismiques du code de pont CSA-S6 actuel. Quatre projets de recherche ont été entrepris pour atteindre cet objectif final de cette thématique de recherche. Suite aux résultats très concluants de l'étude exploratoire de Boucher-Proulx (2008), trois projets ont été menés conjointement à deux échelles différentes, pour approfondir l'état des connaissances sur le fonctionnement et les performances de cette méthode novatrice par chemisage interne en BFUP. Le premier s'effectue à une échelle structurale sur des essais de flexion monotoniques et cycliques sur des spécimens de type poutre ainsi que sur des piles renforcées à grande échelle sous chargement cyclique. Ce premier projet, réalisé par Dagenais (2014), a démontré l'efficacité de la méthode de chemisage interne en BFUP à partir de différentes configurations de joints de chevauchement. Il se situe dans une perspective globale pour quantifier l'amélioration des performances de joints de chevauchement renforcés par du BFUP. Le deuxième projet se situe à l'échelle locale des mécanismes de transfert d'efforts dans les joints de chevauchement en BFUP et constitue le corps de cette thèse. Récemment, une troisième étude sur la contribution du BFUP par chemisage

interne pour renforcer les piles défaillantes par manque d'étriers vis-à-vis de la résistance en cisaillement a été réalisée (Garneau 2015).

L'objectif de ce doctorat consiste à analyser et comprendre les mécanismes de transfert d'efforts dans une zone de chevauchement renforcée par un BFUP et d'évaluer la contribution des propriétés du BFUP d'enrobage à contrer l'apparition de fissures de fendage pour assurer le développement de la pleine capacité des barres chevauchées. Ce projet vise plus précisément à examiner l'influence des propriétés en traction du BFUP sur les performances de joints de chevauchement. À partir d'une vaste étude expérimentale et d'une étude numérique détaillée, ce projet de recherche va permettre de contribuer à l'amélioration de la compréhension des mécanismes de résistance de joints de chevauchement dans du BFUP dans une zone tendue.

Le but de ce projet de recherche peut se diviser en quatre objectifs spécifiques :

- étudier l'influence du comportement en traction de différents BFUP sur la performance de joints de chevauchement;
- étudier l'influence de la longueur et l'importance du diamètre de barres chevauchées pour des barres 25M et 35M sur la résistance d'un joint de chevauchement en traction directe;
- caractériser le transfert d'efforts armature-BFUP dans un joint de chevauchement à l'échelle locale;
- modéliser numériquement le mécanisme de rupture par fendage d'un joint de chevauchement et évaluer la capacité d'un joint de chevauchement en BFUP.

### **1.2.1 Conception d'un dispositif de traction directe sur joint de chevauchement**

Le premier objectif de cette thèse est de développer un dispositif expérimental, représentatif d'une certaine réalité structurale, permettant d'isoler au maximum le nombre de paramètres venant influencer le comportement de la liaison armature-BFUP dans un joint de chevauchement. Cet essai devra permettre de caractériser les performances du BFUP, globalement et localement, dans un joint de chevauchement. La sélection d'un essai en traction directe sur des joints de chevauchement coulés dans un prisme en BFUP permettra de répondre à ce premier objectif spécifique. Ce type d'essai assurera d'avoir un dispositif expérimental dans lequel les armatures seront tendus, ce qui traduira le mécanisme de transfert d'effort de barres chevauchées à l'échelle

locale dans une pile de pont durant un événement sismique. De par sa configuration et ses dimensions réduites par rapport aux essais à l'échelle structurale, les mesures à l'échelle locale du chevauchement (contrainte de liaison, glissement) seront facilitées.

### **1.2.2 Étude de l'influence des propriétés mécaniques en traction du BFUP sur la performance de joints de chevauchement**

Cette campagne expérimentale consistera à évaluer la contribution et l'influence des propriétés en traction du BFUP sur la performance de joints de chevauchement en traction. Elle sera menée à partir de l'étude du comportement local d'une zone de chevauchement soumise à une traction directe grâce au montage expérimental développé à l'objectif précédent. Pour atteindre cet objectif spécifique, les différentes propriétés en traction du BFUP seront obtenues à partir de trois pourcentages de fibres différents pour une composition de matrice cimentaire similaire. Ainsi, pour chaque spécimen de joints de chevauchement testé, des essais de caractérisation de traction directe du BFUP seront effectués sur des spécimens en forme d'os. Cela permettra de mettre en relation les performances d'un joint de chevauchement en fonction des propriétés du BFUP mesurées à partir des essais de caractérisation.

### **1.2.3 Étude de l'influence de la longueur et du diamètre de barres chevauchées sur le comportement d'un joint de chevauchement en traction directe**

Cette étude a pour objectif d'évaluer l'influence de la longueur et du diamètre des barres chevauchées sur le comportement de joints de chevauchement en traction directe. Pour ce faire, cinq longueurs de chevauchement différentes et deux diamètres de barres couramment rencontrées dans les piles de pont seront testés. Afin d'obtenir une information sur la capacité des différents BFUP utilisés pour contrôler et dissiper l'ouverture de fissures de fendage dans un joint de chevauchement, la majorité des longueurs de chevauchement sélectionnées seront délibérément choisies inférieures à la longueur requise pour atteindre la plastification des barres.

### **1.2.4 Évaluation du transfert d'efforts armature-BFUP dans un joint de chevauchement à l'échelle locale**

L'objectif de cette étude est de mesurer la distribution des contraintes le long des armatures chevauchées pour évaluer les mécanismes de transfert d'effort et la performance d'un joint de chevauchement dans du BFUP selon le pourcentage de fibres et la longueur de chevauchement utilisés. Afin de rendre possible la mesure des contraintes le long d'une barre d'armature tout en gardant la continuité de contact entre sa surface extérieure et le béton, une méthode d'instrumentation interne des barres d'armature sera développée. Il sera ainsi possible de déduire la distribution de la contrainte de liaison tangentielle armature-BFUP durant l'évolution du chargement. De plus, l'influence des déformations au jeune âge (retrait, fluage) du BFUP restreintes par la présence des barres d'armature durant la phase de maturation, pourra être aisément prise en considération. Cette étude expérimentale par instrumentation interne des barres d'armature sera réalisée sur sept des spécimens de joints de chevauchement en traction direct. Cette étude fournira une information complète sur les distributions des contraintes normales dans la barre, et des contraintes de cisaillement le long de l'interface. Ce programme expérimental constituera la première base de données de référence pour la modélisation éléments finis de l'interaction armature-BFUP de barres chevauchées entreprise à l'objectif suivant.

### **1.2.5 Modélisation numérique du mécanisme de rupture par fendage d'un joint de chevauchement**

L'objectif de cette étude numérique sera de développer et de valider un modèle éléments finis 3D d'une zone de chevauchement d'armatures dans du BFUP pouvant constituer un outil numérique utile pour le développement futur d'équations et de recommandations pour la conception. Pour ce faire, une stratégie de modélisation à l'échelle de la crénelure (« rib scale model » en anglais) sera développée. Les hypothèses de modélisation devront être cohérentes avec le comportement de la liaison armature-BFUP observé à partir de la campagne expérimentale avec instrumentation interne. Le modèle numérique devra être en mesure de simuler le comportement écrouissant en traction du BFUP et de traduire les mécanismes de transfert d'efforts conduisant à une rupture par fendage du béton d'enrobage dans un joint de chevauchement.

### 1.3 Portée

Au Canada, la problématique de défaillance de la base des piles touche l'ensemble des ponts construits avant les années 1980, date à laquelle les premières réglementations sismiques ont été introduites. Rien qu'au Québec, environ 70 % des ponts ont été construits avant les années 1980 et environ le quart d'entre eux possèdent des piles fortement rectangulaires pour lesquelles les techniques classiques de renforcement sismique par chemisage deviennent inefficaces. Les régions fortement habitées du Québec se situent dans une zone sismique modérée pouvant être affectée par des séismes le long des failles du système de paléo-rift du Saint-Laurent, qui comprend les vallées de l'Outaouais et du Saguenay. De surcroît, une attention toute particulière doit être accordée aux ouvrages existants au Québec, car un grand nombre d'entre eux sont sévèrement endommagés et affaiblis structurellement par les phénomènes de corrosion des armatures à la base des piles. Ces effets combinés peuvent rendre de nombreuses structures fortement vulnérables si un séisme majeur survenait de nos jours.

Ce projet de recherche constitue une étape essentielle dans l'élaboration de règles de conception pour le renforcement sismique de la base des piles de ponts par l'utilisation d'une technique qui consiste à remplacer une certaine épaisseur de béton existant, au niveau de la zone vulnérable où les barres se chevauchent, par un BFUP. Cette étude expérimentale et numérique menée à l'échelle locale permettra d'isoler le comportement d'un joint de chevauchement dans du BFUP. Elle fournira ainsi une compréhension fondamentale de la contribution du BFUP dans les mécanismes de résistance aux pressions radiales, générées par les crénelures des armatures, pour contrer la fissuration de fendage. Cette étude permettra de faciliter l'élaboration des lignes directes des règles de calcul de cette méthode de renforcement sismique.

Les résultats de cette étude permettront de démontrer clairement le potentiel offert par le BFUP dans les zones de joints de chevauchement, que ce soit pour le renforcement sismique des piles de pont défaillantes, ou plus généralement, pour des applications plus vastes telles que la conception de connexion d'éléments préfabriqués optimisés. L'utilisation locale du BFUP dans les zones de chevauchement de structures en béton armé constitue une application optimale de ce nouveau matériau aux propriétés en traction remarquables. De plus, les différents BFUP utilisés dans ce projet, aux propriétés en traction différentes, permettront d'étendre les résultats et les conclusions obtenues à diverses classes de BFUP disponibles commercialement.

## 1.4 Contributions originales

La réponse aux divers objectifs spécifiques de ce projet de recherche a conduit à la soumission de trois articles qui sont ou seront à terme publiés dans des revues scientifiques de portée internationale. Les principales contributions scientifiques de cette recherche sont détaillées ci-dessous pour chacun des articles.

Le premier article, *Résistance de la liaison dans un joint de chevauchement en tension dans du BFUP* (chapitre 4) présente les résultats associés au comportement global des joints de chevauchement en traction directe, étudié à l'échelle locale, de l'ensemble du programme expérimental selon les divers paramètres d'études. Voici les principales contributions originales dans l'article :

- conception d'un dispositif de traction directe sur joints de chevauchement dans du BFUP;
- obtention d'un mode de rupture par fendage de la liaison armature-BFUP pour des longueurs de chevauchement inférieures à la longueur nécessaire à la plastification des barres ;
- évaluation de l'amélioration des performances de joints de chevauchement selon les propriétés mécaniques du BFUP (quantité de fibres, résistance en traction, comportement écrouissant) ;
- comparaison de la performance d'un joint de chevauchement en BFUP par rapport aux essais réalisés dans la littérature sur du béton ordinaire (BO) ou du béton à hautes performances (BHP).

Le deuxième article, *Étude expérimentale de la distribution de la contrainte tangentielle de liaison et de résistance de la liaison dans un joint de chevauchement non confiné en traction directe* (chapitre 5) présente les résultats associés au comportement local des essais de joints de chevauchement en traction directe pour lesquels une instrumentation interne des barres d'armature a été réalisée.

Voici les principales contributions originales dans l'article :

- obtention d'une distribution fine de la contrainte des barres d'armature dans du BFUP durant toute l'évolution du chargement sans altérer les propriétés d'interface ;
- création d'une base de données expérimentale fondamentale pour la validation numérique d'un modèle de liaison armature-BFUP à partir de la configuration d'un essai « modèle ».

Le troisième article, *Modélisation par éléments finis 3D de joints de chevauchements dans du BFUP* (chapitre 7) présente les résultats associés à la validation d'une stratégie de modélisation du comportement de la liaison armature-BFUP. À la connaissance de l'auteur, aucun modèle numérique d'interface ne permet de prendre en compte actuellement l'influence des propriétés en traction d'un BFUP sur le comportement de la liaison armature-béton d'une zone d'ancrage ou d'un joint de chevauchement. Voici les principales contributions originales dans l'article :

- développement d'un modèle prédictif du comportement d'un joint de chevauchement à l'échelle locale ;
- description de l'importance du choix des propriétés de traction du BFUP dans un processus de modélisation par élément finis ;
- validation numérique de l'influence de la longueur de chevauchement et du degré de confinement d'un joint de chevauchement dans du BFUP ;
- proposition d'une modélisation par limite inférieure pour l'évaluation des performances d'une configuration de joint de chevauchement.

Certains des résultats des travaux de thèse ont également été présentés lors de conférences internationales avec comité de lecture :

- Lagier, F., Massicotte, B., Charron, J.-P. (2012). "Bond splitting of lap splice embedded in ultra high fibre reinforced concrete under direct tension." *Proceeding of the 4<sup>th</sup> Conference on Bond in Concrete 2012: Bond, Anchorage, Detailing*, J. W. Cairns, G. Metelli, et G. A. Plizzari, eds. Brescia, Italy, 351-358.
- Massicotte, B., Dagenais, M.-A., Lagier, F. (2013). "Performance of UHPFRC jacket for the seismic strengthening of bridge piers." *Proceeding of the 2<sup>nd</sup> Int. Symp. on UHPFRC*

*Designing and building with UHPFRC: from innovation to large-scale realizations*, F. Toutlemonde, et J. Resplendino, Eds., RILEM, Marseille, France, 1-11.

## 1.5 Contenu de la thèse

Cette thèse est divisée en 9 chapitres. À la suite de cette introduction, une revue de la littérature sur les mécanismes de liaison armature-béton et les modèles éléments finis permettant de modéliser le fendage du béton est présentée. Le chapitre 3 décrit le spécimen d'essai utilisé et le montage expérimental et les méthodes d'instrumentation développés pour mener les campagnes expérimentales. Les chapitres 4 et 5 sont consacrés à la présentation et aux discussions des résultats expérimentaux dans le format d'origine des articles scientifiques soumis à des revues internationales. Le chapitre 6 présente un résumé du modèle constitutif de béton EPM3D et décrit les modifications apportées dans le cadre de cette thèse pour modéliser numériquement le BFUP. Le chapitre 7 présente l'étude numérique menée sur la modélisation de joint de chevauchement en BFUP dans le format d'origine de l'article soumis à une revue scientifique. Par la suite, une discussion générale sur les travaux expérimentaux et numériques en lien avec d'autres travaux de la littérature est réalisée au chapitre 8. Les conclusions et les recommandations de ce projet de recherche sont formulées au chapitre 9.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

Ce chapitre présente une revue de la littérature sur le comportement de la liaison armature-béton. Premièrement, une présentation des études expérimentales pertinentes liées à la liaison armature-béton et plus spécifiquement aux joints de chevauchement d'armatures sous chargements monotone et cyclique est faite. Les paramètres fondamentaux contrôlant le comportement d'un joint de chevauchement seront mis en avant, ainsi que l'influence des fibres dans le béton sur ce dernier. Deuxièmement, d'un point de vue numérique, une présentation des principaux modèles de liaison armature-béton développés à ce jour sera réalisée. Une attention particulière sera apportée aux modèles permettant de modéliser la rupture par fendage.

### 2.1 L'interaction armature-béton

La propriété fondamentale à la base du principe de fonctionnement du béton armé est l'interaction réciproque entre le béton et les armatures. Depuis la naissance des premiers concepts de structure en béton armé, cette propriété fondamentale n'a cessé d'être l'objet d'études et de recherches. Le BFUP, nouvelle gamme de bétons au comportement écrouissant en traction, offre une augmentation considérable des performances d'ancrage et de chevauchement. L'ensemble de ces nouvelles conceptions ramène la thématique de l'étude de l'interaction armature-béton à l'ordre du jour mais cette fois entre l'armature et le BFUP.

Lors de l'étude des performances de joint chevauchement dans un BFUP, que ce soit pour du renforcement sismique de piles de ponts ou la connexion de dalles préfabriquées, la liaison armature-béton constitue un des éléments primordiaux. C'est grâce à l'existence de cette interaction entre les armatures et le BFUP que le transfert d'efforts d'une barre à l'autre peut s'effectuer.

#### 2.1.1 Définitions

Le transfert d'efforts du béton à la barre ou inversement est assuré grâce à l'existence d'une liaison entre l'acier et le béton. Une certaine longueur est nécessaire pour assurer la bonne transmission des efforts. Une **longueur d'ancrage** est définie par les codes actuels comme la longueur nécessaire pour développer le plein effort dans la barre permettant d'atteindre la plastification de la barre.

Lorsque les longueurs de barre nécessaires pour la construction dépassent les longueurs commerciales disponibles ou lorsque, pour des détails constructifs, il est nécessaire de prévoir des barres « en attente », chaque tronçon de barres doit venir se chevaucher à son extrémité avec une nouvelle barre d’armature pour rétablir la continuité mécanique. Comme l’illustre la Figure 1.4, la jonction d’une semelle de fondation et une pile de pont introduit une zone de chevauchement des armatures. Une certaine longueur est nécessaire pour assurer la bonne transmission des efforts, appelée **longueur de chevauchement**.

Dans cette thèse, il a été choisi de ne pas utiliser le terme adhérence pour caractériser les performances mécaniques de l’interaction entre l’armature et le béton pour plus de clarté. En effet, il est souvent utilisé en français le terme contrainte d’adhérence pour définir la contrainte tangentielle ou de cisaillement moyenne reprise par une barre d’armature ancrée. Ce terme remonte au temps où les barres étaient lisses et la principale résistance de la liaison s’effectuait par adhérence. Or aujourd’hui, dans le contexte de barres crénelées ceci n’est plus vrai. Ainsi, les termes **liaison armature-béton** (au lieu de liaison acier-béton) et **contrainte tangentielle de liaison** (au lieu de contrainte d’adhérence) ont été préférés. Le mot adhérence sera utilisé uniquement pour définir l’état de contact entre deux corps jusqu’à une contrainte seuil qui initiera un mouvement relatif.

### 2.1.2 Mécanismes d’interaction armature béton

Le transfert des efforts entre une barre d’armature et le béton est généralement traduit à partir de la relation contrainte tangentielle/glisсement (déplacement relatif de la barre par rapport au béton) à l’interface, désignée  $\tau-s$ , tel qu’illustrée à la Figure 2.1.

Avant de discuter en détail des mécanismes de transfert d’efforts à partir des différentes courbes ci-dessus, il est important de noter que la relation  $\tau-s$  représente d’une manière conventionnelle et simplifiée le comportement de la liaison acier-béton à l’échelle structurale en supposant une contrainte tangentielle constante à l’interface. Cette relation représente donc le comportement de la liaison d’un ancrage court, dont la longueur d’ancrage reste inférieure à  $5 d_b$ .

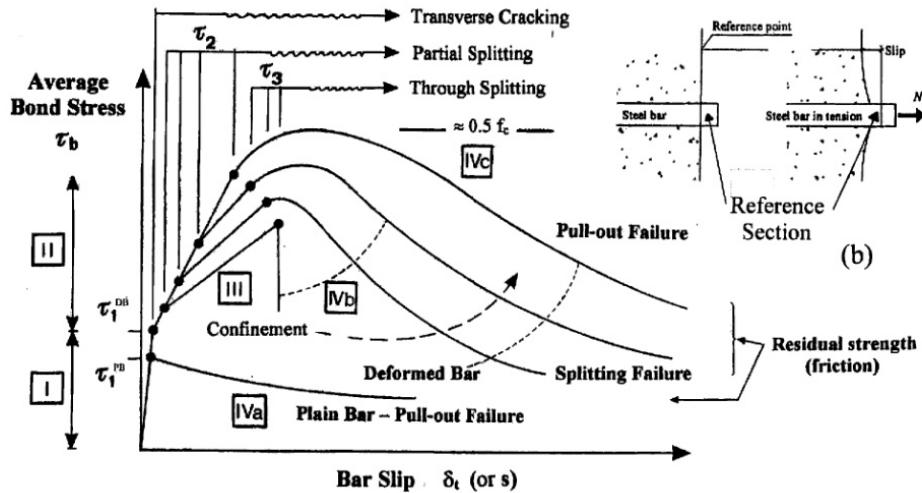


Figure 2.1 : Relation locale de la contrainte tangentielle-glisсement de la liaison (fib/ceb/fip 2000)

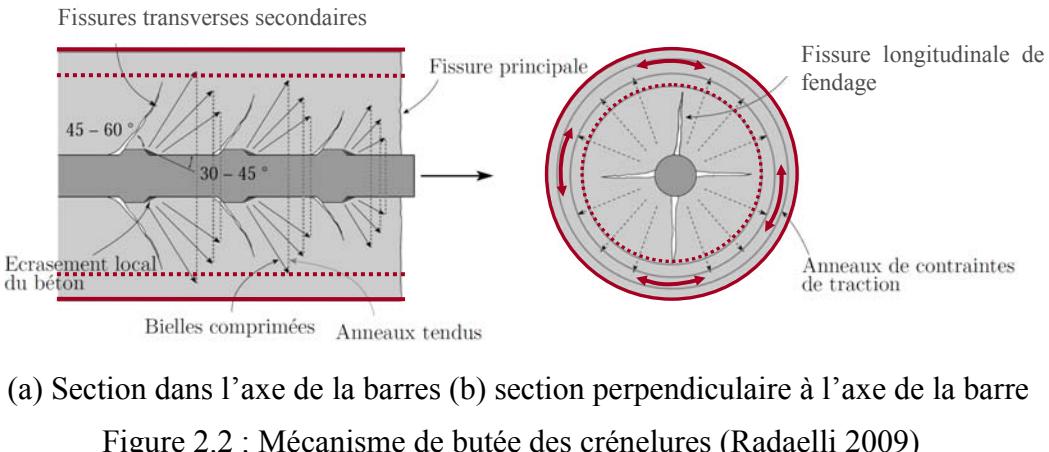
L’interaction physique entre les deux matériaux est couramment distinguée à partir de trois mécanismes (Lutz et al. 1967; Rehm 1961) :

- l’adhérence chimique ;
- la butée mécanique des crénélures de barres sur le béton avoisinant ;
- le frottement entre deux surfaces rugueuses, acier-béton ou béton-béton.

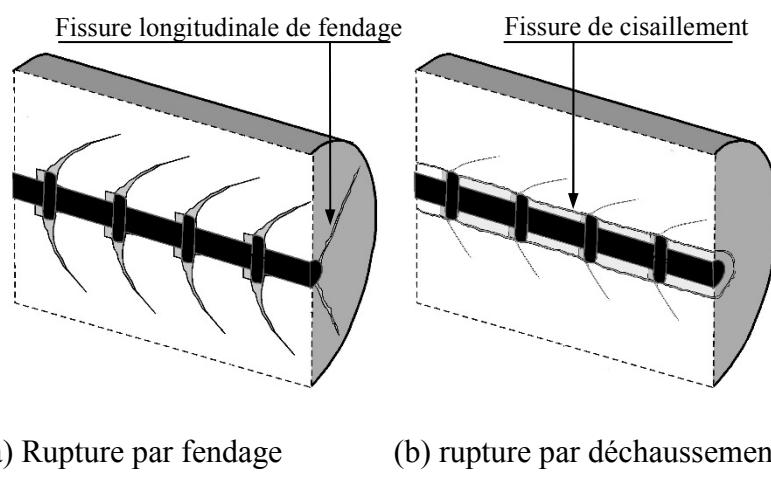
À l’origine du développement du béton armé, les barres d’armatures utilisées étaient lisses (non nervurées), dénuées de toutes crénélures, dont seul l’adhérence chimique suivi du frottement à l’interface contrôlaient le comportement de la liaison.

Avec l’introduction des barres crénelées, la résistance de la liaison a été nettement améliorée grâce à l’interaction mécanique entre les crénélures et le béton, qui devient le mécanisme prépondérant. Jusqu’à un faible taux d’efforts dans la barre, la résistance de la liaison est assurée par l’adhérence chimique entre la pâte de ciment et la surface de l’armature. À l’interface, aucun glissement ne se produit. Cependant, la mesure du glissement relatif,  $s$  (Figure 2.1a), représente le déplacement relatif de la barre vis-à-vis d’une zone de béton non perturbée. Ainsi, le glissement noté dans cette première phase traduit la déformation de cisaillement du béton environnant l’interface. La limite d’adhérence chimique est atteinte pour une contrainte tangentielle dans du béton ordinaire,  $\tau \leq (0.2 \text{ à } 0.8) f_t$  (fib/ceb/fip 2000). L’adhésion chimique se rompt relativement rapidement au niveau de la réponse de la liaison. La force de transfert des efforts de la barre est

ensuite majoritairement assurée par la butée mécanique des crénelures sur le béton avoisinant (Figure 2.1b&c). Une pression de butée inclinée d'un angle,  $\alpha$ , (nommé aussi bielle) est appliquée sur le béton à partir de la face avant des crénelures, accompagnée d'une fissure secondaire transversale qui se produit à l'arrière de la crénelure, telle qu'illusté sur la Figure 2.2.



Si le confinement apporté par l'anneau de béton non fissuré est insuffisant, une fissure longitudinale de fendage se développe par la libération instantanée de l'énergie de rupture associée à une rupture fragile (Figure 2.3a).



À l'inverse, si le confinement est suffisant pour équilibrer la pression radiale, une coalescence de fissures de cisaillement va se créer autour de la tête de crénelure avec l'augmentation du glissement de la barre. La contrainte tangentielle maximum pouvant être atteinte se situe entre 0.33 et 0.50  $f_c$ . Progressivement, le mécanisme de butée des crénelures change pour un

mécanisme de friction béton-béton au niveau de la surface de cisaillement entre les dents de béton compris entre chaque crénelure et le béton environnant (Figure 2.3b). La rupture de la liaison s'effectue alors par déchaussement de la barre.

### **2.1.3 Caractéristiques et particularités des joints de chevauchement en traction**

#### **2.1.3.1 Introduction**

Un mécanisme de transfert des efforts d'une barre à l'autre s'effectue dans une zone de chevauchement, à la différence du comportement d'une seule barre ancrée. Les études expérimentales ont montré, cependant, que l'initiation de la fissuration et la rupture par fendage dans les joints de chevauchement est relativement similaire à une barre ancrée (Orangun et al. 1977). Il est généralement accepté que la résistance d'une barre chevauchée soit quasiment similaire à celle d'une barre ancrée pour un environnement donné, bien que plusieurs auteurs se confrontent à ce sujet.

Contrairement à l'étude de l'ancrage des barres, la majorité des recherches effectuées sur la longueur de chevauchement se sont principalement concentrées sur l'évaluation de leur résistance ultime dans l'optique de développer des règles de calcul pour les codes de conception. Ce n'est que très récemment que certains auteurs ont démontré l'intérêt particulier de connaître la capacité de déformation des joints de chevauchement, information essentielle pour pouvoir effectuer une analyse de la réponse sismique d'une pile en béton armé comprenant une zone de chevauchement déficiente (Cho et al. 2006; Melek et al. 2004). À partir d'une vaste campagne expérimentale menée sur des poutres avec un joint de chevauchement en zone de moment constant, Harajli et al. (2007; 2009; 2010) sont les premiers auteurs à proposer une relation contrainte tangentielle-glisser fonction de plusieurs facteurs étudiés, tels que le diamètre de barre, le ratio épaisseur d'enrobage/diamètre de barre, la résistance en compression du béton, et le type de confinement (étriers, béton de fibres, tissu en polymère renforcé de fibres).

#### **2.1.3.2 Mécanisme de transfert d'efforts**

Le comportement de base d'un joint de chevauchement en traction reste identique à celui d'une zone d'ancrage. En présence de barres crénelées, le mécanisme de transfert prépondérant

s'effectue à partir de la butée des crénelures sur le béton. L'effort d'une barre est transmis à l'autre par l'intermédiaire du béton environnant (Figure 2.4)

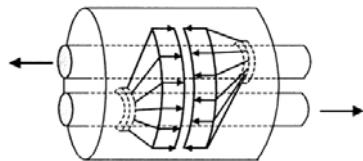


Figure 2.4 : Mécanismes de transfert d'efforts dans un joint de chevauchement (Spieth 2002)

La représentation simplifiée de bielles-tirants proposée par Schlaich et al. (1998) permet de mettre en avant la contribution du béton d'enrobage dans la transmission des efforts. Tout comme le mécanisme d'ancrage d'une barre crénelée décrit précédemment, les bielles de compression inclinées générées par les crénelures de chaque barre chevauchée doivent être équilibrées par un anneau de contraintes en traction dans le béton d'enrobage pour assurer toute la résistance du joint de chevauchement.

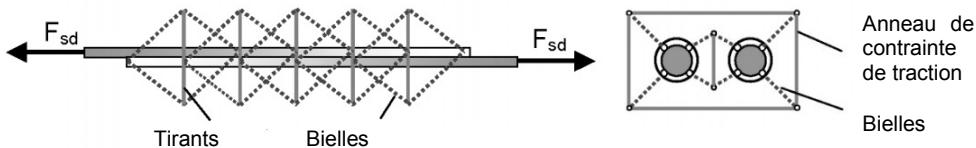


Figure 2.5 : Modèle de bielles-tirants d'un joint de chevauchement proposé par Schlaich et al. (1998)

L'évaluation de la pression radiale générée constitue donc un des paramètres clef pour pouvoir déterminer la résistance ultime d'un joint de chevauchement, tant d'un point de vue analytique que numérique. Le nombre de recherches menées sur la relation entre la contrainte tangentielle et la contrainte radiale générée par l'action des crénelures sur le béton est relativement limité et plusieurs auteurs proposent des théories différentes (Cairns et al. 1996; Reynolds et al. 1982; Tepfers 1973). La principale cause des divergences trouvées entre les auteurs réside dans la réelle difficulté d'accéder à une mesure de champ (déplacement, déformation) au niveau local à l'échelle de la crénelure.

### 2.1.3.3 Mode de rupture

Les joints de chevauchement présentent les mêmes modes de rupture qu'une barre simplement ancrée, tel qu'expliqué à la section 2.1.2. Cependant, les essais réalisés sur des éléments en béton armé en présence d'une zone de chevauchement ont montré que leur résistance ultime est gouvernée majoritairement par l'apparition de fissures longitudinales de fendage (Figure 2.6).

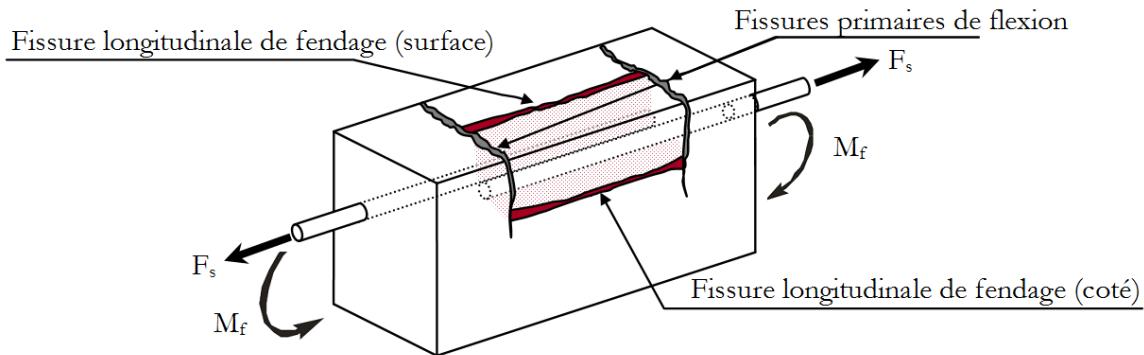


Figure 2.6 : Fissures primaires de flexion et fissures longitudinales de fendage en zone de chevauchement

Ces fissures surviennent lorsque la contrainte de traction dans le béton environnant les barres, générée par l'action des crénelures, atteint la résistance limite du béton. Le schéma de fissuration, ainsi que l'ouverture des fissures dépendent fortement de l'orientation des barres chevauchées et du confinement apporté par l'environnement entourant le couple de barres. L'épaisseur d'enrobage et l'espacement entre joints de chevauchement guide principalement le schéma de fissuration. À partir d'une analyse numérique élastique des champs de contraintes probables au sein du béton environnant un joint de chevauchement, Eligehausen (1979) propose différents schémas de fissuration de fendage suivant la configuration des barres dans une section donnée, tel que représentée sur la Figure 2.7. Ces patrons de fissuration sont en accord avec les précédentes recherches menées à ce sujet (Ferguson et al. 1968; Ferguson et al. 1971; Tepfers 1973).

Suivant les relations entre l'épaisseur d'enrobage horizontal et vertical ainsi que l'espacement entre les couples de barres chevauchées, un schéma de fissuration sera privilégié soit dans le plan latéral passant par l'axe des barres (Figure 2.7a), soit par schéma de fissures en « V » (Figure 2.7b). Lorsque l'épaisseur d'enrobage horizontale est inférieure à celle de l'enrobage vertical et que l'espacement entre les couples de barres chevauchées est relativement faible, le plan de rupture dans le plan latéral survient. Ce type de rupture est fréquemment rencontré dans le cas de

poutres de faible largeur. À contrario, lorsque l'épaisseur d'enrobage vertical est inférieure à celui horizontal et que l'espacement entre couple de barres chevauchées est suffisamment important, le mode rupture est initié par un schéma de fissuration en « V ».

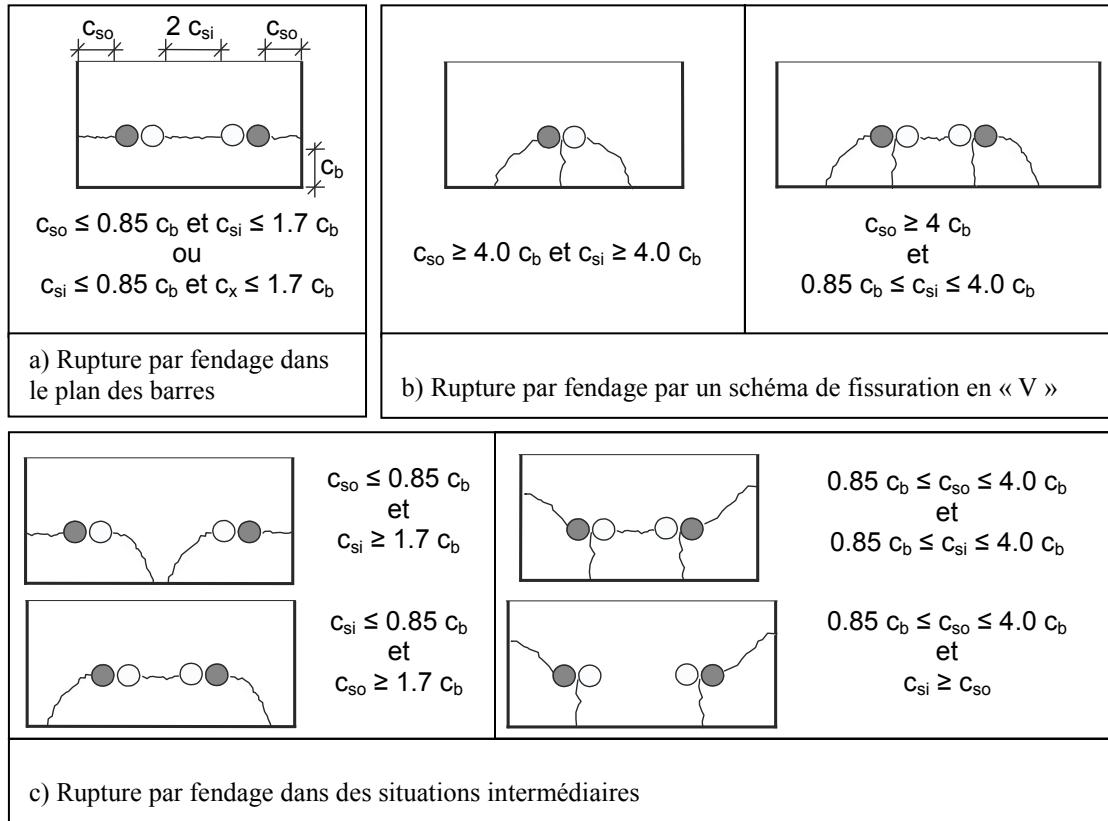


Figure 2.7 : Orientation de la fissuration de fendage, adapté de Eligehausen (1979)

Une combinaison de ces deux principaux plans de rupture se produit dans des situations intermédiaires aux deux configurations extrêmes précédemment explicitées (Figure 2.7c). Sachant que les armatures transversales ne deviennent réellement actives qu'une fois l'apparition d'une fissure de fendage, leur présence ou non dans la zone de chevauchement ne modifie pas le patron de fissuration à la ruine précédemment présenté.

Remarque : Dans le cas d'un joint de chevauchement sollicité en flexion pure, deux fissures primaires de flexion vont s'initier aux extrémités des barres chevauchées, tels que schématisé sur la Figure 2.6. Cette fissure de flexion privilégiée est due à la forte discontinuité de rigidité causée par un changement brusque de section d'armature en traction à la jonction entre l'extrémité de la barre et le début de la zone chevauchée. Plizzari et al. (1996) remarquent que l'ouverture des

fissures longitudinales de fendage varie le long du joint de chevauchement et a une valeur maximale aux extrémités, là où le glissement de chaque barre est le plus important dû en partie à la présence d'une fissure primaire de flexion.

#### 2.1.3.4 Facteurs qui influencent les performances des joints de chevauchement

Il est important de noter qu'à partir des explications des mécanismes de rupture associées à la liaison armature-béton, le comportement de cette dernière, traduit de manière générale par une relation  $\tau-s$ , ne peut être considéré comme une propriété intrinsèque d'un matériau fictif d'interface. Son comportement est d'avantage relié à l'échelle de la structure qui l'entoure. Un résumé de l'ensemble des paramètres pouvant affecter le comportement de la liaison dans le cadre d'une zone de chevauchement est présenté dans cette section.

##### 2.1.3.4.1 Longueur de chevauchement

Pour un diamètre de barre donné, un plus grand effort au sein d'une barre chevauchée peut être repris avec l'augmentation de la longueur de chevauchement, grâce à la diminution de la pression radiale générée par unité de longueur. Cependant, il existe une limite au-delà de laquelle, l'augmentation de la longueur de chevauchement ne procure plus d'amélioration significative sur la résistance du chevauchement. Les études expérimentales montrent clairement que la relation n'est pas linéaire et doubler la longueur de chevauchement ne permet pas d'en doubler sa résistance (Chinn et al. 1955; Ferguson et al. 1965; Ferguson et al. 1971). À partir de l'examen de nombreuses études expérimentales, Canbay et al. (Canbay et al. 2005) estiment que la résistance d'un joint de chevauchement est approximativement proportionnelle à la racine carrée de la longueur de chevauchement normalisée sur le diamètre de barre  $(\propto \cdot \sqrt{l_s / d_b})$ .

##### 2.1.3.4.2 Caractéristique de la barre d'armature

Une influence claire du diamètre de barre n'est pas constatée dans la littérature. On peut noter néanmoins que dans le cas de barres de faible diamètre ( $< 15$  mm), le glissement d'interface est principalement associé à l'écrasement de la zone de béton devant les crénellures, fonction principalement de la résistance en compression du béton. Tandis que dans le cas de barres de gros diamètre ( $> 25$  mm), la pression radiale exercée par les crénellures joue un rôle primordial dans

l'initiation d'une rupture par fendage, fonction principalement de la résistance en traction du béton, et du confinement apporté dans la zone de chevauchement.

Les caractéristiques géométriques de la barre, plus spécifiquement la configuration des crénelures, contribue de manière significative au comportement de l'interface acier-béton. Depuis l'introduction sur le marché de la construction des barres crénelées, des études ont été menées pour évaluer quel type de configuration fournit le meilleur ancrage de la barre. La meilleure performance de la liaison peut être atteinte par une combinaison judicieuse entre la hauteur des crénelures, leurs espacements, et le diamètre de la barre, caractérisée par un paramètre correspondant à la surface relative des crénelures,  $R_r$  défini comme suit :

$$R_r = \frac{A_r}{\pi d_b s_r} \quad (2.1)$$

avec  $A_r$  : Aire projetée de la crénelure sur un plan perpendiculaire à l'axe de la barre ;

$s_r$  : espacement entre deux crénelures.

Avec l'augmentation de la surface relative des crénelures (ex : augmentation de la hauteur des crénelures pour un espacement gardé constant), la résistance et la rigidité de la liaison augmente, cependant, le risque d'initiation d'une rupture par fendage s'amplifie en conséquence (fib/ceb/fip 2000). Tepfers (Tepfers 1973) constate expérimentalement que des barres ayant une surface relative des crénelures plus élevée permettent d'augmenter légèrement la résistance d'un joint de chevauchement. Néanmoins, il est important de garder à l'esprit que cette augmentation de résistance est étroitement reliée au confinement apporté par la région environnant la zone de chevauchement. Une valeur de  $R_r$  comprise entre 0.05 et 0.1 semble représenter un bon compromis entre la résistance ultime atteinte, la sensibilité au fendage et les performances de la liaison à l'état limite de service (fib/ceb/fip 2000).

L'état de contrainte dans les barres chevauchées peut avoir une influence sur le comportement de la liaison. Pour les barres crénelées dans un domaine élastique, l'influence de la contraction radiale due à l'effet Poisson est minime sur la résistance de la liaison. Par contre, lorsque la contrainte dans la barre atteint sa limite d'élasticité, l'effet de la contraction radiale de la barre n'est plus négligeable provoquant une perte drastique de la liaison armature-béton à l'endroit où la barre s'est plastifiée (Shima et al. 1987). Le glissement à l'interface est ensuite principalement contrôlé par la zone de plastification de la barre et la relation  $\tau-s$  (contrainte

tangentielle/glisser) devient similaire au type de rupture par fendage, comme présenté sur la Figure 2.1c.

#### 2.1.3.4.3 Résistance et qualité du béton

Les performances de la liaison dépendent à la fois de la résistance en compression et en traction du béton. Sachant que la rupture d'un joint de chevauchement est généralement causée par le fendage du béton en traction, la résistance ultime en traction du béton joue un rôle majeur sur le comportement de la liaison et l'initiation de fissure. La résistance en compression du béton quand à elle, permet de reprendre les concentrations de contrainte en amont de chaque crénelure, affectant directement la rigidité de la liaison.

La résistance de la liaison est couramment exprimée dans les codes de conception en fonction de la racine carrée de la contrainte de compression, relié à la résistance en traction du béton. Récemment certains auteurs suggèrent que la relation entre l'augmentation de la résistance des joints de chevauchement et la résistance en compression du béton élevée à la puissance  $\frac{1}{4}$  assure une meilleure corrélation avec les essais expérimentaux (Canbay et al. 2005; Darwin 2005). Par ailleurs, il est important de noter qu'avec l'augmentation des résistances d'un Béton Haute Performance (BHP) par rapport à un Béton Ordinaire (BO), le comportement à l'interface diffère. Azizinamini et al. (Azizinamini et al. 1993) constatent qu'avec l'utilisation d'un BHP, la distribution du transfert d'efforts par la butée des crénelures n'est pas répartie uniformément sur l'ensemble de la longueur de chevauchement sans la présence d'étriers.

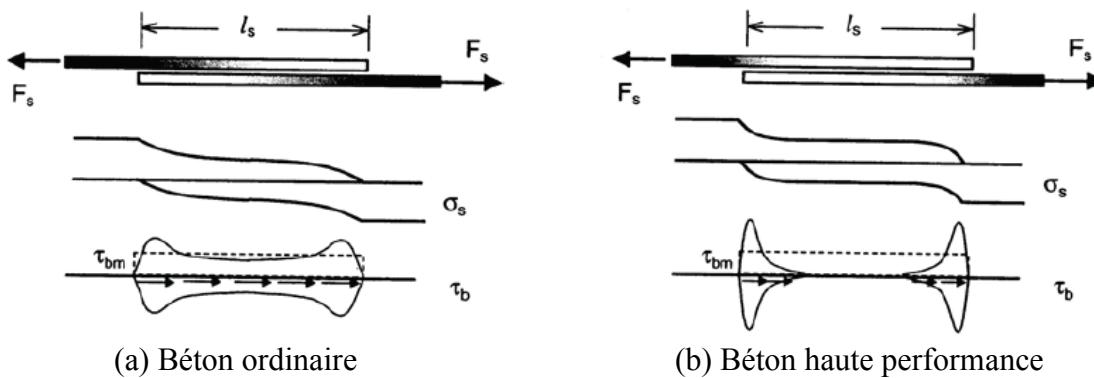


Figure 2.8 : Transfert d'efforts en barres chevauchées (Spieth 2002)

Avec l'augmentation de la rigidité de l'interface acier-béton, les premières crénelures transmettent la quasi-totalité de l'effort et produisent une pression radiale largement supérieure à

celle d'un BO. Il est rapporté par Azizinamini et al. (1993) que la résistance au fendage du béton, reliée à la résistance en traction offerte par un BHP, n'augmente pas au même rythme que la pression radiale générée. Une rupture par fendage au voisinage des premières crénelures de la zone de chevauchement surviendra rapidement avant même la participation de l'ensemble des crénelures. L'amélioration des performances de la liaison par l'utilisation d'un BHP nécessite donc d'assurer une meilleure résistance au fendage, par l'utilisation d'acier transversaux ou l'utilisation de fibres.

La position des barres suivant le sens de coulage du béton influence la résistance offerte à l'interface armature-béton. Il est rapporté dans la littérature que les zones d'ancrage et de chevauchement situées au niveau de la surface supérieure par rapport au sens de coulage présentent une résistance de liaison plus faible (Chinn et al. 1955; Lukose et al. 1982). Le béton de surface moins dense et plus poreux, l'accumulation d'eau et les bulles d'air pouvant être stockées sous l'armature, ainsi que la présence de fissures due à un retrait géné autour des barres supérieures sont les principales causes mise en avant pour expliquer cette diminution de résistance de l'adhérence. Cet effet devient notable avec l'augmentation de la profondeur de l'élément coulé dans le cas de BO mais ne semblent pas avoir une réelle influence avec l'utilisation de BHP.

#### 2.1.3.4.4 *Épaisseur d'enrobage*

L'épaisseur d'enrobage du béton et la distance entre différents joints de chevauchement sont deux paramètres importants dans la détermination des plans privilégiés de rupture par fendage, comme il a été vu à la section 2.1.3.3. En l'absence d'une quantité suffisante d'acier transversaux ou d'un confinement extérieur, une épaisseur d'enrobage d'environ trois fois le diamètre de barres semble être nécessaire pour éviter une rupture de fendage pour un BO et BHP (fib/ceb/fip 2000).

Dans le cas d'un chargement monotone, l'épaisseur d'enrobage contribue significativement au contrebalancement de la pression radiale générée par la barre. Il semblerait que ce facteur soit moins significatif sous un chargement cyclique, où une quantité considérable de fissures est présente dans le béton d'enrobage avant la rupture de la zone de chevauchement (Lukose et al. 1982).

#### 2.1.3.4.5 Aciers transversaux

Parmi l'ensemble des paramètres qui influencent la résistance et la capacité de dissipation d'énergie d'une zone de chevauchement, l'apport d'un confinement dit passif par l'utilisation d'acières transversaux est probablement le plus important, surtout dans le cas de structures devant résister à des efforts sismiques. Les aciers transversaux commencent à être effectifs seulement à partir de l'initiation d'une fissure longitudinale de fendage, comme l'illustre la Figure 2.9. Ils permettent de contrôler ainsi la formation et la propagation de ces fissures. La quantité et la distribution des aciers transversaux dans la zone de chevauchement sont les deux critères essentiels pour la conception adéquate d'un confinement d'une zone de chevauchement.

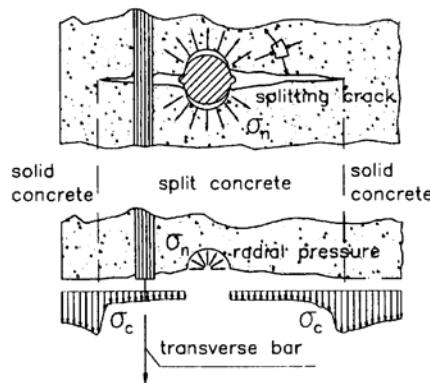


Figure 2.9 : Fissure de fendage et action de confinement des aciers transversaux (Giuriani et al. 1991)

La présence d'acières transversaux empêche donc la perte brutale d'adhérence des barres chevauchées et permet d'augmenter la résistance de la liaison. Concentrer les aciers transversaux aux extrémités des zones de chevauchement, là où l'état de contrainte dans le béton environnant est maximum, est plus efficace (Tepfers 1973). Cependant cette constatation n'est vraie que pour des cas de chargement monotone. Lukose et al. (1982) montrent que dans le cas de chargements cycliques alternés, une répartition uniforme des aciers transversaux est préférable. Pour une même quantité d'armatures transversales, les auteurs ont révélé que l'utilisation de barres de petit diamètre faiblement espacées est préférable aux barres de gros diamètre davantage espacées.

Plusieurs études expérimentales ont montré que l'augmentation de résistance apportée par les étriers disposés dans une zone de chevauchement est généralement indépendante de leur limite d'élasticité (Azizinamini et al. 1995; Darwin et al. 1996; Morita et al. 1982; Reynolds et al. 1982), contrairement à ce que préconise le code CSA-S6-14 (2014). Au moment de la rupture de

la zone de chevauchement les aciers transversaux atteignent rarement le seuil de plastification. Au-delà de l'influence sur le comportement de la zone de chevauchement, les aciers transversaux assurent un confinement du noyau de béton qui permet d'en augmenter sa résistance en compression et d'améliorer le comportement global de la structure.

#### 2.1.3.4.6 Type de chargement

Le comportement d'une zone de chevauchement est fortement influencé par le type de sollicitation subite. Bien que les mécanismes de dégradation d'une zone d'ancrage définis dans le cas d'un chargement monotone à la section 2.1.2 restent similaires sous un chargement cyclique alterné, une diminution drastique de la résistance et de la rigidité de la liaison survient avec l'augmentation du nombre de cycles, comme l'illustre la Figure 2.10 représentant la réponse d'une barre ancrée. La forte sévérité d'une charge cyclique alternée sur le comportement de la liaison est principalement liée à la direction alternée des mécanismes de transfert d'efforts de la barre au béton, entraînant la coalescence des fissures de cisaillement et l'imbrication des fissures secondaires transversales. Une explication détaillée des mécanismes de dégradation de la liaison sous chargement cyclique est présentée dans les travaux conséquents d'Eligehausen (Eligehausen et al. 1983). La dégradation de la liaison dépend principalement du glissement maximal atteint dans chaque direction aux cycles précédents ainsi que d'autres paramètres tels que la surface relative des crénélures, la résistance du béton, la présence d'un confinement et le nombre de cycles subis (fib/ceb/fip 2000).

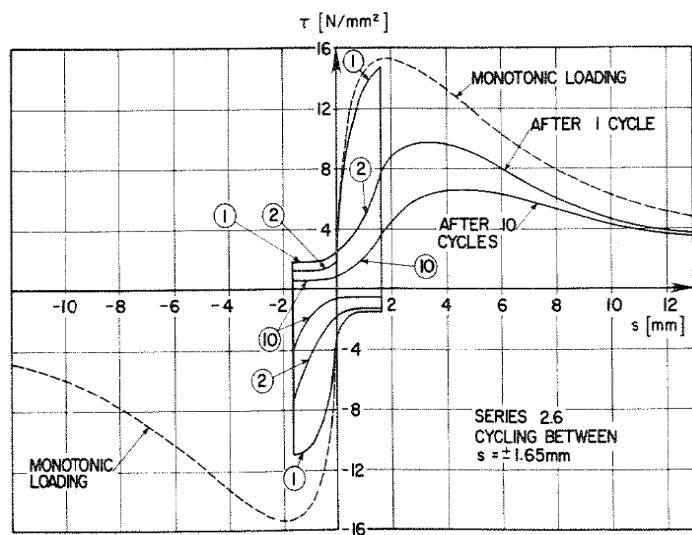


Figure 2.10 : Relation contrainte tangentielle-glisсement (Eligehausen et al. 1983)

#### 2.1.3.4.7 Espacement entre barres chevauchées

La majeure partie des études menées sur les joints de chevauchement ont été effectuées à partir de barres chevauchées en contact. Néanmoins, il s'avère que plusieurs bases de piles de pont existants présentent des joints de chevauchement avec un certain espace entre les barres provenant de la fondation et les barres longitudinales de la pile. Dans le cas de barres chevauchées espacées, le transfert d'efforts d'une barre à l'autre s'effectue par l'intermédiaire de bielle de compression (Figure 2.11a).

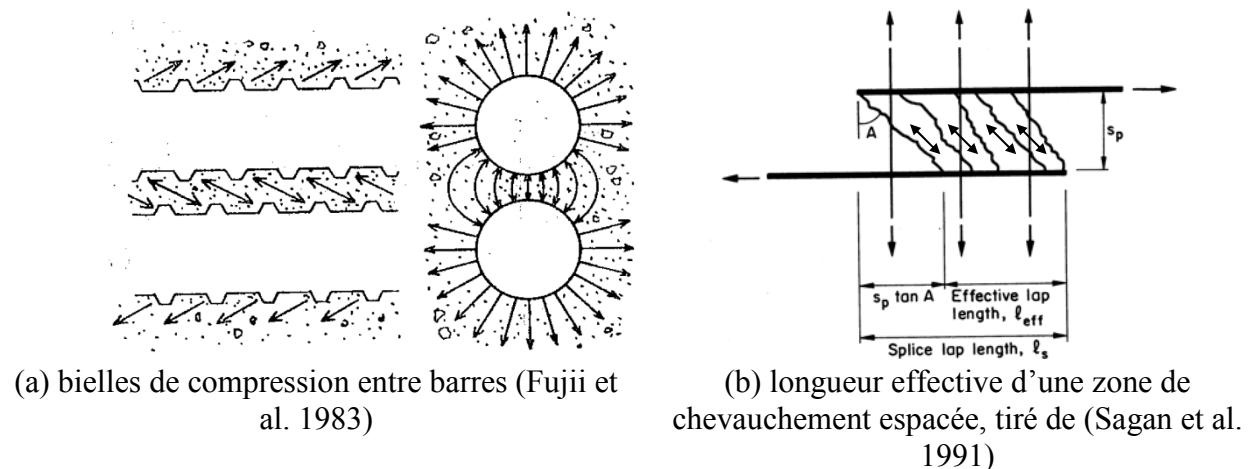


Figure 2.11 : Transfert d'efforts entre barres chevauchées espacées

Le béton d'enrobage ainsi que les aciers transversaux sollicités en traction permettent de contrebalancer la pression radiale générée (Figure 2.11b). Les premières recherches effectuées sur l'influence de l'espacement entre barres chevauchées ne semblent pas montrer une réelle différence en termes de résistance et de performance atteintes comparées aux barres chevauchées en contact sous chargement monotone (Chamberlin 1952; Chinn et al. 1955). Sagan et al. (Sagan et al. 1991) ont mené une étude sur des éléments de dalle comportant deux joints de chevauchement sollicités en traction directe sous un chargement monotone et un chargement cyclique répété (jusqu'à la plastification de la barre) pour déterminer l'effet de l'espacement entre barres chevauchées sur la résistance et le comportement des zones de chevauchement. Des barres de 19 et 25 mm de diamètres ont été testées. Les auteurs concluent à partir de leurs essais que la résistance ultime d'une zone de chevauchement est indépendante de l'espacement entre les barres chevauchées pour des espacements jusqu'à  $6 d_b$  sous chargement monotone, et jusqu'à  $8 d_b$  sous chargement cyclique répété. La même tendance est observée par (Lin 1996) sur des essais de piles de pont circulaires à l'échelle 1:2 sous chargement cyclique-statique, pour lesquelles

l'augmentation de l'espacement entre barres chevauchées à la base de la pile ne modifie pas la capacité de résistance du chevauchement. Les essais réalisés par Hamad et al. (Hamad et al. 1996), sur l'influence de l'espacement des barres chevauchées en zone de flexion pure sur des dalles unidirectionnelles sous chargement monotone, ont montré quant à eux une légère augmentation de la résistance de la liaison avec l'augmentation de l'espacement entre barres chevauchées jusqu'à un optimum pour un espacement de  $5 d_b$ . À cet espacement, une augmentation de 6%, 9% et 10% est constatée pour des diamètres de barres respectivement de 14, 16 et 20 mm.

#### *2.1.3.4.8 Position de la zone de chevauchement suivant le type de sollicitation*

La majeure partie des études expérimentales sur les zones de chevauchement a été menée sur des poutres soumises à de la flexion pure au niveau de la zone chevauchée. Néanmoins, la base des piles de ponts subissent des efforts de flexion combinés à des efforts de cisaillement durant un séisme. En présence d'un gradient de moment dans une zone de chevauchement, les efforts à reprendre aux extrémités des barres chevauchées deviennent inférieurs à ceux sous moment constant, dû à la contribution du cisaillement. Ainsi plus le cisaillement est grand dans une zone de chevauchement, plus le gradient de moment fléchissant est important, et moins d'efforts transiteront dans le joint de chevauchement. Les observations réalisées par Lukose et al. (Lukose et al. 1982) ont démontré clairement que les performances d'une zone de chevauchement en présence de cisaillement étaient toujours supérieures à celles sous moment constant. Par conséquent, les essais de zones de chevauchement sous moment constant constituent donc la condition la plus critique pour tester leur résistance.

#### *2.1.3.4.9 Effet des fibres dans le béton*

Une manière de contrôler l'initiation et la propagation de fissures de fendage est d'introduire des fibres dans le béton. La principale action des fibres dans une zone de chevauchement est d'assurer un comportement beaucoup plus ductile après le développement de fissures de fendage. Cependant, le type de béton, la quantité de fibres, la forme des fibres, leur orientation sont autant de paramètres supposés influencer la performance d'un béton fibré dans une zone de chevauchement.

Les travaux de Harajli et al (2010; 2002; 1997) sur des BRF (Béton Renforcé de Fibres) ont pu montrer la nette contribution de fibres métalliques à crochet sur le comportement local d'une zone de chevauchement. Sous chargement monotone (Figure 2.12), la rigidité initiale de la liaison n'est pas influencée par la présence de fibres. La résistance ultime de la liaison est légèrement améliorée en présence de fibres. Par contre, avec l'augmentation de la quantité de fibres, le mode de rupture par fendage devient beaucoup plus ductile.

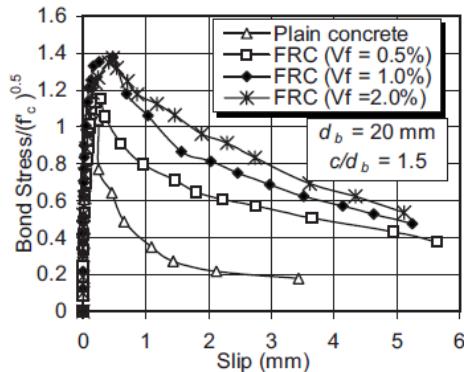


Figure 2.12 : Comportement de la liaison de barres chevauchées sous chargement monotone  
(Harajli 2010)

Ainsi sous chargement cyclique (Figure 2.13), la présence de fibres améliore de manière significative la dégradation de la liaison avec l'augmentation des cycles subis. Une diminution contrôlée de la résistance et de la rigidité de la liaison est alors constatée une fois l'initiation d'une fissure de fendage atteinte, contrairement au cas du béton sans fibre où une perte drastique de la liaison est directement notée.

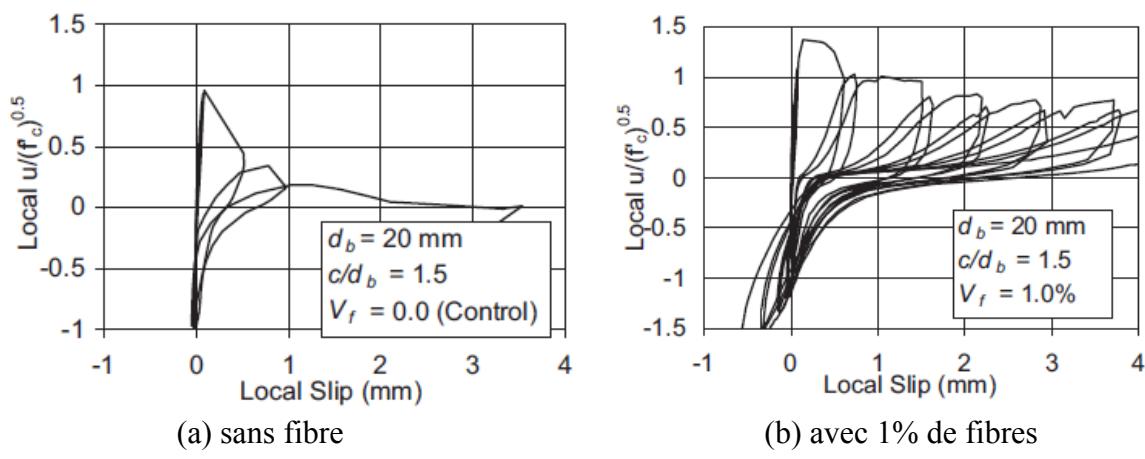


Figure 2.13 : Comportement de la liaison de barres chevauchées sous chargement cyclique alterné (Harajli 2010)

Avec les récentes avancées effectuées sur le développement de nouveaux bétons fibrés regroupés sous l'appellation BFUP, les performances de la liaison peuvent être fortement améliorées par rapport à un BRF. La haute résistance en traction de ces bétons ( $f_{tm} \sim 8 \text{ à } 15 \text{ MPa}$ ) et leur comportement ductile initient différentes applications innovantes qui bénéficient de l'amélioration des performances de la liaison avec les armatures. L'état des connaissances sur l'amélioration des performances de la liaison armature-BFUP est présenté à la section 4.3 de cette thèse.

## 2.2 Modèles numériques de la liaison armature-béton

### 2.2.1 Introduction

Un nombre considérable de travaux a été entrepris pour tenter de traduire le comportement de l'interface acier-béton. Les premiers modèles empiriques voient le jour à la fin des années 1950 avec le besoin d'analyser et interpréter les résultats expérimentaux. Davantage de recherches expérimentales menées dans les années 1970 (corrélées à un accroissement spectaculaire de l'utilisation du béton armé) ont permis d'aboutir dans les années 1980 à une nouvelle classe de modèles, dits semi-analytiques. Cependant, la plupart d'entre eux sont basés sur l'hypothèse d'un comportement axisymétrique, pouvant traduire concrètement le comportement d'une barre noyée dans un cylindre de béton. Bien qu'ils permettent de modéliser les mécanismes de base du comportement de l'interface acier-béton, ils ne peuvent prétendre être capable de représenter avec assez de réalité la liaison dans le cadre d'une analyse structurale complexe.

Avec le développement et l'avènement de l'utilisation de la méthode des éléments finis au milieu des années 1980 pour la résolution de problèmes physiques divers et variés, les premières applications associées à la modélisation numérique de la liaison armature-béton ont fait leur apparition (Reinhardt et al. 1984). Dès lors, selon divers cadres théoriques, des équations constitutives ont été proposées pour la résolution de problèmes non linéaires avec prise en considération de l'interface acier-béton dans l'intention de traiter des problèmes à l'échelle d'un élément de structure.

## 2.2.2 Échelles de modélisation de l'interface armature-béton

L'émergence des modèles numériques est directement reliée à un réelde besoin de fournir aux ingénieurs-concepteurs des outils fiables pour permettre l'évaluation des performances d'une structure existante ou à concevoir, lorsque les mécanismes de liaison jouent un rôle primordial sur le comportement structural (ex : zone de chevauchement à la base d'une pile). Ces modèles doivent permettre numériquement de caractériser l'effet de la liaison armature-béton sur le comportement global d'une structure, associé aux mécanismes de transfert d'efforts en fonction des nombreux paramètres influençant le mode de ruine de l'interface, précédemment relevés par les nombreuses campagnes expérimentales.

Plusieurs approches éléments finis, basées sur divers cadres théoriques, ont été proposées dans l'intention de procéder à des analyses non linéaires à différentes échelles d'études. Les motivations majeures de la communauté scientifique sur la modélisation de la liaison armature-béton se situent à deux niveaux :

- interpréter numériquement et comprendre les résultats expérimentaux ;
- développer des modèles éléments finis permettant de modéliser des éléments structuraux en béton armé en intégrant l'influence du comportement de la liaison acier-béton.

Il est possible de classer les différentes modélisations de la liaison selon trois échelles d'analyse tel que proposé par Cox et al. (1998). Ces trois échelles de modélisation sont reliées à 3 types de modélisations de la barre d'armature et de l'élément d'interface tel que résumé dans le Tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Modélisation de la barre et de l'interface en fonction de l'échelle d'analyse

Échelle de modélisation de la liaison	Représentation selon Cox et al. (1998)	Modélisation de la barre et de l'interface
Échelle de la crénelure	<b>"Rib-scale"</b>	Les modèles sont dits détaillés. La barre est modélisée par des éléments finis en 2D ou 3D représentant le détail des crénelures.
Échelle de la barre d'armature	<b>"Bar-scale"</b>	Les modèles sont dits phénoménologiques. La barre d'armature est idéalisée par élément cylindrique pouvant être modélisé en 1D, 2D, ou 3D. Un élément d'interface, introduit entre la barre et le béton, requiert l'assignation d'une relation de comportement contrainte tangentielle-déplacement relatif local homogénéisée obtenue expérimentalement.
Échelle de l'élément structural	<b>"Member-scale"</b>	À l'échelle de la structure, les barres d'armatures sont habituellement représentées soit par des éléments discrets modélisés par des éléments barres, soit par une représentation diffuse des armatures dans un élément plan. L'interaction acier-béton est prise en compte par la modification de la loi de comportement du béton dans une zone avoisinant les armatures, en utilisant une loi de raidissement en traction (« Tension stiffening » en anglais).

### 2.2.3 Modèles à l'échelle de la barre d'armature avec prise en compte de la composante radiale

Bien que plusieurs études expérimentales montrent que la résistance ultime de la liaison est souvent guidée par une rupture par fendage du béton environnant, encore peu de modèles numériques permettent de traduire l'initiation et la propagation de ce type de ruine au sein des ancrages et des joints de chevauchement. Seuls les modèles permettant d'obtenir le mode de rupture principal, par fendage, d'une liaison armature-béton dans un contexte structural seront présentés dans la section suivante.

De nombreuses recherches antérieures ont utilisé des modèles de liaison unidimensionnelle pour modéliser des barres crénelées, où seule une relation contrainte tangentielle/glisser était prise

en compte (Houde 1974; Ngo et al. 1967; van Mier 1978). Indirectement, cette considération suppose qu'un confinement suffisamment important est assuré par le béton avoisinant la barre pour qu'il ne puisse se rompre en fendage. Ces modèles ne mettent donc pas en avant le principal mécanisme de transfert d'efforts à l'interface, à savoir la butée de ces dernières sur le béton. Une modélisation en 2D ou 3D de la zone d'interface est requise pour exprimer la contrainte radiale et tangentielle en fonction des déplacements relatifs de la liaison (glissement et dilatation).

### 2.2.3.1 Modèle d'un élément d'interface proposé par de Groot et al. (1981)

Un premier modèle de liaison traduisant le couplage entre la réponse tangentielle et radiale est représenté par une couche d'épaisseur finie à l'aide éléments finis standards développés par de Groot et al. (1981). La relation de comportement de l'élément d'interface est dérivée de l'analyse du comportement de bielles de compression inclinées (Figure 2.14a) dont leur l'angle d'inclinaison est défini comme un paramètre du modèle.

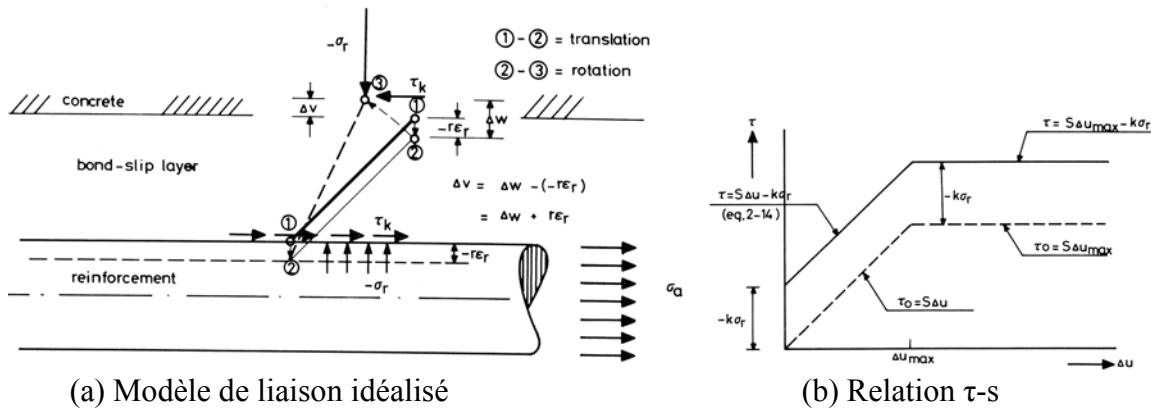


Figure 2.14 : Description des concepts de base du modèle de (de Groot et al. 1981)

La contrainte de cisaillement totale dans l'élément d'interface correspond à la somme d'une composante de cisaillement correspondant à une barre lisse équivalente,  $\tau_0$ , et d'une composante associée à la projection tangentielle de la contrainte présente dans chaque bielle inclinée,  $\tau_k$ . La réponse de l'élément d'interface est idéalisée par un comportement bilinéaire (Figure 2.14b). La formulation développée pour un cas axisymétrique est généralisée pour un cas 3D avec l'utilisation d'éléments solides où l'angle d'inclinaison initial des bielles de compression dans les trois directions est supposé identique. Bien que ce premier modèle fournit une approche simplifiée intéressante pour traduire le couplage entre la contrainte radiale et tangentielle, la

réponse du modèle est fortement dépendante de l'hypothèse effectuée au départ sur l'inclinaison des bielles de compression.

### 2.2.3.2 Modèles formulés dans le cadre de la théorie plastique

À partir d'une considération macroscopique de l'interface, Cox et al. (1998) proposent une loi constitutive incrémentale dérivée de la théorie de la plasticité pour traduire le déplacement tangent et radial à l'interface. Le modèle suppose une réponse approximée à l'hypothèse axisymétrique. Comme le relèvent les auteurs, la définition de la zone de liaison comme axisymétrique ne signifie pas que la réponse en dehors de cette zone le soit nécessairement. L'élaboration du modèle dans le cadre de la théorie plastique nécessite la définition d'une surface seuil (Figure 2.15a) évoluant à partir de la description de lois d'écrouissage (cinématique et isotrope), d'une loi d'écoulement qui détermine l'orientation de la déformation plastique et d'une série de variables internes. Les auteurs utilisent un modèle de plasticité non associée, tel qu'il est recommandé en présence de frottement. Une variable interne unique,  $d$ , définit l'état de dommage de la liaison (« bond zone damage »). Cette variable est déterminée comme le ratio du glissement sur l'espacement entre crénélures représentant l'état interne de la liaison. Elle permet de traduire l'évolution de la surface seuil pour laquelle, avec une faible valeur de  $d$  ( $d < 0,4$ ), le comportement plastique est principalement attribué à l'interaction mécanique des crénélures avec le béton traduit par une loi puissance, alors que pour une valeur de  $d > 0,5$ , le comportement plastique est attribué au frottement traduit par une loi exponentielle.

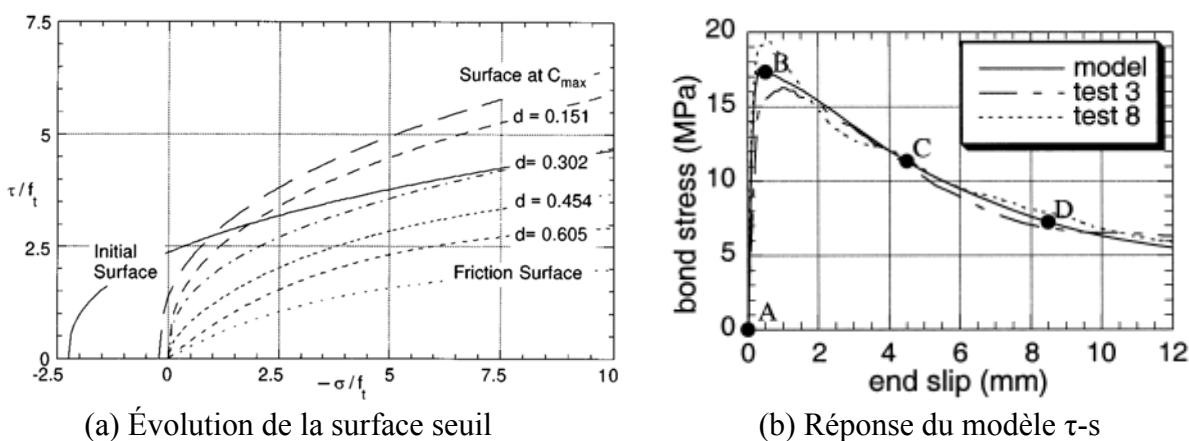


Figure 2.15 : Formulation dans le cadre de la théorie plastique du modèle de Cox et al. (1998)

L'écrouissage cinématique est associé à l'effet de la géométrie des crénelures qui rentrent en butée sur le béton. Quant à l'écrouissage isotrope, il traduit l'écrasement du béton face aux nervures ainsi que la croissance des fissures transversales. Une règle non associée pour traduire l'écoulement plastique leur permet de représenter la dilation radiale de la zone de liaison (Figure 2.16a), à partir de la définition d'un taux de dilatation plastique  $g(d)$ , défini en fonction de l'unique variable interne  $d$ , telle qu'illustré sur la Figure 2.15b. L'évolution du taux de dilatation plastique est définie selon quatre phases distinctes, (1) dilatation radiale, (2) retour initial de la dilation, (3) faible contraction radiale, (4) glissement calibré à partir des essais de Malvar (1992).

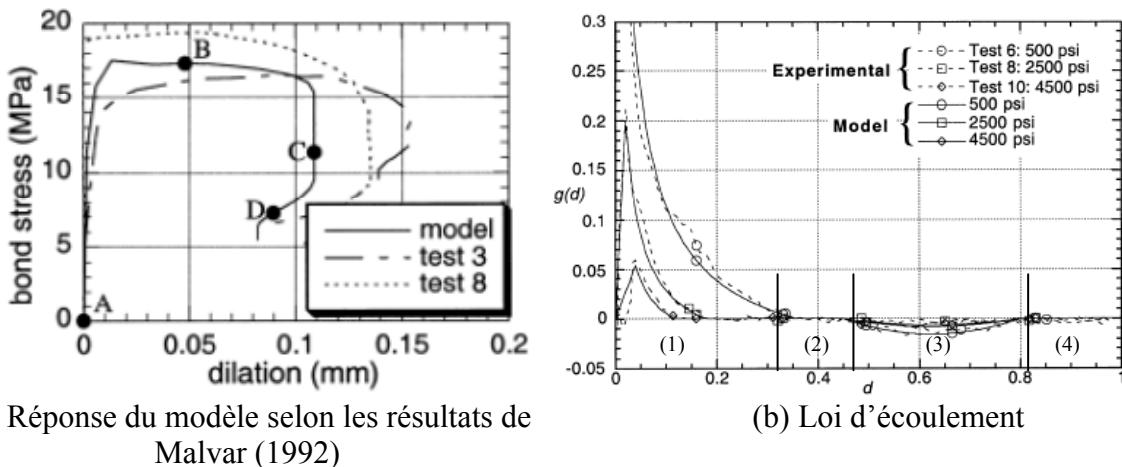


Figure 2.16 : Calibration du modèle de (Malvar 1992)

Ce modèle montre qu'il est possible de décrire les mécanismes de transfert d'efforts d'une barre au béton dans un formalisme plus fondamental rattaché à la théorie de la plasticité. Le modèle a été développé pour des cas de chargements monotones et semble être limité à ce développement. Validé suivant plusieurs résultats expérimentaux, le modèle représente assez bien le comportement de la liaison. La formulation du modèle sous chargement cyclique semble difficilement envisageable, car elle nécessiterait la définition d'une multitude de surfaces seuil avec l'introduction de plusieurs variables internes qui deviennent difficiles à identifier expérimentalement.

Inspirés des développements de Cox et al. (1998), Lundgren et al. (2005; 2001) proposent un modèle simplifié de contact par frottement dans le cadre de la théorie de la plasticité au sein d'un élément de liaison d'épaisseur nulle initialement. Le modèle est développé dans un cadre tridimensionnel où le béton et l'armature sont modélisés par des éléments solides 3D. La barre

d'armature est modélisée par un cylindre dépourvu de toute crénelure. Une loi élasto-plastique est définie dans l'élément spécial d'interface pour décrire la relation entre les déplacements relatifs au sein de l'élément de liaison ( $u_n$  : déplacement relatif normal,  $u_t$  : glissement) et les contraintes d'interface associées ( $t_n$  : contrainte normale,  $t_t$  : contrainte de cisaillement), montrée sur la Figure 2.17a. Le modèle décrit d'une manière simplifiée la progression de l'écrasement du béton au droit des crénelures et la formation des fissures transversales secondaires, seulement en diminuant le coefficient de frottement,  $\mu$  (Figure 2.17b). Une surface de charge de Mohr-Coulomb ( $F_1$ ) est choisie bornée par une fonction seuil ( $F_2$ ) traduisant la rupture par déchaussement (« cap fonction » en anglais).

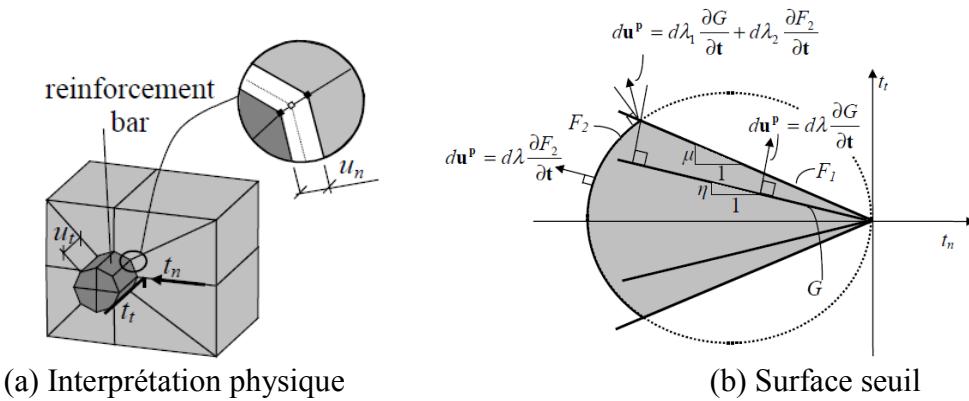


Figure 2.17 : Modèle de Lundgren et al. (1999)

L'évolution des surfaces seuils est contrôlée par un paramètre  $\eta$ . Ce paramètre permet de traduire la perte de contrainte tangentielle lorsque le béton environnant se rompt par fendage, ou que la barre d'armature commence à se plastifier (Figure 2.18).

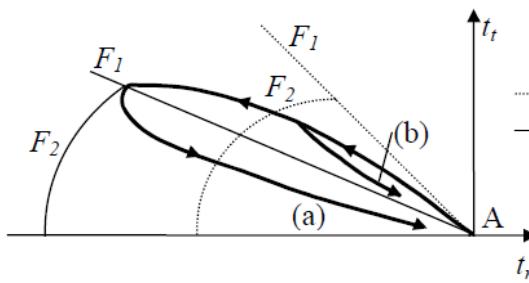


Figure 2.18 : Différents chemins de chargement possibles : (a) rupture par déchaussement, (b) rupture par fendage ou plastification des barres Lundgren et al. (1999)

Le modèle décrit de manière convenable le comportement de différentes configurations d'ancrages suivant plusieurs validations effectuées à partir des essais expérimentaux (zone de

chevauchement, ancrage d'une poutre en porte à faux, etc.) grâce à sa capacité de description des deux modes de ruptures.

La Figure 2.19 présente la comparaison des résultats expérimentaux et numériques de l'étude d'une poutre en flexion 4 points en présence d'armatures chevauchées en zone de moment constant. L'ensemble des analyses numériques ont permis de traduire une rupture fragile par fendage du béton. Néanmoins, l'évaluation de la résistance ultime est parfois surestimée numériquement (jusqu'à 20 %) par rapport aux résultats expérimentaux.

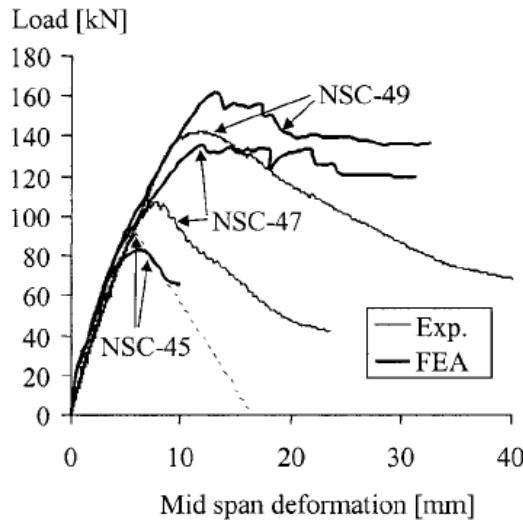


Figure 2.19 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques de la résistance d'une zone de chevauchement avec différentes configurations d'acier transversaux Lundgren et al. (1999)

Le modèle est étendu au comportement cyclique à partir de la définition de zones de déformation « endommagées/non endommagées » de la liaison (Lundgren et al. 2001). Le concept est basé sur la variation du coefficient de frottement  $\mu$ , et du paramètre  $\eta$  suivant l'historique de glissement déjà subi dans une direction donnée.

### 2.2.3.3 Modèle basé sur une simple relation cinématique :

La principale intention de Lura et al. (2002) est de proposer un modèle en trois dimensions relativement simple permettant d'appréhender les mécanismes de rupture par fendage. Pour ce faire, la liaison est modélisée par l'intermédiaire d'une simple relation cinématique d'interface imposée sur la surface de contact entre le béton et l'acier. La relation cinématique locale est modélisée par l'intermédiaire d'un déplacement imposé entre le déplacement relatif de deux

points voisins de l'interface, l'un appartenant aux éléments bétons (désigné C), l'autre appartenant à l'acier (désigné S) :

$$u_{Cr} = 0.5u_{Sz} \quad (2.2)$$

avec  $u_{Sz}$  : déplacement longitudinal de la barre d'armature ;

$u_{Cr}$  : déplacement radial dans l'élément béton.

L'hypothèse forte émise par les auteurs est de considérer que cette relation reste constante au cours du chargement. De plus, le déplacement radial imposé n'est pas appliqué de manière uniforme, mais seulement en certains points de la barre (nœud A et B sur la Figure 2.20) point critiquable du modèle sachant qu'ainsi un plan de fissuration privilégié est indirectement supposé.

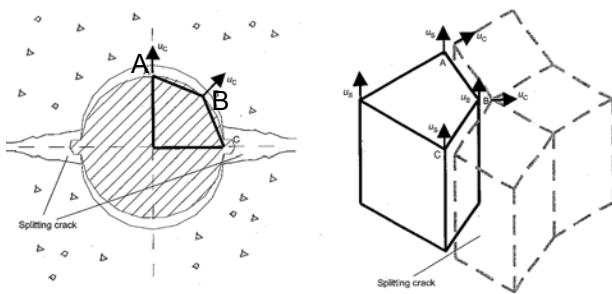


Figure 2.20 : Idéalisation élément finis de la relation cinématique entre les crénelures et le béton avoisinant

Différents paramètres ont été analysés, à savoir des BO et des BHP, avec ou sans fibre, ainsi que la présence ou non d'armatures transversales. À partir de leurs analyses simplifiées, l'ouverture de la fissure de fendage peut être obtenue en tout point de la surface de rupture, contrairement aux essais expérimentaux, où seule l'ouverture sur la surface extérieure du spécimen est accessible. Les résultats des simulations numériques permettent de constater qu'en présence de fibres ( $V_f = 0.38 \%$ ), sans aciers transversaux, l'ancrage n'est plus caractérisé par un comportement fragile typiquement lié à une fissure de fendage. Les auteurs estiment qu'il est possible au travers de cette méthode de prédire avec une bonne approximation (+/- 15%) la réponse structurale d'une barre ancrée. Il reste difficile d'estimer la pertinence de ce modèle pour la prédiction de rupture par fendage de joints de chevauchement, sachant que le modèle n'a été

validé qu'à partir d'une série d'essais expérimentaux particuliers sur des barres ancrées, où le plan de rupture par fendage était privilégié tel que défini dans le modèle.

## 2.2.4 Modèles à l'échelle de la crénelure

Un des premiers modèles à l'échelle de la crénelure, ou modèle dit détaillé, est proposé par Reinhardt et al. (1984). Une discréétisation du problème à l'aide d'éléments finis axisymétriques en deux dimensions a été choisie. Le modèle comprend 3 régions, la barre d'armature, le béton extérieur au comportement linéaire élastique et une couche de glissement (nommée « slip layer ») définie entre les deux (Figure 2.21). Un comportement non linéaire est associé à cette dernière au moyen d'une loi élasto-plastique en compression et d'une loi élastique-adoucissante en traction. Cette couche de glissement d'une épaisseur de 20 mm est elle-même divisée en deux zones. La plus proche de la barre traduit le comportement d'un mortier d'une épaisseur de 2,9 mm et le reste de l'épaisseur par le comportement d'un béton normal ou haute résistance (Figure 2.21b).

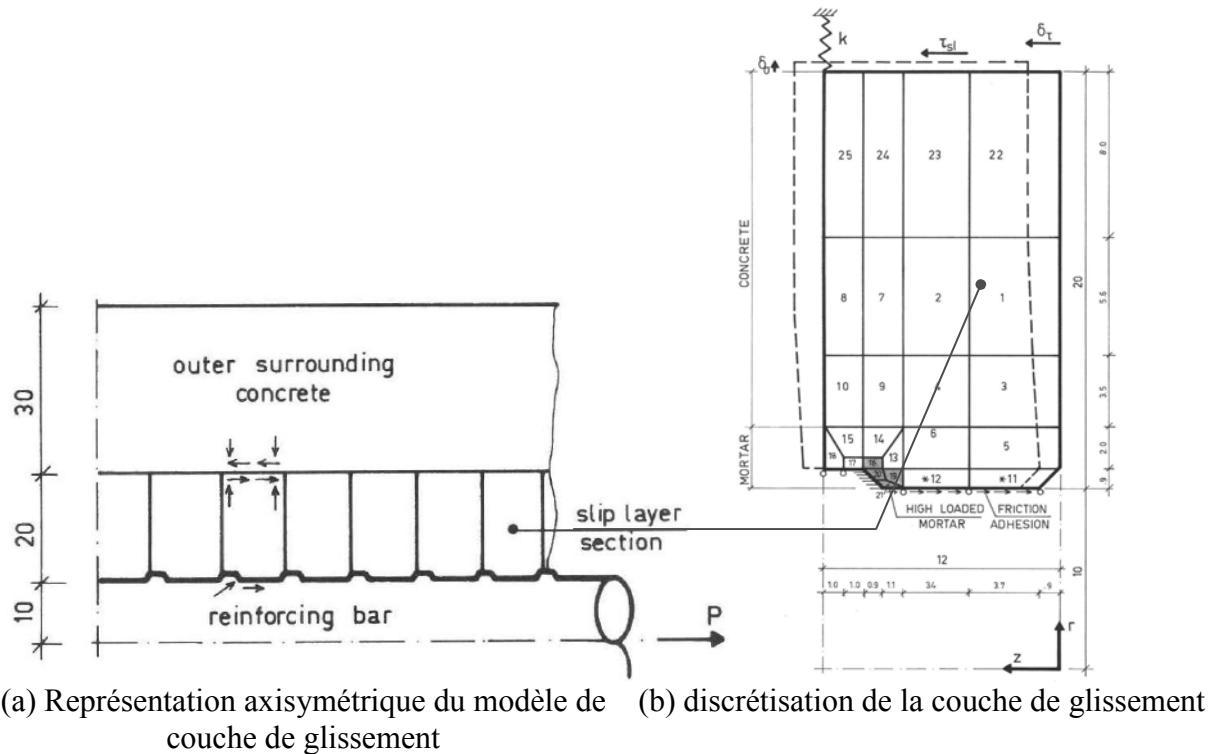


Figure 2.21 : Modèle détaillé (Reinhardt et al. 1984)

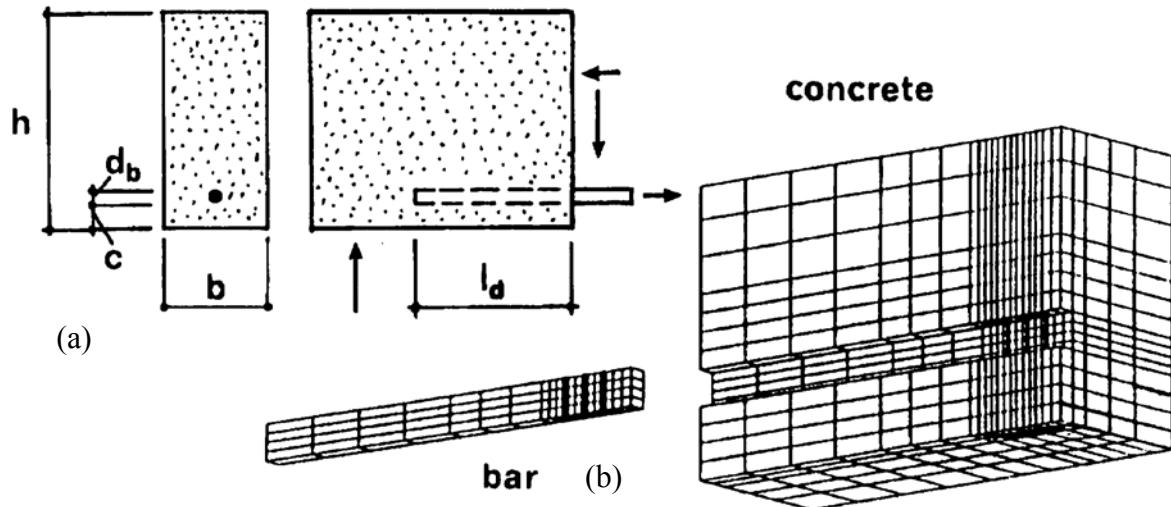
Le modèle a été validé et comparé à partir d'essais d'arrachement. Malheureusement, les résultats numériques obtenus au niveau de la pression radiale générée par les crénelures n'ont pas pu être

comparés à cause du manque de données expérimentales recueillies à ce sujet. La seule indication comparable est l'initiation d'une fissure de fendage dans le béton environnant.

Bien que ce modèle soit capable de déterminer une rupture par fendage, il reste applicable seulement aux problèmes axisymétriques. Cette approche apporte donc peu de validité au cas courant des ancrages (faible épaisseur d'enrobage sur un seul côté, présence d'aciers transversaux, confinement extérieur en zone d'appui) ou pour les chevauchements de barres.

Sur le même principe, Ožbolt, et al. (1992) effectuent une modélisation détaillée d'une barre d'armature dans le cadre d'une simulation en deux dimensions du comportement d'une barre ancrée dans une région confinée d'un nœud d'ossature soumis à un chargement cyclique inverse. Ces simulations numériques sont basées sur les travaux expérimentaux menés par Eligehausen et al. (1983). Si une loi de comportement unique pour le béton est utilisée dans un modèle détaillé, les auteurs montrent que la valeur de contrainte tangentielle obtenue numériquement en fonction de cinétique de dégradation est semblable aux résultats expérimentaux. Par contre, le glissement associé est sous-estimé numériquement d'un facteur dix. Les auteurs proposent de contrer cette sur-rigidité en diminuant localement la rigidité du béton dans une zone autour de la barre par un facteur allant de trois à cinq, tout en gardant approximativement une résistance ultime du béton en traction, compression et cisaillement identique. Cette technique revient donc à considérer une zone d'interface telle que proposée par Reinhardt et al. (1984), dans laquelle une loi de comportement modifiée du béton tend à traduire le comportement d'un mortier poreux, potentiellement fissuré à proximité de la barre d'armature.

Darwin et al. (1994) proposent un modèle détaillé simplifié de la barre en 3D dans le but d'analyser numériquement l'effet de la hauteur des crénelures, l'épaisseur d'enrobage, la longueur d'ancrage, la quantité d'armatures transversales, la résistance en traction du béton, sur la rigidité et résistance de la liaison. La barre est schématisée par une section carrée à l'aide d'éléments brique. Les crénelures de forme prismatique triangulaire sont présentes seulement sur deux faces opposées de la barre. L'interface entre les éléments finis solides de la barre d'acier et le béton est contrôlée par un critère de Mohr-Coulomb défini par un paramètre de cohésion,  $c = 1.7 \text{ MPa}$ , et un coefficient de frottement  $\mu = 0.3$  ou  $0.6$ . L'étude a été menée au niveau de l'ancrage d'une poutre en béton armé (« beam end test »), où seulement une demi-section a été modélisée (Figure 2.22).



(a) Essai d'ancrage d'une extrémité de poutre      (b) Modélisation élément finis simplifiées avec une barre à 3 crénelures

Figure 2.22 : Modèle détaillé (Darwin et al. 1994)

Malgré la relative simplicité du modèle, les auteurs montrent que cette génération de modélisation est prometteuse dans l'établissement de critère de dimensionnement pour les zones d'ancrage et de chevauchement, à partir d'analyses paramétriques numériques. Il est possible de constater que le succès de l'ensemble de ces modèles détaillés dépend fortement des hypothèses et des relations constitutives employées dans la zone locale de béton proche de la barre d'armature. Modéliser le béton comme un matériau homogène aux caractéristiques modifiées aux voisinages des crénelures reste cependant une hypothèse simpliste.

## **CHAPITRE 3 DESCRIPTION DES TRAVAUX EXPÉRIMENTAUX**

Ce chapitre a pour but de présenter une description détaillée de la campagne expérimentale permettant de traduire la contribution du BFUP dans un joint de chevauchement au niveau local. Dans un premier temps, une justification du choix de la configuration et de la géométrie du spécimen est présentée, suivie de la description de l'ensemble du processus de fabrication, d'instrumentation et du système de chargement. Ensuite, dans un but de répondre aux différents objectifs spécifiques de cette recherche, un résumé du programme expérimental est présenté.

### **3.1 Joint de chevauchement en traction directe**

#### **3.1.1 Configuration et géométrie des spécimens**

Le comportement des joints de chevauchement, et plus généralement de la liaison d'une barre d'armature avec le béton, est un phénomène complexe influencé par de nombreux paramètres. Dans une structure en béton armé, une grande majorité des ancrages et des joints de chevauchement se situent dans des zones où le béton et les armatures sont tendus. Lorsque l'interaction armature-béton est étudiée et caractérisée expérimentalement, il est important d'avoir un essai dans lequel :

- l'armature et le béton se situent dans un état de contrainte similaire au sein de la structure réelle ;
- le confinement au voisinage des barres d'armature est représentatif d'une réalité structurelle.

Pour ce faire, la plupart des études expérimentales réalisées sur les joints de chevauchement ont été effectuées sur des spécimens grandeur réelle (poutre en flexion 4 points majoritairement). Ce type d'études se concentre davantage sur les performances globales de joints de chevauchement qu'aux mécanismes fondamentaux de l'ancrage et aux propriétés développées entre les barres chevauchées et le béton. Un ensemble limité d'études fournit des informations locales dans la zone de chevauchement et aucune en présence de BFUP.

Dans l'objectif principal de caractériser les performances du BFUP, globalement et localement, dans un joint de chevauchement, le choix de la configuration de l'essai doit permettre :

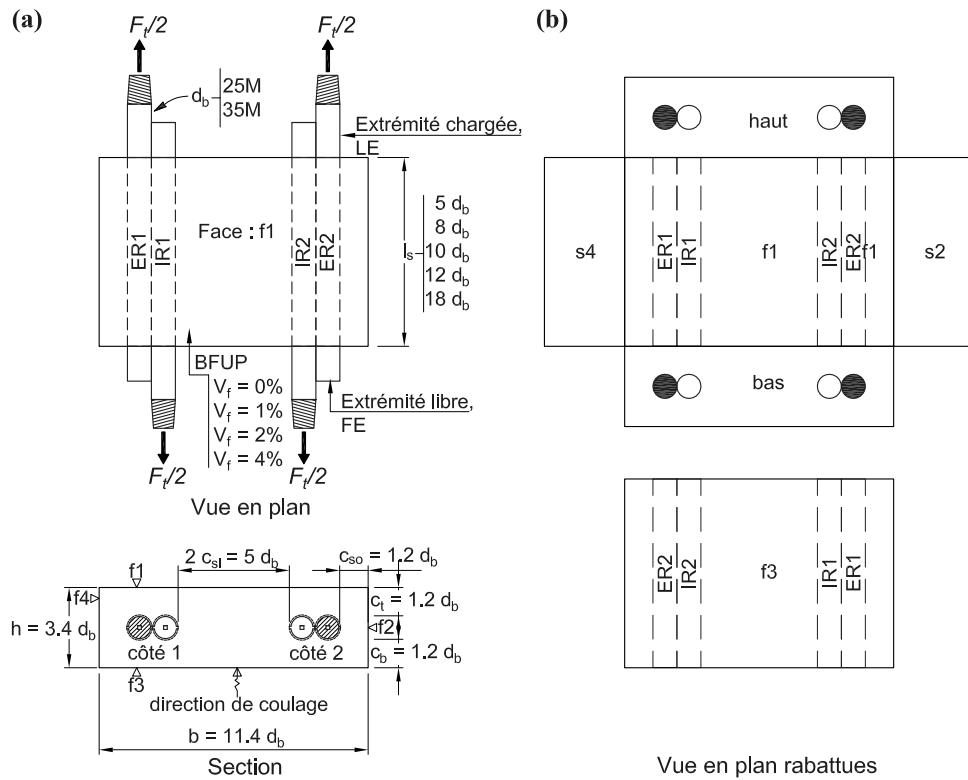
- de traduire le mécanisme de transfert d'effort de barres chevauchées ;
- d'avoir les armatures tendues ;
- d'avoir aucune interaction extérieure venant influencer l'interaction armature-BFUP ;
- de déterminer aisément la mesure locale (contrainte de liaison, glissement).

L'essai de traction directe sur joints de chevauchement permet d'assurer l'ensemble de ces critères et a donc été sélectionné pour réaliser la campagne expérimentale.

Le but est d'avoir conceptuellement un essai simple où il est possible d'isoler au maximum le nombre de paramètres venant influencer le comportement de la liaison représentatif d'une certaine réalité structurale. La configuration du spécimen consiste donc en une paire de joints de chevauchement coulés dans un prisme rectangulaire en BFUP (Figure 3.1a) où les barres de chaque joint de chevauchement sont tirées dans une direction opposée. Dans cette étude, il a été choisi d'étudier uniquement des joints de chevauchement avec des barres chevauchées en contact. La géométrie du spécimen est conçue pour obtenir un plan de rupture par fendage dans l'axe des barres chevauchées. Les barres extérieures sont désignées par l'abréviation ER (« External Reinforcing bar ») et les barres intérieures IR (« Internal Reinforcing bar »), suivie de l'indice 1 ou 2 pour différencier le joint de chevauchement de chaque côté (Figure 3.1b). La désignation des différentes faces du prisme est indiquée sur la Figure 3.1b. La face f1 correspond à la face coffrée et f3 à la face à partir de laquelle le spécimen a été coulé. Pour chaque barre d'armature la notation LE (« Loaded End ») correspond à l'extrémité chargée et la notation FE (« Free End ») correspond à l'extrémité libre, tel que représenté sur la Figure 3.1b.

Sachant que la problématique générale de la présente thématique de recherche s'intéresse principalement au renforcement sismique de piles de ponts, les essais sont menés avec de gros diamètres de barres,  $d_b = 25$  ou  $35$  mm (noté 25M et 35M) et un enrobage faible (forte sensibilité au fendage). Pour permettre d'étudier l'influence du diamètre de barre, les dimensions du spécimen ont été définies en fonction de ce dernier. Tous les spécimens possèdent une épaisseur d'enrobage constante de  $c = 1.2 d_b$  (équivalent à l'épaisseur d'enrobage minimale généralement retrouvée dans des piles de ponts). En terme de dimension réelle, la section du spécimen et l'épaisseur d'enrobage est de  $285 \times 85$  mm et  $c = 30$  mm pour les spécimens avec des barres 25M

et  $399 \times 199$  mm et  $c = 42$  mm pour les spécimens avec des barres 35M. Les dimensions réelles du spécimen sont fournies en Annexe A.1.



(a) configuration et paramètres d'études      (b) définition de la désignation des barres et faces

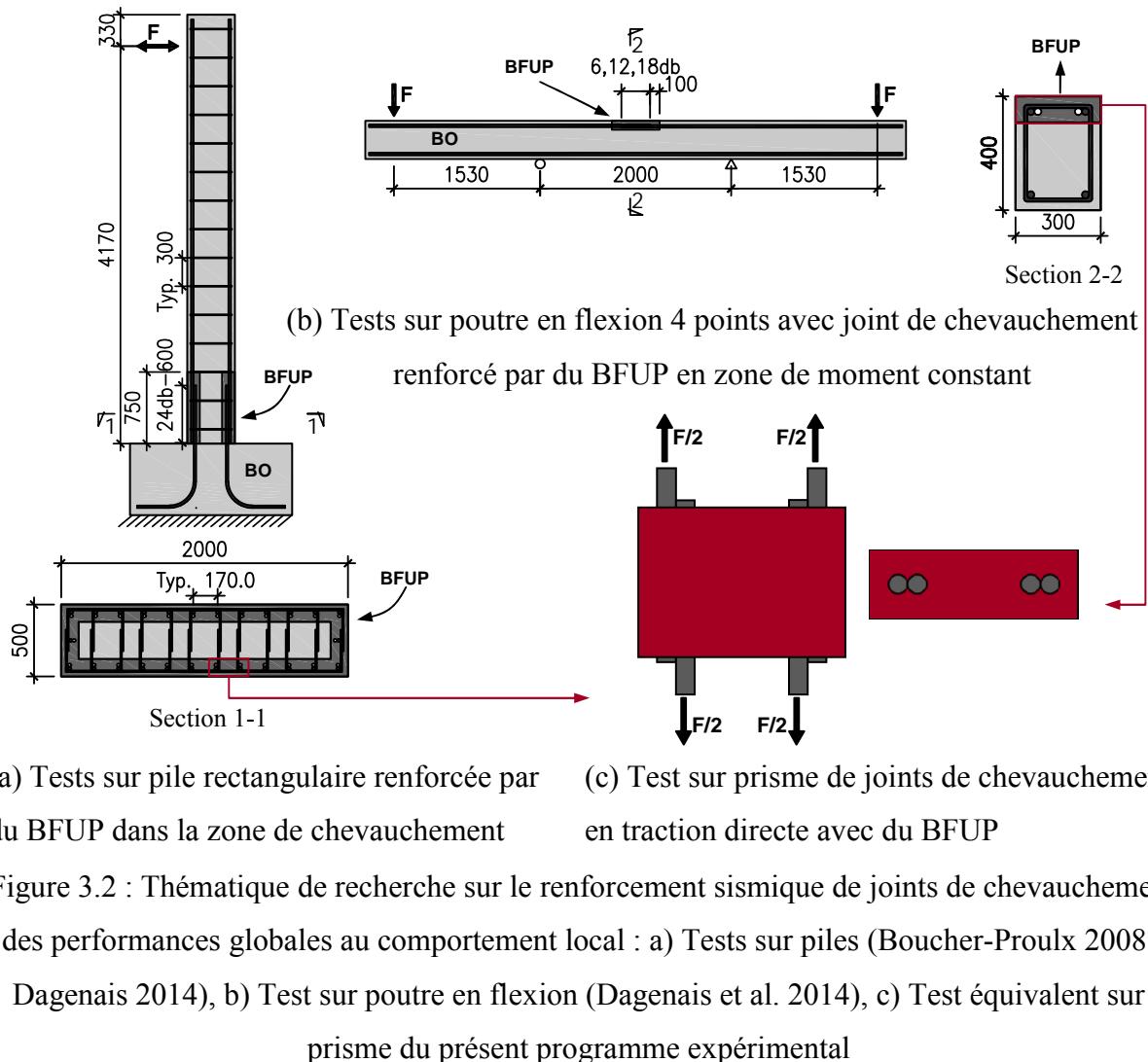
Figure 3.1: Spécimen d'essai

Afin d'isoler la contribution des propriétés en traction du BFUP sur les performances d'un joint de chevauchement, aucun étrier ou armature additionnel n'est présent dans les spécimens.

Bien que simplifiée, cette configuration de spécimen assure la détermination de la contribution du BFUP localement en tant qu'enrobage autour d'un joint de chevauchement cherchant à traduire le comportement isolé de la zone de chevauchement à la base d'une pile de pont renforcée par du BFUP tel qu'illustré à la Figure 3.2.

Dans le contexte de renforcement sismique de piles avec du BFUP, les résultats pouvant être obtenus à partir d'un essai sur prisme en traction directe, tel que proposé, vont se situer du côté conservateur. Premièrement, des études précédentes sur du BO (Richter 2012) ou BHP (Burkhardt 2000) ont montré que la résistance maximum de la liaison obtenue avec un test de chevauchement en traction directe correspond entre 90% et 100% de la résistance de la liaison

obtenue sur un essai sur poutre en flexion 4 points, pour une configuration géométrique du joint de chevauchement équivalente.



(a) Tests sur pile rectangulaire renforcée par du BFUP dans la zone de chevauchement

(c) Test sur prisme de joints de chevauchement en traction directe avec du BFUP

Figure 3.2 : Thématique de recherche sur le renforcement sismique de joints de chevauchement des performances globales au comportement local : a) Tests sur piles (Boucher-Proulx 2008; Dagenais 2014), b) Test sur poutre en flexion (Dagenais et al. 2014), c) Test équivalent sur prisme du présent programme expérimental

Deuxièmement, tel qu'illustre à la Figure 3.2a de la Section 1-1, dans le cas d'une pile ancienne, bien qu'un mauvais détail d'étriers soit présent, ces derniers vont tout de même venir s'ancrer dans le BFUP une fois la réparation faite et ainsi apporteront une certaine contribution à la résistance globale du chevauchement. Troisièmement, dans cette étude expérimentale, aucune restriction latérale n'est appliquée sur le prisme en traction directe. Ainsi, dès lors que la fissure de fendage surviendra au cours du chargement le long du joint de chevauchement, les barres d'armature ER seront libres de s'écartier des barres IR. Contrairement au cas d'une pile où la multitude de joints de chevauchement adjacents empêche un tel mouvement.

### 3.1.2 Sélection et justification des paramètres d'essais

Les paramètres étudiés dans cette étude sont :

- le pourcentage volumique de fibres dans le BFUP (0%, 1%, 2%, 4%) ;
- la longueur de chevauchement (5  $d_b$ , 8  $d_b$ ; 10  $d_b$ ; 12  $d_b$ ; 18  $d_b$ ) ;
- le diamètre de barre (25 mm, 35 mm).

Différents pourcentages de fibres ont été choisis afin de répondre à l'objectif principal de la recherche, à savoir de déterminer la contribution des propriétés en traction du BFUP sur la capacité maximale pouvant être atteinte par les barres chevauchées. Plus précisément, le but est d'évaluer : (1) l'influence de la résistance fournie par le BFUP (phase écrouissante et adoucissante) au sein de l'anneau de tension (contrainte orthoradiale ou « hoop stress ») autour des barres chevauchées permettant d'équilibrer la pression radiale générée par ces dernières en tête de crénelure, mais aussi, (2) l'influence du comportement adoucissant du BFUP sur le contrôle de l'ouverture et de la propagation d'une fissure de fendage dès lors que la contrainte orthoradiale au sein du BFUP devient supérieure à la contrainte maximale du BFUP.

Pour chaque type de BFUP, différentes longueurs de chevauchement ont été testées. Le choix des longueurs maximales testées a été guidé par les résultats expérimentaux menés par Dagenais et al. (2014). Leurs résultats sur poutre en flexion 4 points sous chargement monotone démontrent qu'il est possible d'éliminer la rupture par fendage et d'atteindre de grandes déformations plastiques à l'aide d'un BFUP avec 3% de fibres pour de très courtes longueurs de chevauchement, approximativement 12  $d_b$  et 18  $d_b$ , pour des barres de respectivement 25 et 35 mm de diamètre. Afin d'obtenir une information sur la capacité des différents BFUP utilisés pour contrôler et dissiper l'ouverture de fissures de fendage dans un joint de chevauchement, les longueurs de chevauchement sélectionnées ont délibérément été choisies inférieures aux longueurs obtenues dans le programme de Dagenais (Dagenais et al. 2014). Ainsi, la majorité des tests présenteront une rupture par fendage de la liaison armature-BFUP avant même d'atteindre la plastification des barres.

Il convient de noter que si une armature atteint son seuil de plastification pour une longueur de chevauchement donnée et donc, que l'essai soit stoppé sans avoir de rupture de fendage de la liaison armature-BFUP à travers l'enrobage, la même résistance sera atteinte pour un spécimen ayant une longueur de chevauchement deux fois plus grande, par exemple. C'est pourquoi,

seulement les résultats de joints de chevauchement ayant eu une rupture par fendage du béton avant d'atteindre la plastification des barres fournissent une information sur la capacité maximale offerte par le béton d'enrobage avoisinant les barres d'armature.

Sachant qu'une influence claire du diamètre de barre n'est pas constatée dans la littérature, deux diamètres de barres crénelées typiquement utilisées en Amérique du Nord ont été sélectionnés, 25M et 35M, en accord avec ceux retrouvés communément à la base de piles de ponts.

### 3.1.3 Réalisation des spécimens

L'ensemble des spécimens suit le même processus de mise en place et de fabrication. Les spécimens sont réalisés à l'aide de coffrages en bois (Figure 3.3). Une tolérance maximum d'un millimètre est assurée sur l'ensemble des coffrages. L'orientation des crénelures des barres est fixée afin d'avoir le plan des deux crénelures longitudinales de chaque barre parallèle à la largeur du spécimen. Une grande attention est apportée sur le bon alignement et la parfaite horizontalité des barres chevauchées. Pour ce faire, de fines cales d'ajustement sont insérées entre la barre et l'extrémité du coffrage telles que montrées à la Figure 3.3.

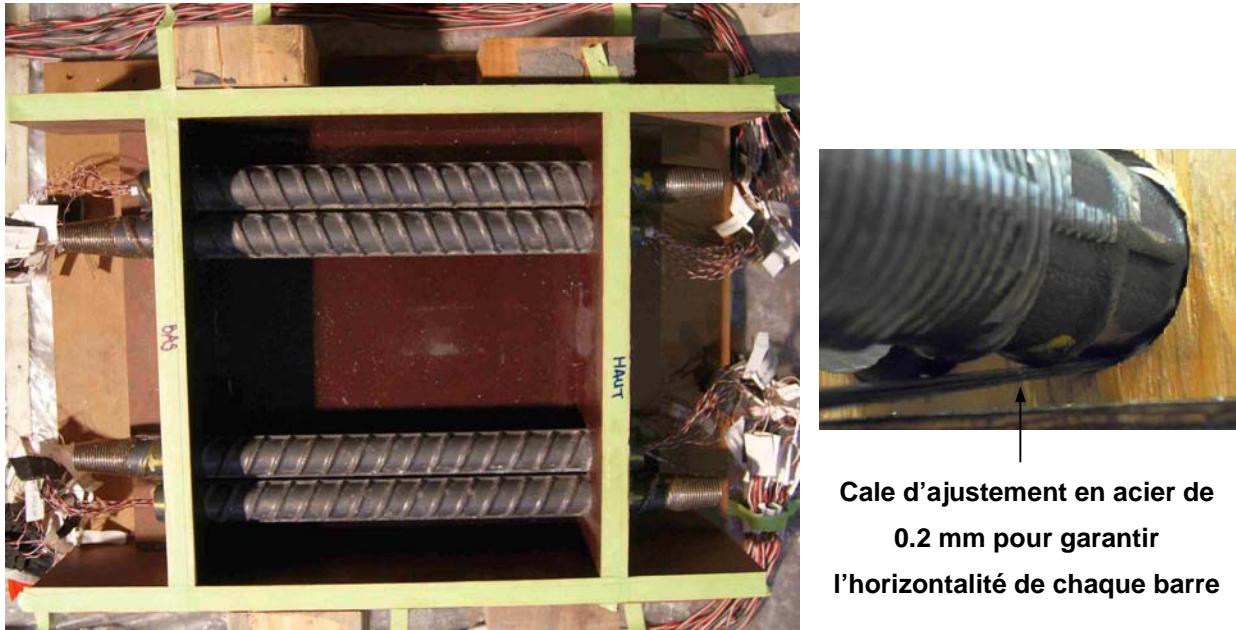


Figure 3.3 : Coffrage et disposition des armatures avant la coulée

La phase de coulage du BFUP est effectuée à partir de la face f3 (voir Figure 3.1) en un seul point situé au centre du spécimen (Figure 3.4). L'ensemble des BFUP utilisés dans ce programme de recherche sont auto-plaçants. Aucune vibration n'est nécessaire et n'a donc été introduite.

Dans le cas d'une structure réelle, telle qu'un renforcement de zone de chevauchement par du BFUP ou une connexion en BFUP de deux éléments préfabriqués, cette zone présente de fortes perturbations (effets de paroi, plus forte densité d'armatures) gênant l'alignement des fibres du BFUP dans le sens de l'écoulement pour garantir une orientation préférentielle maîtrisée dans la direction des contraintes principale de traction. Le point de coulée unique au centre est privilégié de manière à avoir une orientation des fibres plutôt aléatoire. Contrairement à certaines idées reçues, il n'est pas toujours préférable et optimale de privilégier fortement une orientation préférentielle des fibres. En effet, si elle s'avère fortement bénéfique dans une direction, elle sera la cause d'une diminution drastique des performances en traction dans les autres directions. Sachant qu'à l'échelle d'un élément de structure, le béton dans une zone de chevauchement est amené à reprendre globalement un effort de flexion, de cisaillement et, localement, une pression radiale (liée à la butée des crénelures), il semble plus approprié et raisonnable d'avoir une orientation plutôt aléatoire des fibres.



Figure 3.4 : Séquence de coulage à partir du centre du spécimen

En fin de coulée, les spécimens sont scellés à l'aide d'un film en polythène déposé sur la surface exposée. Après le décoffrage à 24 heures, chaque spécimen subit 6 jours de cure humide au contact d'une toile de jute constamment saturée d'eau autour des surfaces du béton (Figure 3.5). Au 7e jour, la cure humide est arrêtée et chaque spécimen est entreposé au laboratoire à température ambiante. Seule la maturation des spécimens est différente. Pour les spécimens avec les barres 25M, la maturation est de 28j avant le test mécanique. La caractérisation des propriétés mécaniques du béton (compression, traction) est effectuée le jour suivant.



Figure 3.5 : Dispositif de cure humide des spécimens

Pour les essais avec les barres 35M, les essais sont faits à long terme, à savoir un temps de maturation supérieur à 6 mois, lié à une indisponibilité de la presse. La caractérisation des propriétés mécaniques est effectuée la même semaine que le test mécanique de traction directe sur joint de chevauchement. Durant la phase de maturation, les spécimens reposent sur des rouleaux libres de se déplacer (Figure 3.6).

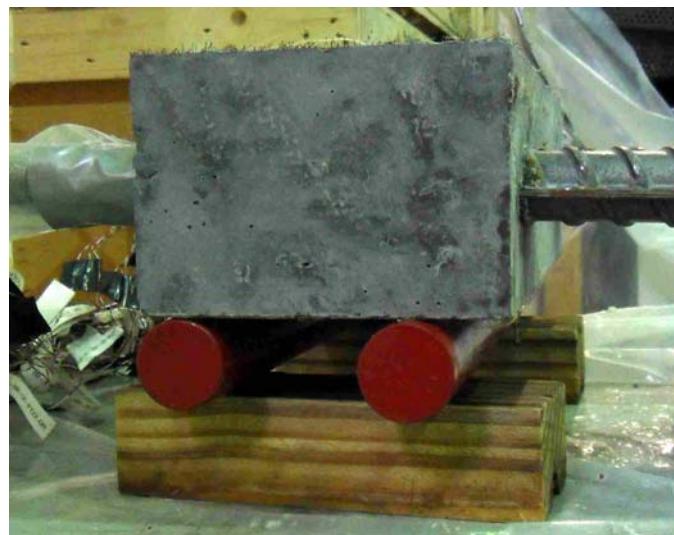


Figure 3.6 : Dispositif durant la période de maturation

### 3.1.4 Instrumentation

#### 3.1.4.1 Instrumentation générale

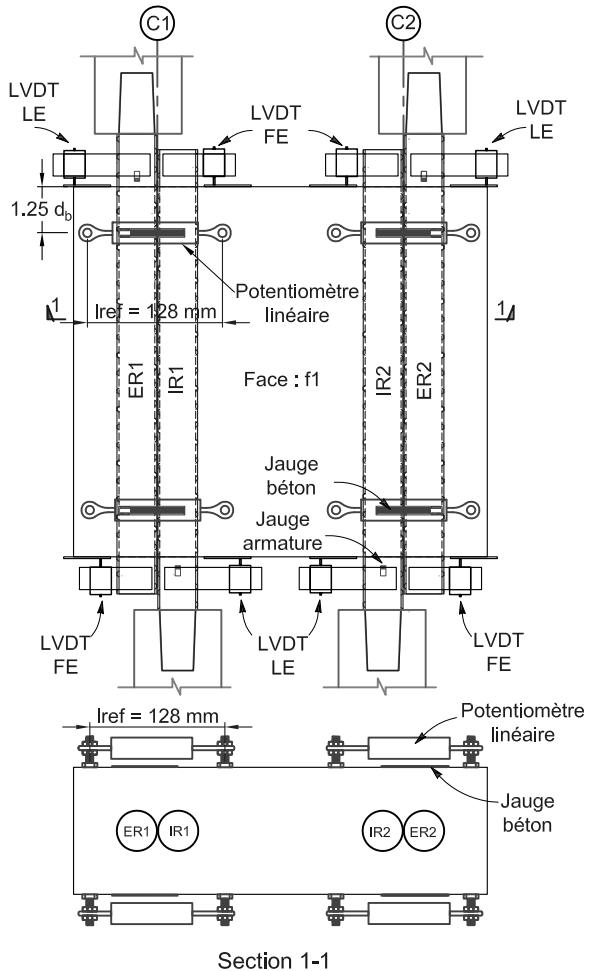
Chaque spécimen est instrumenté afin d'obtenir une information expérimentale au cours de l'essai sur :

- la contrainte maximale développée à l'extrémité de chaque barre ;
- la déformation transversale du béton autour des barres chevauchées due à la pression radiale exercée par les forces de butée des crénelures des barres ;
- le comportement de l'ouverture de fissure de fendage ;
- le glissement des barres d'armature.

Pour permettre ces différentes mesures expérimentales, l'instrumentation suivante est mise en place (énumérée dans l'ordre des critères mentionnés ci-haut) :

- deux jauge de déformation sont collées diamétralement opposée à l'extrémité chargée des barres d'armature, positionnées à 10 mm en dehors du prisme de béton ;
- huit jauge de déformation sont collées transversalement et centrées par rapport aux barres chevauchées sur les faces f1 et f3 à 1.25  $d_b$  de chaque extrémité du prisme en béton. La longueur de mesure de la jauge est de 50 mm ;
- huit potentiomètres linéaires sont installés à la même position que les jauge de déformations sur le béton – la zone de mesure est de 128 mm ;
- huit capteurs LVDT sont fixés par des blocs supports aux barres d'armature à l'extrémité chargée et libre. Les points de fixation du bloc support sont positionnés à 25 mm de l'extrémité du prisme en béton.

La Figure 3.7 présente le plan de positionnement de l'instrumentation. La Figure 3.8 montre l'instrumentation finalisée avant la procédure de chargement. Les valeurs de force et de contrainte dans les barres d'armature rapportées dans cette étude sont directement calculées à partir de la moyenne des déformations enregistrées par les jauge situées à l'extrémité du spécimen et des propriétés des armatures.



Section 1-1

Figure 3.7 : Plan d'instrumentation globale d'un spécimen

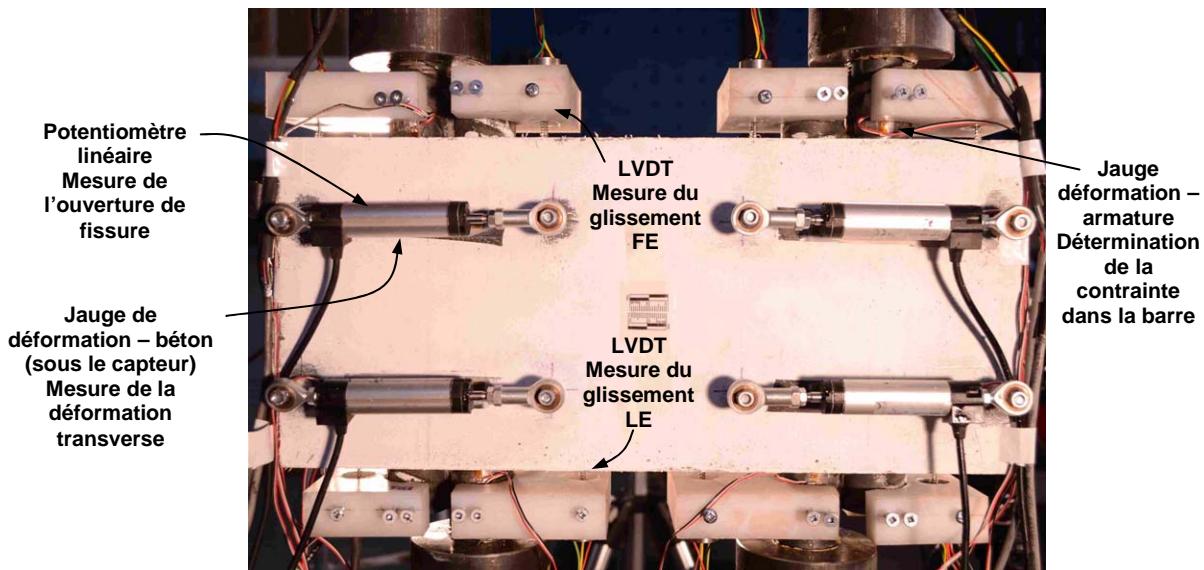


Figure 3.8 : Instrumentation finalisée avant la procédure de chargement

Le Tableau 3.1 donne les ordres de grandeur de la précision de l'instrumentation utilisée.

Tableau 3.1 : Précision des différents systèmes d'instrumentation

Instrumentation	Précision
Jauge de déformation - armature	+/- 1 $\mu\text{m}/\text{m}$
Jauge de déformation - béton	+/- 1 $\mu\text{m}/\text{m}$
Potentiomètre linéaire	erreur de linéarité max: 50 $\mu\text{m}/25 \text{ mm}$
LVDT	erreur de linéarité max: 25 $\mu\text{m}/2.5 \text{ mm}$

Au Tableau 3.1 la valeur pour les jauge de déformation fournie uniquement la précision garantie par la lecture de la jauge. Dans le cas des jauge de déformation pour les armatures, l'erreur totale sur la mesure va s'avérer supérieure due à une certaine imperfection pouvant être présente au niveau de l'orientation de la jauge et du positionnement lors du collage. Dans cette étude, l'analyse détaillée de l'erreur cumulée permettant de définir un intervalle de confiance à 95% sur le calcul de la contrainte tangentielle de liaison n'a pas été effectué. Selon les travaux de Feldman et al. (2007), l'écart de type sur la mesure de la déformation est typiquement inférieur à 10  $\mu\text{m}$ . Les auteurs indiquent que la limite de confiance à 95% pour le calcul de la contrainte tangentielle de cisaillement est de  $\pm 2$  écarts type.

Suite aux essais réalisés, le glissement des barres ER ne sera finalement pas exploité car sa mesure est altérée par le mouvement de la barre ER dès lors que la fissuration de fendage survient. Tel qu'illustré sur la Figure 3.9, l'ouverture de la fissure de fendage fait en sorte qu'un certain mouvement de la barre ER vers l'extérieur du spécimen vient fausser la prise de lecture du glissement relatif entre la barre d'armature et le béton à l'extrémité libre et chargée (sER<sub>LE</sub> et sER<sub>FE</sub>).

Pour la détermination du glissement à l'extrémité chargée (LE), l'elongation de la barre au cours du chargement entre l'extrémité du prisme de béton et le point de fixation du capteur doit être retranchée. Ainsi, chaque position de capteur est mesurée au pied à coulisse avant le début du chargement.

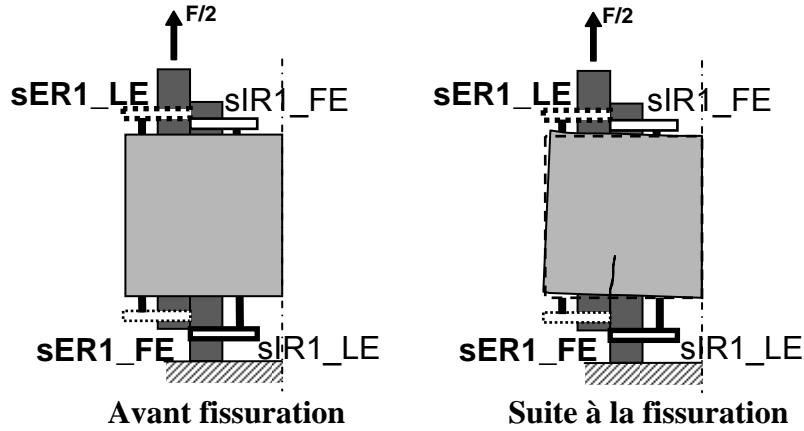


Figure 3.9 : Influence de la fissuration sur la prise de lecture du glissement des barres extérieures

### 3.1.4.2 Instrumentation interne des barres

#### 3.1.4.2.1 Procédure d'instrumentation interne de barres d'armature

Typiquement, pour obtenir la contrainte dans une barre noyée dans du béton, des jauge de déformation sont collées en surface de la barre (Figure 3.10a), ce qui implique de venir meuler des crénélures pour coller les jauge. De plus, un système de protection autour de la jauge doit être disposé pour éviter toute infiltration d'eau vis-à-vis de la jauge lors de la coulée (Figure 3.10b). Dans le cas de faible diamètre, tel qu'une barre 10M, l'emprise du système de protection sur la barre n'est plus négligeable (Figure 3.10b).

Bien que cette méthode reste valide pour obtenir l'état de contrainte dans une barre noyée dans du béton, elle trouve sa limite lorsque l'on souhaite connaître le comportement de l'interface armature-béton le long d'une barre. En effet, si une bonne approximation de la distribution de la contrainte tangentielle développée à l'interface doit être obtenue, il est primordial de disposer beaucoup de jauge faiblement espacées le long de l'interface. Or, une information fiable ne peut pas être attendue dès lors que les propriétés d'interface que l'on souhaite caractériser sont directement modifiées par la méthode de mesure.

Afin de rendre possible la mesure des contraintes le long d'une barre d'armature tout en gardant la continuité de contact entre sa surface extérieure et le béton, l'installation de jauge de déformation à l'intérieur de la barre d'armature a déjà montré son extrême efficacité (Djabry 1952; Houde 1974; Jiang et al. 1984; Judge et al. 1990; Mains 1951; Mirza et al. 1979; Scott

1996). Ce type de mesure constitue une solution fiable et efficace pour déduire la contrainte de liaison tangentielle armature-béton, sans venir perturber l'état de surface de la barre d'armature.

L'instrumentation interne des barres est réalisée uniquement sur les barres 25M. La mise en place d'une procédure de fabrication et d'instrumentation a nécessité la validation d'une multitude d'étapes avant d'aboutir à la procédure détaillée décrite dans l'Annexe B.



(a) Collage de jauge en surface après meulage de la crénelure longitudinale – Barre 45M



(b) Protection typique d'une jauge sur une barre d'armature coulée dans du béton – Barre 20 M



(c) Protection typique d'une jauge sur une barre d'armature coulée dans du béton – Barre 10 M

Figure 3.10 : Exemple de collage et protection de jauge de déformation noyée dans du béton

En résumé, à partir d'une même barre d'armature découpée en deux longueurs équivalentes à la longueur souhaitée, les deux barres sont ensuite fraîsées pour obtenir deux demi-barres (Figure 3.11a). Ces deux demi-barres subissent une rectification cylindrique pour avoir une surface plane quasi-parfaite. Une rainure est réalisée au centre de chacune des demi-barres par fraisage. La taille de la rainure est de  $2 \times 4$  mm, avec une précision de la machine outils de 100 micromètres.

Les barres sont ensuite instrumentées avec des petites jauge de déformation (Jauge Kyowa KFG-3-120-C1-11), dont la longueur de la grille de mesure est de seulement 3 mm (Figure 3.11b). Une procédure d'installation spécifique a été développée au laboratoire pour l'installation de ces petites jauge de déformation dans la rainure (Annexe B). Deux jauge sont installées sur une même section de part et d'autre de la rainure, à l'extrémité chargée de l'armature, pour déterminer la force appliquée durant l'essai. Les jauge comprises dans la longueur de chevauchement sont installées en quinconce dans la rainure des deux demi-barres (Figure 3.11c). La Figure 3.12 montre l'instrumentation complète d'une barre d'armature. Trois fils de connexion torsadés fins (fils Vishay 336-TFE, 0.127 mm) d'un diamètre total de 0.4 mm relient chaque jauge à l'extrémité du spécimen (Figure 3.3). Une fois ces derniers en dehors de la barre d'armature, ils sont connectés à des fils de plus gros diamètre (fils Vishay 326 DFV) afin de s'assurer que la résistivité des petits fils de connexion reste négligeable.

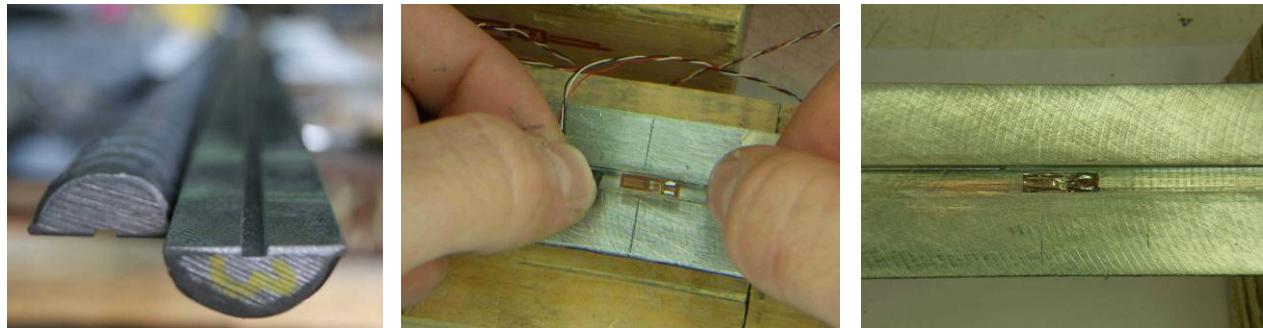


Figure 3.11 : Préparation et installation des jauge de déformation interne

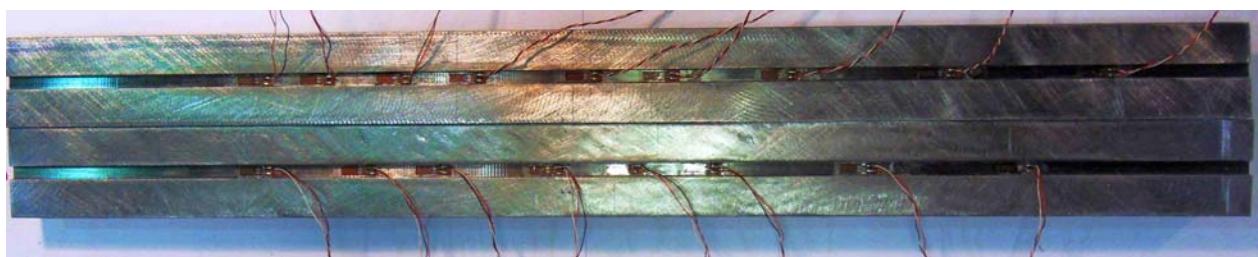


Figure 3.12 : Instrumentation complète de la barre ER1 avant réassemblage de l'armature



Figure 3.13 : Protection, collage et instrumentation interne finalisés

Une protection diélectrique est introduite dans la rainure avant de venir coller les deux demi-barres avec une colle époxy bi-composants (Araldite 2014) très haute performance spécifique pour l'acier, au comportement thixotrope et très résistante à l'eau et aux agressions chimiques (Figure 3.13).

Au total, 4 barres d'armature d'une longueur de 455 mm sont instrumentées selon ce protocole. De par la complexité, la minutie et le temps nécessaire à la fabrication, ces armatures deviennent un nouvel outil d'instrumentation dont la réutilisation doit être assurée. Une disposition spécifique des jauge de déformation dans les barres d'armature a été pensée pour permettre l'acquisition de la déformation, en différents points le long de chaque barre chevauchée, d'un spécimen pouvant avoir une longueur de chevauchement de  $5 d_b$ ,  $8 d_b$ , et  $10 d_b$ . Les barres ER1 et IR1 disposent d'un total de 17 jauge. Les barres ER2 et IR2 disposent d'un total de 13 jauge. Selon la longueur du spécimen et la barre considérée, la mesure de la déformation s'effectue selon un espacement bien spécifique, tous les 11.5 ou 23 mm d'axe à axe (valeurs inférieures au diamètre de la barre). Les plans détaillés de la configuration du spécimen, ainsi que les plans des jauge acquisitionnées en fonction de la longueur de chevauchement testée sont présentés à l'Annexe A1. Le Tableau 3.2 résume le nombre de jauge et leur espacement pour chaque barre d'armature instrumentée en interne selon la longueur de chevauchement du spécimen.

Tableau 3.2 : Nombre et espacement des jauge de déformation interne suivant le spécimen

Spécimen	ER1 et IR1		ER2 et IR2	
	jauges	espacement	jauges	espacement
$5 d_b$	10	11.5	6	23
$8 d_b$	9	23	9	23
$10 d_b$	11	23	11	23

Pour les spécimens coulés avec le système d'instrumentation des barres en interne, une acquisition des déformations est faite dès la phase de coulage jusqu'à la fin du test mécanique (Figure 3.14). L'influence des déformations au jeune âge (retrait, fluage) du BFUP restreinte par la présence des barres d'armature durant la phase de maturation est ainsi prise en considération.

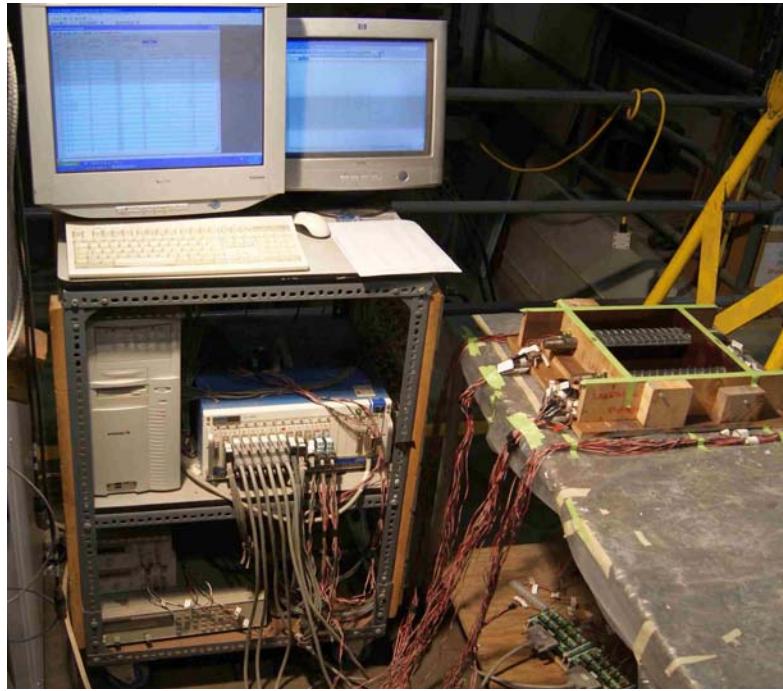


Figure 3.14 : Acquisition des déformations dès la phase de coulage

#### 3.1.4.2.2 Analyse et interprétation des mesures internes de déformation

La contrainte tangentielle de liaison est directement proportionnelle au gradient de déformation au sein de l'armature, comme le montre l'équation (3.2) obtenue à partir de l'équation d'équilibre suivante :

$$\tau_j \pi d_b dx = (\sigma_{s_{i+1}} - \sigma_{s_i}) A_s \quad (3.1)$$

d'où

$$\tau_j = \frac{E_s A_s}{\pi d_b} \frac{\varepsilon_{s_{i+1}} - \varepsilon_{s_i}}{x_{i+1} - x_i} \quad (3.2)$$

La contrainte tangentielle est donc calculée à partir de la différence de lecture entre deux jauge adjacentes. À partir de ce calcul, la contrainte est supposée constante entre deux points de mesure de la déformation, tel qu'illustré sur la Figure 3.15. Sachant que la contrainte tangentielle est

déduite de la dérivée de la déformation dans l'armature, une faible perturbation de mesure sur la déformation (section transversale différente de la barre, flexion locale mineur) introduira une forte différence sur la valeur locale de la contrainte de cisaillement. Afin de fournir une interprétation plus facilement exploitable, un lissage des données est effectué (voir illustration Figure 3.15).

A partir des points expérimentaux de déformation, une courbe polynomiale d'ordre 4 est choisie pour approximer la distribution de la déformation le long de la barre. La dérivée de cette courbe est ensuite utilisée pour effectuer le calcul de la contrainte tangentielle équivalente lissée selon l'équation (3.2), telle qu'illustrée sur la Figure 3.15.

Un exemple d'analyse et d'interprétation de la distribution de la déformation et de la contrainte tangentielle calculée est présenté sur la Figure 3.16. Sur la Figure 3.16a et Figure 3.16c, les points de déformation représentent la valeur brute de la déformation enregistrée en cette position pour les deux barres chevauchée ER1, IR1. Trois niveaux de chargement sont représentés à titre d'illustration, à la fin de la période de maturation avant l'essai mécanique, à un niveau de contrainte de 230 MPa (Figure 3.16a) et à la contrainte maximale développée (Figure 3.16c). Il est intéressant de constater que la déformation dans les barres avant le test mécanique n'est pas nulle due au phénomène de retrait gêné. À partir de l'ensemble des points expérimentaux pour un stade de chargement donné, une courbe polynomiale d'ordre 4 permet un lissage de la distribution de la déformation avec une très bonne approximation ( $R^2 > .9$ ). La Figure 3.16b et Figure 3.16c montrent la distribution de la contrainte tangentielle calculé à partir de l'équation (3.2) et directement déduite de la dérivée de l'équation polynomiale de la déformation. Pour l'analyse et la comparaison des résultats, seule la contrainte tangentielle obtenue à partir de la courbe lissée sera exploitée dans cette thèse.

Le lissage de la distribution de la déformation a cependant certaines limites. Si une fissure transversale traversante dans le béton se produit, elle se traduit expérimentalement par une perte abrupte de la contrainte de liaison armature-béton. Or, avec un lissage de la déformation, la contrainte calculée à l'interface est continue le long du joint de chevauchement. Ainsi, une contrainte tangentielle sera supposée existante par la méthode de calcul, là où elle serait perdue localement en réalité.

Néanmoins, dans le cas d'essais de joints de chevauchement en traction directe coulés dans du BFUP, aucune fissure transversale n'a été observée dans la plupart des cas, tel que constaté sur l'exemple de la Figure 3.16, ou seulement quelques très fines fissures (chapitre 5.3.4 pour plus de détail).

Dans ce projet de recherche, en présence de BFUP, avec une distribution de jauge très rapprochée (max 23 mm), et quasiment aucune fissure transversale survenue, l'emploi de cette méthode de lissage permet d'obtenir une très bonne précision dans l'estimation de la contrainte tangentielle.

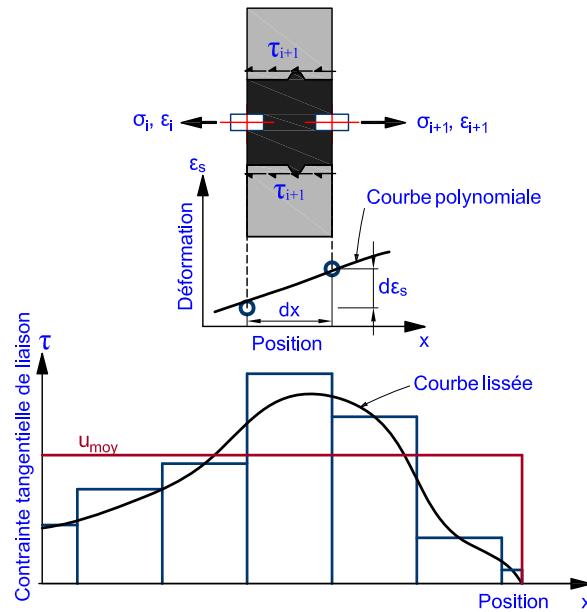


Figure 3.15 : Préparation et installation des jauge de déformation interne

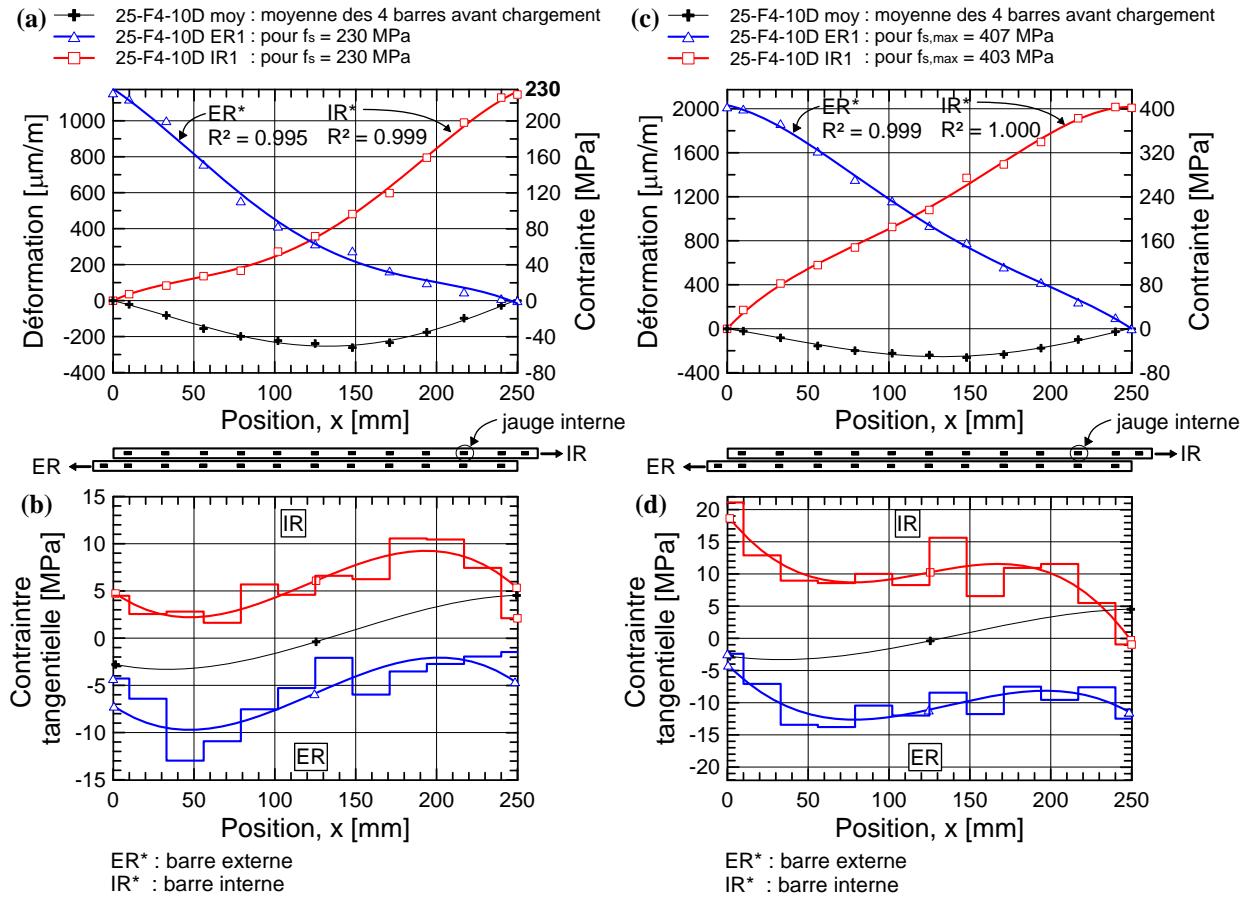


Figure 3.16 : Exemple de réponse à la fin de la période de maturation et durant le chargement –  
Spécimen 25-F4-10D

### 3.1.5 Dispositif de chargement

#### 3.1.5.1 Présentation du montage expérimental

Un premier montage expérimental a été utilisé sur la presse Instron 2500 kN du Laboratoire de Structures (Figure 3.17). La mise en traction directe du spécimen est effectuée par l’intermédiaire de la mise en butée des barres d’armature assemblées à l’aide de coupleurs à tiges filetées de 2 po sur une plaque épaisse rigide de 2.5 po visible sur la Figure 3.17. Un dégagement de 3 po est créé entre la plaque épaisse et le bâti de la presse pour serrer les têtes d’écrou. Deux boulons liaisonnent chaque plaque épaisse d’ancrage avec le bâti de la presse à partir d’un serrage par post-tension. La capacité maximale de ce montage est de 550 kN. Sa limitation est directement liée à l’atteinte de la capacité maximale autorisée des boulons de post-tension, à savoir 50% de

leur limite élastique. Ainsi, ce premier montage tel que conçu ne permettait pas de tester un couple de joint de chevauchement ayant un diamètre de barre supérieur à 25 mm.

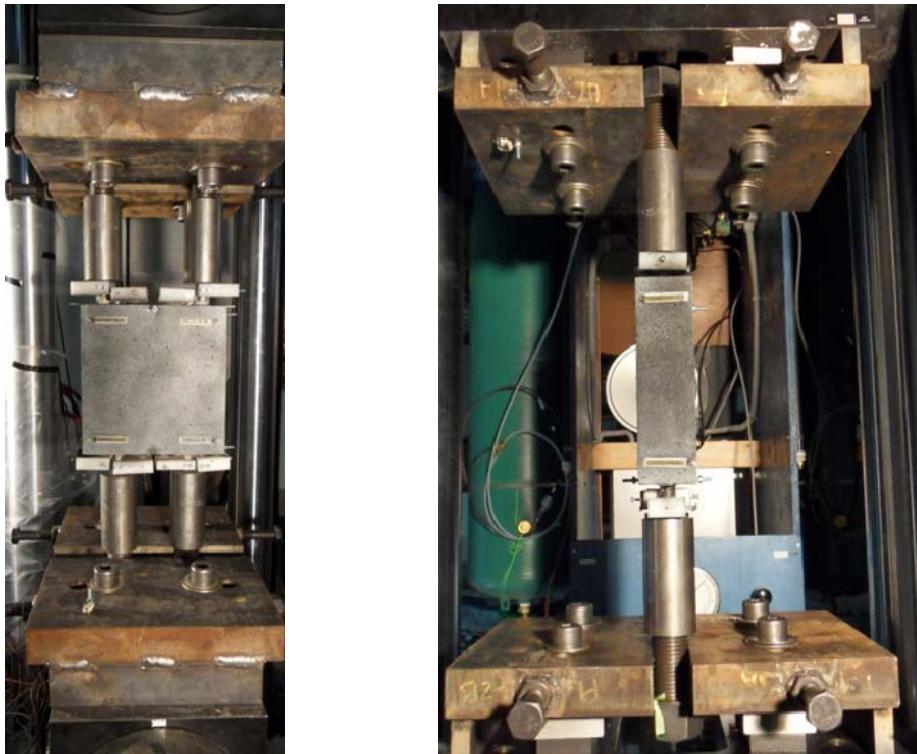


Figure 3.17 : Montage expérimental exploratoire pour la validation préliminaire du concept de traction direct sur joint de chevauchement dans du BFUP

Un deuxième dispositif de chargement a été pensé et dimensionné pour permettre la réalisation de spécimens de joints de chevauchement avec des barres d'armature jusqu'à de la 45M, avec une longueur de spécimen jusqu'à  $24 d_b$ , et un espacement entre axes de barres extérieures de  $7 d_b$ . Ce dispositif permettant un large spectre de configurations de test a été conçu pour la presse MTS 12000 kN du Laboratoire de Structures.

Le deuxième montage, présenté à la Figure 3.18, consiste conceptuellement en deux poutres de transfert sur lesquelles deux plaques d'appui viennent en butée afin d'effectuer la mise en traction des barres d'armature du spécimen par l'intermédiaire d'une tige filetée fixée avec un coupleur. Les réactions d'appui à chaque extrémité sont reprises par deux boulons à tête cylindrique à six pans creux de 2 po (« socket head cap screw »). Un dégagement en sous face des poutres est assuré pour pouvoir venir insérer et serrer les plaques d'appui de 2 po avec un écrou de 2 po. Ainsi un bloc d'entretoise repose à chaque extrémité des poutres de transfert au niveau de

l'ancrage des boulons de 2 po. Deux entretoises d'extrême et une entretoise centrale sont disposées pour liaisonner les deux poutres de transfert ensemble. Les plans détaillés du montage, ainsi que la procédure d'installation sont fournis à l'Annexe C.

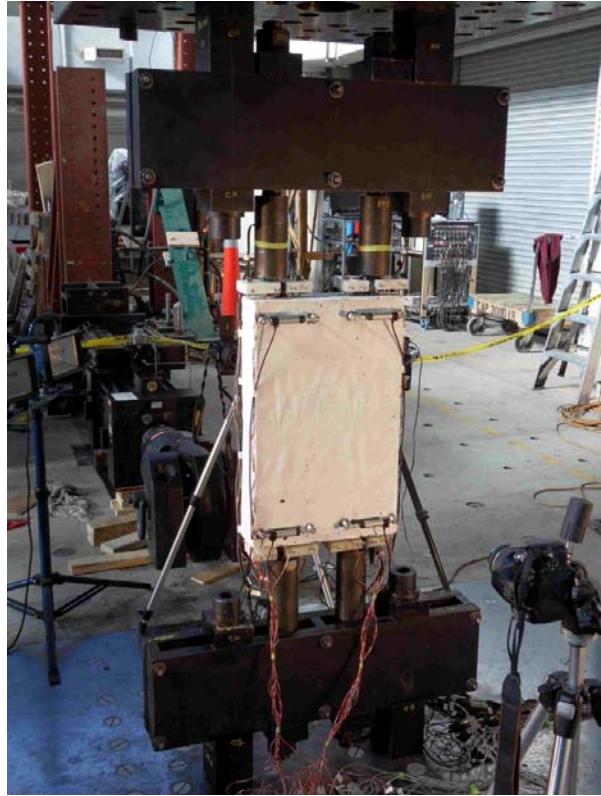


Figure 3.18 : Vue globale du montage

### 3.1.5.2 Protocole de chargement

La procédure de mise en place du spécimen et des différents réglages est présentée en détail dans l'Annexe C. En résumé, une fois le spécimen introduit dans le système de chargement, un centrage au laser est assuré, ainsi que la vérification de la verticalité du spécimen dans le montage. Une fois l'ensemble des capteurs d'instrumentation installé, un pré-chargement est effectué pour assurer une bonne répartition de l'effort dans les deux joints de chevauchement. La charge maximale appliquée représente au maximum 5% de la résistance maximale supposée du spécimen. L'objectif est de s'assurer que la différence de charges entre les deux joints de chevauchement est inférieure à 5% au démarrage de l'essai.

Le chargement du spécimen est effectué à partir du plateau supérieur de la presse par l'imposition d'un déplacement contrôlé. Le déplacement imposé par le système de contrôle est géré pour

imposer une vitesse de chargement constante de 5 kN/min durant la phase de comportement linéaire du spécimen. Ensuite, cette vitesse de déplacement imposée est conservée pour la totalité du protocole de chargement jusqu'à rupture. L'ensemble des mesures durant le test est enregistré à une fréquence de 1 Hz.

## 3.2 Programme expérimental

### 3.2.1 Paramètres d'essais

Trois paramètres ont été étudiés dans le programme expérimental de la thèse, à savoir, le pourcentage de fibres utilisé dans le BFUP, le diamètre de barre et la longueur de chevauchement sur le comportement de joint de chevauchement soumis à une traction directe. Le Tableau 3.3 résume l'ensemble des spécimens réalisés en fonction des trois paramètres. Les valeurs de longueur de chevauchement,  $l_s$ , dans le Tableau 3.3 sont normalisées par le diamètre de barre.

La notation des spécimens adoptée dans le présent document est définie de telle sorte qu'une identification simple des paramètres testés soit permise. La désignation est, x-Fy-zD, où x correspond au diamètre de barres, y au pourcentage de fibres utilisé dans le BFUP, et z la longueur de chevauchement exprimée en terme de diamètre de barres. Par exemple, le spécimen 25-F4-10D, correspond à un spécimen avec des barres 25M coulées dans un BFUP4% pour une longueur de chevauchement de 10  $d_b$ .

Tableau 3.3 : Programme expérimental selon les paramètres d'études

% fibres	$d_b$	$l_s^{(a)}$			
		5	8	10	12
0%	25			×	
	35				
1%	25	×		×	
	35	×		×	×
2%	25	×		×	
	35	×		×	×
4%	25	☒	×	×	☒
	35	×		×	×

× : Conditions étudiées

☒ : Conditions étudiées sur plusieurs spécimens identiques

<sup>(a)</sup> : longueur de chevauchement normalisée par le diamètre de barre

## 3.2.2 Propriétés des BFUP

### 3.2.2.1 Composition

La composition des différents BFUP utilisés est présentée dans le Tableau 3.4. Pour comparer l'influence du pourcentage de fibres des différents mélanges sur le comportement mécanique, il est d'usage courant de venir remplacer la quantité de fibres par une quantité équivalente de sable (inerte à toute réaction chimique). Ainsi, pour l'ensemble des mélanges utilisés, le ratio E/L (Eau/Liant) a été gardé constant et égal à 0.2. Il est important de noter que le BFUP0% n'est conceptuellement parlant pas un BFUP, car il ne dispose d'aucune fibre dans le mélange, mais correspond plus un béton très haute performance. Cette désignation a été gardée pour des raisons de clarté sur l'influence du pourcentage de fibres avec une matrice identique sur la performance de joint de chevauchement. Les formulations de BFUP utilisées ont été développées dans un projet de recherche précédent (Braike 2007). Les fibres utilisées dans les mélanges sont des fibres métalliques droites ( $L_f = 10$  mm,  $d_f = 0.2$  mm) ayant une limite d'élasticité de 2600 MPa.

Tableau 3.4 : Composition des différents bétons à l'étude

Composant	Proportions (kg/m <sup>3</sup> )			
	BFUP0%	BFUP1%	BFUP2%	BFUP4%
Ciment	1012	1012	1011	1007
Fumée de silice	253	253	253	252
Sable (50 - 600µm)	714	687	660	604
Superplastifiant	30	30	32	46
Fibres (OL 10-0.2)	-	78	156	312
Eau (sans eau des adjuvants)	235	235	234	225

### 3.2.2.2 Caractérisation

À l'état frais, l'ensemble des mélanges présente un comportement homogène avec une très bonne maniabilité et aucune ségrégation de fibres. Tous présentent un étalement supérieur à 700 mm, tel que montré sur la Figure 3.19 avec un BFUP 4%. Ceci a été permis par une sélection méticuleuse des différents composés du BFUP ainsi qu'une optimisation de la distribution granulaire (Braike 2007).



Figure 3.19 : Essai d'étalement BFUP4%

Les propriétés mécaniques des différentes coulées de BFUP ayant servies à la réalisation des spécimens de traction directe sur joints de chevauchement ont été déterminées à partir des essais de caractérisation suivants :

- essais de compression sur cylindres  $101.6 \times 203.2$  mm selon la norme ASTM C39 (ASTM C39 2010) ;
- essais de module d'élasticité en compression et coefficient de poisson sur cylindre  $101.6 \times 203.2$  mm selon la norme ASTM C469 (ASTM C469 2010) ;
- essais de traction directe à partir d'un essai d'os développé par (Beaurivage 2009) au laboratoire de Structures.

La géométrie, les dimensions et le système d'instrumentation de l'os utilisé sont présentés sur la Figure 3.20. La procédure de traction directe d'os peut être trouvée en Annexe 4 du mémoire de Delsol (Delsol 2012). Les propriétés mécaniques des BFUP sont présentées aux sections 4.4.3 et 5.3.2 du présent document, selon les spécimens de joints de chevauchement étudiés. Un résumé des propriétés mécaniques est présenté à l'Annexe D.1.

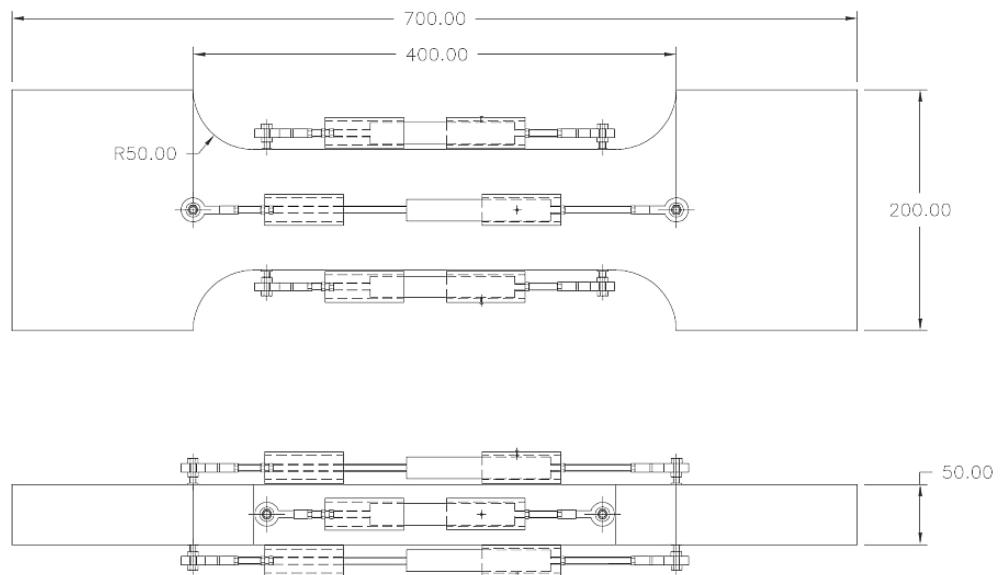


Figure 3.20 : Configuration de l'os de traction directe (Delsol 2012)



Figure 3.21 : Montage expérimental d'un essai de traction directe

### 3.2.3 Propriétés des armatures

Le choix des diamètres de barres dans ce projet est en lien avec la thématique de renforcement sismique des piles de pont, dans lesquelles il est courant de retrouver des diamètres supérieurs à 20 mm. Il a été choisi d'étudier deux diamètres de barre, les barres 25M et 35M.

Dans le rapport de l'ACI 408 (ACI Committee 408 2003), spécialisé sur la liaison armature-béton, il est spécifiquement mentionné que toute étude portant sur l'étude des mécanismes d'interaction entre les armatures et le béton doit fournir davantage d'information sur les propriétés des armatures que les études précédemment réalisées. En effet, comme le degré de compréhension s'améliore et évolue avec le temps, il s'avère important de fournir un détail complet de la géométrie des barres d'armature, information souvent manquante dans de nombreuses études antérieures où il devient ensuite difficile de comprendre certaines tendances de travaux expérimentaux par rapport à d'autres. Dans cette optique, une information détaillée sur les barres d'armature utilisées dans le programme de recherche est fournie dans le Tableau 3.5. La Figure 3.22 montre la géométrie de la barre avec la disposition des crénélures longitudinales et transversales, ainsi que l'ensemble des désignations géométriques fournies au Tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Caractéristiques géométriques et mécaniques des barres d'armature

Diamètre nominal	25	35
Diamètre intérieur, D (mm)	23.4	33.7
Hauteur moyenne des crénélures, $h_r$ (mm)	1.7	1.83
Inclinaison de la face des crénélures, $\theta$ ( $^{\circ}$ )	48.6	33.7
Largeur à la base de la crénelure, $a_r$ (mm)	5.5	9.0
Largeur du haut de la crénelure, $b_r$ (mm)	2.35	3.5
Espace entre axe de crénélures, $s_r$ (mm)	17.0	21.5
Inclinaison des crénélures, $\beta$ ( $^{\circ}$ )	57.0	59.2
Surface relative des crénélures, $R_r$ (-)	0.094	0.072
Section moyenne de l'armature, $A_s$ (mm)	484	961
Module d'élasticité, $E_s$ (GPa)	200	205
Limite d'élasticité, $f_y$ (MPa)	460	478
Contrainte ultime de rupture, $f_u$ (MPa)	659	682

Il est important de noter que la section moyenne des barres d'armature standard 25M et des barres 25M avec la rainure interne est restée similaire à +/- 2 mm<sup>2</sup> près, afin de garder la même rigidité de barre. Cela a été rendu possible lors de la coupe des deux demi-barres d'un demi-diamètre intérieur égale à  $D/2 + 0.3$  mm avec une précision de coupe de 0.1 mm. Ainsi la seule différence entre les barres standards et les barres avec rainure se situe au niveau du diamètre

intérieur. Le diamètre intérieur des barres avec rainure interne est de 24 mm, contrairement à  $D = 23.4$  mm pour les barres pleines standards.

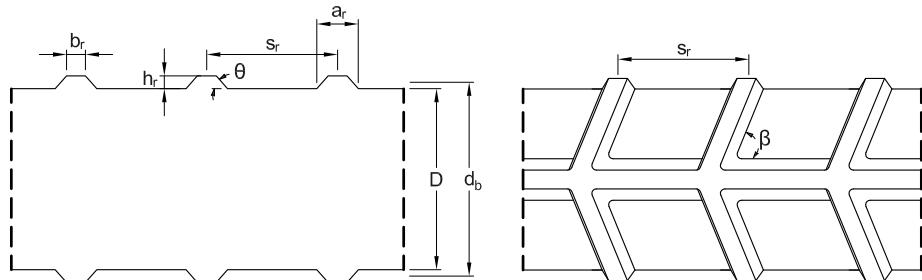


Figure 3.22 : Géométrie des crénelures des barres utilisées

### 3.2.4 Présentation des résultats expérimentaux

Le chapitre 4, correspondant à l'article 1, présente les résultats expérimentaux de l'ensemble des spécimens de joints de chevauchement testés en traction directe au niveau des performances globales. Le chapitre 5, correspondant à l'article 2, présente uniquement les résultats expérimentaux des spécimens pour lesquels une instrumentation interne des barres d'armature avait été entreprise, en abordant principalement les aspects locaux du comportement de la liaison armature-BFUP.

## **CHAPITRE 4 ARTICLE 1 : BOND STRENGTH OF TENSION LAP SPLICE SPECIMENS IN UHPFRC**

**Fabien Lagier, Bruno Massicotte, Jean-Philippe Charron**

Polytechnique Montréal, Québec, Canada

**Paper submitted on November 3<sup>rd</sup> November 2014, accepted May 1<sup>st</sup> 2015, and published in  
Construction and Building Materials**

Reference: Lagier, F., Massicotte, B., and Charron, J.-P. (2015). "Bond strength of tension lap splice specimens in UHPFRC." *Constr Build Mat*, 93, 84-94.

### **Corresponding Author:**

Bruno Massicotte  
Department of Civil, Geological and Mining Engineering  
Polytechnique Montreal  
B.O. Box 6079, Station Centre-ville,  
Montreal, Qc, Canada, H3C 3A7

Tel.: +1 (514) 340-4711 Ext. 4501  
Fax: +1 (514) 340-4711  
Email : [bruno.massicotte@polymtl.ca](mailto:bruno.massicotte@polymtl.ca)

## 4.1 Highlights

- Study of bond splitting strength of splice joint with UHPFRC under direct tension
- Effect of fibre contents in UHPFRC, splice length, bar diameter were investigated
- With UHPFRC, splice length can be reduced by almost 3 times the design code required
- Significant increase in bond strength was noted by increasing the fibre content
- No significant effect of bar diameter between 25 mm and 35 mm on bond strength was noted

## 4.2 Abstract

Outstanding tensile properties of ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) initiate innovative applications that take advantage of the bond improvement with reinforcement (precast element connections, seismic strengthening of deficient lap splices, etc.). Tests on lap splice specimens under direct tension were performed to investigate the influence of UHPFRC fibre content on bond strength. Three fibre contents ( $V_f$ ) were examined with large reinforcing bar diameter ( $d_b$ ) and multiple splice lengths. According to strain hardening response of UHPFRC under direct tension, results show a considerable improvement of bond performance and splitting crack control. For UHPFRC mix with  $V_f = 4\%$  per volume, a splice length of  $12 d_b$  was found sufficient to achieve yielding of 400 MPa reinforcement; with  $10 d_b$  length a bond stress around 10 MPa is reached. The contribution of the fibres was clearly highlighted through this experimental study, a strong relationship between the bond performance and both the maximum tensile strength and strain ductility of UHPFRC was noted.

## 4.3 Introduction

The proper behaviour of any reinforced concrete elements is guaranteed by the bond performance between concrete and reinforcing bars. In many reinforced concrete elements, anchorages and lap splices of deformed bars are located in zones with little concrete confinement and concrete cover typically inferior to twice bar diameter ( $< 2 d_b$ ). Splitting of concrete may occur when the confinement is small, leading to lap splice failure. As stated by Plizzari [1], concrete splitting makes bond behaviour very sensitive to confinement. Indeed, the role played by splitting cracks in bond failure emphasises the importance of both the tensile properties of concrete cover and the

use of confining reinforcement [2]. In a lack of transverse reinforcement, the radial pressure induced by bar ribs is only balanced by the concrete cover strength. The resisting mechanism is provided initially by the tensile properties of the uncracked part of the surrounding concrete and then by the available post-cracking energy associated with the cracking process.

Adding steel fibres in the splice region of a concrete member can greatly increase the bond performance. It has been shown that the increase in bond strength in presence of fibres were even more effective in high-strength concrete [3, 4]. Furthermore, the presence of steel fibres not only improves the bond strength, but also delays the formation and propagation of splitting cracks, which makes splitting bond failure more ductile.

The availability of self-compacting Ultra-High Performance Reinforced Concrete (UHPFRC) offers new and innovative opportunities for the construction and repair of concrete structures. Although they are recognised and classified according to their compressive strength, UHPFRC are mainly characterised by their outstanding ductile tensile properties [5] and extremely low permeability [6]. UHPFRC exceptional tensile characteristics make them ideal materials to improve the resisting mechanism of the concrete surrounding lapped reinforcement by efficiently counteracting the bursting pressure generated by bar ribs and consequently significantly enhancing the bond behaviour and performance.

The first study on the performance assessment of bond in UHPFRC was carried out with the first UHPFRC known as Compact Reinforced Concrete [7]. Direct pull-out bond tests were used, in which one of the two lapped bars had a shorter embedded length. Test results showed that a steel stress of 463 MPa can be developed in the reinforcement for an embedded length of  $10.6 d_b$ , with a large volume fraction of short steel fibres ( $V_f = 6\%$ ), small bar diameter (8 mm) and small concrete cover ( $c/d_b = 0.625$ ). This configuration has provided an equivalent average bond stress of 10.9 MPa. Several studies were then undertaken on the same type of anchorage test with specimens of similar geometry in order to investigate the effect of bar diameter, concrete cover to bar diameter ratio, and amount of transverse reinforcement [8]. A maximum bar diameter of 16 mm was studied. Results globally showed that a full anchorage for high-yield stress deformed bars ( $f_y \sim 600$  MPa) can be achieved with an anchorage length between 5 and  $10 d_b$  with the concrete cover and transverse reinforcing bars considered.

An extensive experimental program using pull-out tests was conducted by Kurita [9] with the aim of identifying the basic properties of UHPFRC improving the bond performance with consideration to concrete compressive strength (from 70 to 180 MPa), bar diameter (from 19 to 51 mm), fibre volume fraction (from 0% to 6%) and concrete cover  $c/d_b$  (from 2 to 6.1). They observed that the bond strength increased proportionally with concrete compressive strength leading to average bond strength up to 40 MPa for bar diameter of 22 mm. Surprisingly, no outstanding increase of bond strength was noted with a significant increase of fibre content. As for normal concrete, the state of stresses of the concrete in pull out tests fails to capture the effect of UHPFRC tensile properties on bond, confirming that these tests are clearly not suitable to reveal the main contribution of UHPFRC on the bond performance. Recent studies have also observed a maximum bond stress evaluated from pull out test between 40 to 69 MPa [10, 11]. Nevertheless, the improvement of bond stress obtained with the increase of fibre dosage from 0% to 1% or 1.5% varied significantly between studies. A study on modified direct pull out test were carried out by Chao [12], with a relatively large concrete confinement equal to  $c/d_b = 2.5$ . Two volumes fraction of fibres with five types of fibres were selected. Test set-up was designed to obtain splitting failure through UHPFRC concrete cover before bar pull out. All specimens showed significant bond strength enhancement and crack control. The maximum bond strength was 11.3 MPa, much lower than previous values obtained in the aforementioned studies. Moreover it was found that the confining action provided by UHPFRC with 2% of square twisted steel fibres is more pronounced in comparison to stirrups for an equivalent amount of reinforcement.

Some studies investigated at the structural level different innovative applications that take advantage of UHPFRC improvement on bond performance. It has been shown that the use of UHPFRC in the lap splice region allowed to: (1) strengthen seismically existing bridge piers with poor detailing at their bottom [13-19], (2) significantly reduce the joint lengths between precast-slab lengths for building [8, 20] and bridges construction [21, 22], (3) create an alternative proposal for moment-resisting frames (beam-column) in precast building with innovative joint connection [23].

With such a wide functionality and opportunity offered by UHPFRC joints, extensive studies on the bond behaviour between UHPFRC and steel reinforcement are still limited. A large range of commercialised UHPFRC is now available. However, no study on lap splice specimen under

tension with the UHPFRC has been undertaken to examine the influence of its tensile properties on the bond performance of the joint. In addition, the studies on an alternative connection between precast elements [8, 21, 22] were limited to small bar diameters ( $d_b \leq 20$  mm). This paper presents the results of an investigation on the behaviour of tensile lap splice specimens with different UHPFRC mixes, on long embedded length and low confinement. The project aimed to provide average bond strength values for design.

The role played by splitting cracks in bond failure emphasises the importance of tensile properties of concrete and their high fracture energy. Many recent studies have shown a considerable improvement in bond with UHPFRC. However, most of them did not focused on the influence of the fibre volume fraction on bond performance. The need to represent splitting failure over a long anchorage length is needed to clearly understand the contribution of UHPFRC on lap splice. The aim of this study is to properly examine the influence of UHPFRC fibre volume fraction on bond strength through experimental conditions close to actual structural applications, considering large bar diameters and a splice test system under direct tension. In order to isolate the contribution of UHPFRC tensile characteristics on bond performance, no transverse reinforcement was provided.

## 4.4 Experimental investigation

### 4.4.1 Test specimens and test parameters

Test specimens selected in this project consisted of two pairs of spliced bars cast into an UHPFRC prism without transverse reinforcement. Direct tensile forces were applied on spliced bars inducing tensile stresses in the concrete prism (Figure 4.1). Several studies [24-29] have shown the potential of this configuration, allowing both to study the bond strength of full scale lap splice without performing large beam splice specimen, and providing detailed information on the local bond behaviour with the surrounding concrete in tension. Experimental investigations on normal and high strength concretes reported that the maximum bond strength of lap splices embedded in concrete prism subject to direct tension ranged between 90% to 100% of the bond strength obtained from beam splice specimens with the same geometrical configuration [28, 29]. Consequently, it gives a lower limit of the expected bond strength that can develop in a real configuration.

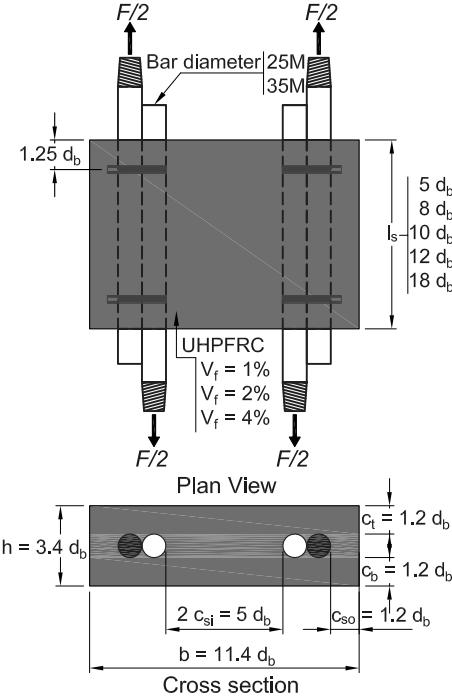


Figure 4.1 : Details of test specimen, elevation view, section detail

This specimen configuration allows determining accurately the contribution of UHPFRC cover on an isolated portion of lap splices in tension, which could represent a thin UHPFRC layer used for strengthening poorly detailed lap splices [17], or a UHPFRC lap splice joint between precast elements [22].

In this study, the specimen dimensions and the lap splice configurations were designed so that the main splitting crack would occur within the concrete cover, perpendicular to the spliced bar plane. The parameters of the study are the bar diameter, the UHPFRC fibre content and the splice length.

Two deformed steel bars with a nominal diameter of  $d_b = 25$  mm and  $d_b = 35$  mm were used. In order to investigate the influence of bar diameter, all the dimensions of the specimens were scaled to the bar diameter. Hence, the specimen cross section and concrete cover were  $285 \times 85$  mm and  $c = 30$  mm respectively for bar diameter of 25 mm, and  $399 \times 119$  mm and  $c = 42$  mm respectively for bar diameter of 35 mm. Top, bottom, and side cover thickness equal to 1.2 bar diameters was used for all specimens. Three different UHPFRC were considered with 1, 2 and 4% of fibre volume fraction ( $V_f$ ). For specimen series with  $V_f = 4\%$ , a total of 5 different lap

splice lengths were tested, namely  $l_s = 5, 8, 10, 12, 18 d_b$ . For series with  $V_f$  equal to 1% and 2%, lap splice lengths corresponding to 5, 10, 18  $d_b$  were selected. Although UHPFRC is by definition composed of fibres, a test series was performed on the concrete matrix without fibres to highlight by comparison with other mixes the fibre contribution on confining action along the spliced bars.

A total of 20 specimens were tested in the experimental program, 18 had different parameters (Table 4.1), whereas repeatability of the experimental response was verified by using 2 identical specimens with bar diameter of 25 mm and  $V_f = 4\%$  with  $l_s = 5 d_b$  and 2 other specimens with  $l_s = 12 d_b$ .

Table 4.1: Summary of test parameters & UHPFRC properties. Standard deviation are given in parenthesis

Mixes	Specimen	$d_b$ (mm)	$V_f$ (%)	$l_s/d_b$ (-)	Age <sup>a</sup> (days)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$f_{tm}$ (MPa)	$\varepsilon_{tm}$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	$E_{c,Hard}^b$ (MPa)
M1-F4	25-F4-5D-1	25	4	5	28					
	25-F4-12D-1	25	4	12	28	104 (3.6)	35360	9.3 (1.3)	1694 (73)	900 (587)
	25-F4-12D-2	25	4	12	28					
M2-F4	25-F4-5D-2	25	4	5	28	115 (2.7)	32017	12.8 (1.3)	2505 (240)	1801 (172)
M3-F4	25-F4-8D	25	4	8	28	106 (6.2)	36569	10.5 (0.2)	2013 (150)	1320 (129)
M4-F4	25-F4-10D	25	4	10	28	115 (4.5)	36795	13.0 (0.8)	2292 (322)	2032 (247)
	35-F4-5D	35	4	5	222					
	35-F4-10D	35	4	10	224	135 (5.8)	39070	13.9 (0.1)	2809 (59)	2339 (7)
M5-F4	35-F4-18D	35	4	18	226					
M1-F2	25-F2-5D	25	2	5	28	120 (9.9)	37833	8.3 (0.7)	3130 (368)	458 (60)
25-F2-10D	25	2	10	28	126 (2.2)	36017	8.1 (1.0)	2655 (739)	412 (80)	
M3-F2	35-F2-5D	35	2	5	178					
	35-F2-10D	35	2	10	180	153 (7.3)	38221	9.0 (0.3)	3929 (559)	520 (22)
	35-F2-18D	35	2	18	182					
M1-F1	25-F1-5D	25	1	5	28	132 (13.5)	36746	5.7 (0.3)	1871 (965)	508 (467)
	25-F1-10D	25	1	10	29	138 (9.9)	36157	5.3 (0.3)	1879 (675)	316 (197)
	35-F1-5D	35	1	5	197					
M3-F1	35-F1-10D	35	1	10	201	167 (3.2)	40218	6.3 (0.4)	3053 (870)	159 (211)
	35-F1-18D	35	1	18	203					
M1-F0	25-F0-10D	25	0	10	28	143 (2.0)	37578	2.5 <sup>c</sup> (0.1)	-	-

<sup>a</sup> Age at testing day of associated lap splice specimen

<sup>b</sup> Strain hardening modulus

<sup>c</sup> Value obtained from 3 splitting tests from standard [39]

The adopted specimen notation system allows identifying the various testing parameters; where for specimen x-Fy-zD, x indicates the bar diameter, y the fibre volume fraction and z the splice length in term of bar diameters. Bars were placed in specimens in order to have the two

longitudinal rib plane parallel to the specimen width. The configuration, basic dimensions, and parameter of the test specimen are summarised in Figure 4.1.

#### 4.4.2 Steel reinforcement

The reinforcing bars nominal yield strength was 400 MPa as typically used in North America and in accordance with CSA standards [30]. Both bar diameters had the same rib pattern. For each bar, mechanical properties were measured on three samples in agreement with the ASTM A370 [31]. Table 4.2 presents the geometrical and mechanical properties of the bars used.

Table 4.2: Geometries and mechanical properties of reinforcing bars

Nominal diameter, $d_b$ (mm)	25	35
Core diameter, $D$ (mm)	23.4	33.7
Average rib depth, $h_r$ (mm)	1.70	1.83
Rib spacing, $s_r$ (mm)	17.0	21.5
Rib face angle, $\theta$ (°)	48.6	33.7
Relative rib area, $R_r$	0.094	0.072
$A_b$ (mm <sup>2</sup> )	484	961
Young modulus, $E_s$ (GPa)	200	205
Yield strength, $f_y$ (MPa)	460	478
Ultimate strength, $f_u$ (MPa)	659	682

#### 4.4.3 UHPFRC Materials properties

The three types of UHPFRC mixes tested were developed to present a self-consolidating mixture allowing an excellent workability and easy casting without any vibration. This was achieved by a proper selection of components and optimisation of their particle size distribution [32]. Variation in steel fibre volume fraction was compensated by adjusting the sand dosage without changing the W/B ratio. The concrete mix is summarised in Table 4.3.

Table 4.3: Concrete mix design of UHPFRC for different fibre content

$V_f$ (%)	W/B	Cement (kg/m <sup>3</sup> )	Silica fume (kg/m <sup>3</sup> )	Sand (kg/m <sup>3</sup> )	Superplast. (kg/m <sup>3</sup> )	Water (kg/m <sup>3</sup> )	Slump flow (mm)
0	0.2	1012	253	714	30	235	835
1	0.2	1012	253	687	30	235	900
2	0.2	1011	253	660	32	234	931
4	0.2	1007	252	604	46	225	704

Fibre reinforcement consisted of straight steel fibres ( $L_f = 10$  mm,  $d_f = 0.2$  mm), with a tensile strength of 2600 MPa. Specimens were cast into wood forms with a maximum tolerance of 1 mm on the specimen dimensions whereas precautions were taken to ensure proper bar alignment. UHPFRC was poured from one location at the centre of the front face without any vibration. Just after casting, the forms were sealed with a plastic film. After demoulding at day one, six days of moist curing was applied. Specimens were then stored under laboratory conditions until the testing day. Specimens with bar diameter of 25 mm were all tested and characterised at 28 days, whereas specimens with bar diameter of 35 mm were carried-out at terms exceeding 6 months due to on testing equipment availability. For the later series, mechanical characterisation was performed after 28 days of curing and at the time of the lap splice test.

Compressive strength,  $f_c$  and Young's modulus,  $E_c$ , were determined from  $101.6 \times 203.2$  mm cylinders according to ASTM C469 and ASTM C39 [33] respectively. Direct tensile strength was obtained from dog bone specimens with a constant cross section of  $100 \times 50$  mm over a length of 300 mm. A minimum of three replicate samples for each batch were tested to determine the average compressive and tensile strength. Young's modulus was obtained from one test only. Table 4.1 reports UHPFRC main mechanical properties measured at lap splice test term.

The increase in  $V_f$  from 1% to 2% and 4% was found to decrease the compressive strength by 9% and 18% at 28 days respectively. Moreover, the increase in compressive strength at terms exceeding 6 months with respect to the 28-day strength was similar independently of the fibre contents, with a mean value of 22.5%. UHPFRC are mainly characterised by their outstanding ductile tensile properties. Results from direct tensile test yield typical stress-strain curves up to the peak point which can be relatively well characterised by a trilinear curve by selecting particular key points as suggested by Naaman [34]. Hence, typical tensile response can be described by an elastic behaviour up to the paste tensile strength ( $f_{tp}$ ,  $\epsilon_{tp}$  estimated when the stress-strain curve deviates from linearity), followed by the development of micro cracks associated with the activation of fibres. This transitional stage sets the second key point and corresponds to the beginning of the strain hardening behaviour ( $f_{ts}$ ,  $\epsilon_{ts}$ ). Then, the stable growth of multiple fine cracks is characterised by inelastic strains up to the peak point at the end of the strain-hardening branch corresponding to the third point ( $f_{tm}$ ,  $\epsilon_{tm}$ ) [34]. Figure 4.2 shows the idealised stress-strain response obtained from the average of three specimens for each of the three strain hardening UHPFRC used in this study. Table 4.1 summarises the main mechanical

properties of UHPFRC for each specimen. The casting method of dog-bone specimens induces a preferential fibre orientation of fibres parallel to the tensile force and consequently values in Figure 2 show the best direct tensile behaviour of the selected mixes. For each key point, bars illustrate the dispersion on the maximum stress and strain properties from 3 tests. It can be seen that larger dispersion on the maximum strain is obtained for the mix with the lower fibre content.

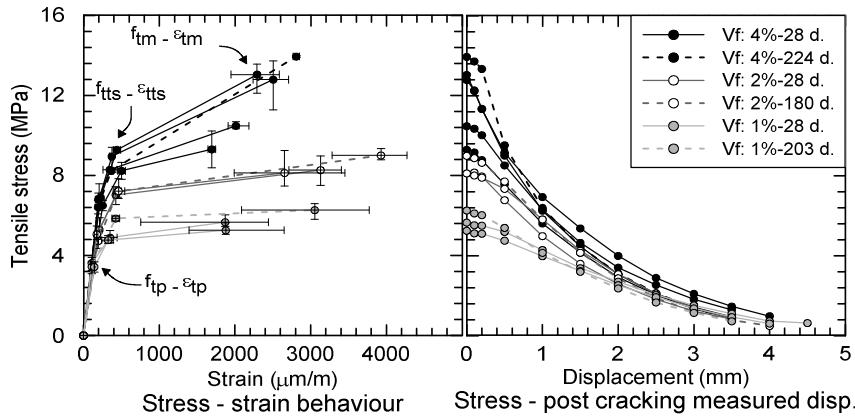


Figure 4.2 : Idealized tensile properties of different UHPFRC batch at the testing day of lap splice specimen

All fibre contents exhibited a strain hardening behaviour followed by a significant softening branch at the post-cracking stage. It is worth mentioning that the average value of maximum strain in tension before crack localisation ( $\epsilon_{tm}$ ) approximately corresponds to conventional reinforcement yield strain. An increase in  $V_f$  from 1% to 2% and 4% has increased the strain hardening modulus by 1.1 and 3.4 and the maximum tensile strength by 1.5 and 2.0 respectively. With  $V_f = 1\%$  the behaviour tends more to a plastic plateau than real strain-hardening behaviour.

#### 4.4.4 Instrumentation

Each lap splice bar was instrumented with 2 strain gauges outside the specimen to determine the applied load and force redistribution in each bar.

A total of 8 transverse strain gauges (with a 50 mm gauge length) were installed on the concrete surface at 1.25  $d_b$  from each end on the specimen front faces, perpendicularly to the axis of the splice joint. This instrumentation was aimed to measure the strains associated with the tension stress ring exerted by the ribs on the UHPFRC cover. A total of 8 linear potentiometers were positioned at the same locations over the concrete strain gauge to evaluate the crack opening

during the post-peak behaviour (Figure 4.3). The faces were painted in white to detect the onset of cracking on the surface of the specimens.

#### 4.4.5 Test set-up

Figure 4.3 presents the experimental set-up with the specimen and instrumentation. Reinforcing bars were attached to a rigid steel beam system via threaded rods and couplers to ensure that both lapped bars were subjected to the same displacement. The rigid beam system was fixed to the thick platen of a servo-hydraulic testing machine by post-tensioning 2 socket head cap screws. Loading was applied by displacement control of the two top bars corresponding approximately to a constant load rate of 5 kN/min in the linear stage behaviour. During the test, all the measurements were recorded at the frequency of 1 Hz.

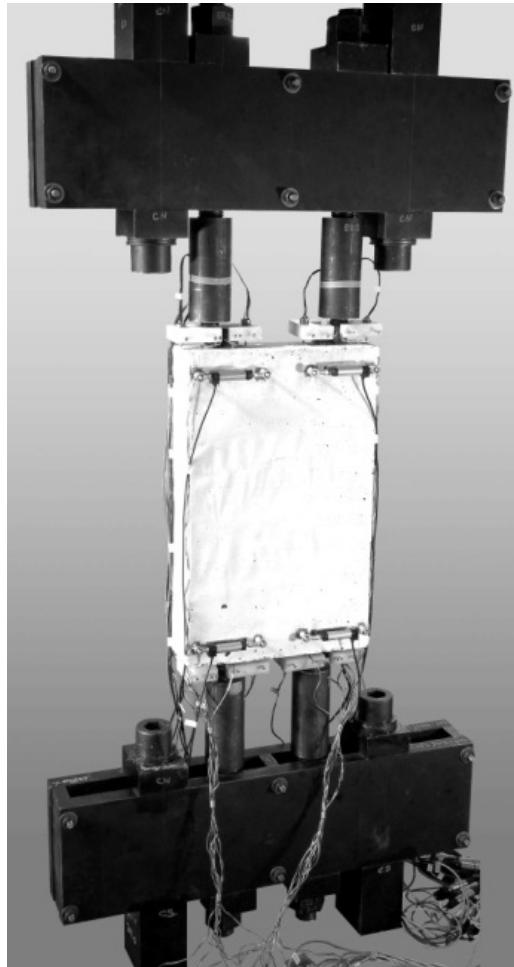


Figure 4.3 : Test set-up

## 4.5 Results and discussion

A summary of the test results at maximum load for all the specimens is reported in Table 4.4.

The maximum bar stress developed at splitting failure  $f_s$  represents the average stress of the four reinforcing bars. Bar stress was calculated using the steel elastic modulus and the average of two strain gauges installed on reinforcing bar outside the concrete prism specimen. The average cross section  $A_b$  of reinforcing bars was calculated from weight and length measurements, whereas bar diameters were set as the nominal diameter.

Bond stress obtained from test specimen in series with bar diameter of 35 mm were normalised to allow individual tests to be compared on a common basis at 28 days. Normalised bond stress was obtained by dividing the test result by the ratio  $f_{tm, test}/f_{tm, 28d}$ . The normalised average bond stress was determined using the following equation:

$$u_n = \frac{A_b f_{s,n}}{\pi d_b l_s} \quad (4.1)$$

where  $f_{s,n}$  is the normalised bar stress,  $d_b$  is the bar diameter,  $l_s$  is the splice length.

Table 4.4: Lap splice specimen test results

Specimen designation	$f_s$ (MPa)	Normalised by: $f_{tm, test}/f_{tm, 28}$		$u_n$ (MPa)	Failure mode <sup>a</sup>
		$f_{s,n}$ (MPa)	$f_{s,n}/f_y$		
25-F4-5D-1	210	210	0.46	10.3	S
25-F4-5D-2	224	224	0.49	11.0	S
35-F4-5D	233	216	0.45	10.8	S
25-F4-8D	350	350	0.76	10.8	S
25-F4-10D	416	416	0.90	10.3	S
35-F4-10D	439	407	0.85	10.2	S
25-F4-12D-1	519	519	1.13	10.7	Y-S
25-F4-12D-2	467	467	1.02	9.6	Y-E
35-F4-18D	521	482	1.01	6.7	Y-S
25-F2-5D	164	164	0.36	8.1	S
35-F2-5D	163	149	0.31	7.4	S
25-F2-10D	345	345	0.75	8.5	S
35-F2-10D	384	349	0.73	8.7	S
35-F2-18D	520	474	0.99	6.6	Y-E
25-F1-5D	134	134	0.29	6.6	S
35-F1-5D	139	121	0.25	6.0	S
25-F1-10D	283	283	0.62	7.0	S
35-F1-10D	291	254	0.53	6.3	S
35-F1-18D	450	392	0.82	5.4	Y-S
25-F0-10D	81	81	0.18	2.0	S

<sup>a</sup>S: Concrete splitting

Y: Reinforcement yielding

E: Test ended before failure

#### 4.5.1 Global behaviour and mode of failure

The test set-up and specimen configuration provided an excellent observation of the splitting crack initiation from the end face of the specimens. As a general finding, when yielding of reinforcing bars was not obtained, splitting of concrete cover perpendicular to the lap splice plane was the prevailing mode of failure of the specimen, designated as "S" in Table 4.4. For specimens where yielding reinforcement was obtained, two modes of failure occurred: either splitting failure occurred after the bar yielding (designated as Y-S), or the test was ended during strain hardening before failure occurred (designated as Y-E) due to test setup limitations.

Figure 4.4 presents examples of final cracking pattern at the end of tests for specimens with bar diameter of 35 mm and with 1% of fibres for different lap splice lengths, and the specimen without fibres. For the specimen tested without fibres, the nature of splitting failure was explosive right after the initiation of splitting crack. Failure was associated with spalling of the concrete cover over the entire length of the splice as shown in Figure 4.4a. The presence of fibres in UHPFRC provided a smooth propagation of cracking resulting in gradual splitting failure. According to the fibre content, UHPFRC enabled the spliced bars to reach significantly higher bond strength before failure.

Figure 4.5 depicts the cracking pattern evolution for test specimens with bar diameter of 35 mm and  $l_s = 10 d_b$  with different fibre volume fractions. Two stages are selected: the first one corresponds to the beginning of localisation of fine cracks to forms splitting macro-cracks, while the second shows the cracking patterns at failure when the maximum load is reached. For each step, all specimen faces are represented: the front faces (f1, f3), the side faces (s3, s4), and the end faces (bot., top). Cracking patterns for each specimen showed that the first fine cracks were always initiated at the loaded ends of internal reinforcing bars at load levels between 50 and 85% of the ultimate load. These splitting cracks of the concrete cover progressed along the lap splice on the front faces of the specimen. Depending on the fibre content, the fibre bridging effect controlled crack opening and propagation in the concrete cover. Through this process, the bond force sustained by the reinforcing bars continued to increase. Comparing specimens 35-F2-10D and 35-F4-10D, at the same loading level of 91% of  $F_{max}$ , the critical splitting macro-crack had progressed about 80 mm from the bottom of the specimen along the splice length for the specimen with  $V_f = 2\%$ , whereas a splitting crack of only 5 mm was observed with a load 17%

higher for the 4% fibre specimen. With 1% of fibres, multiple fine cracks were observed at the bottom of the specimen from the loaded end of inner reinforcing bars before reaching the first macro-cracks.

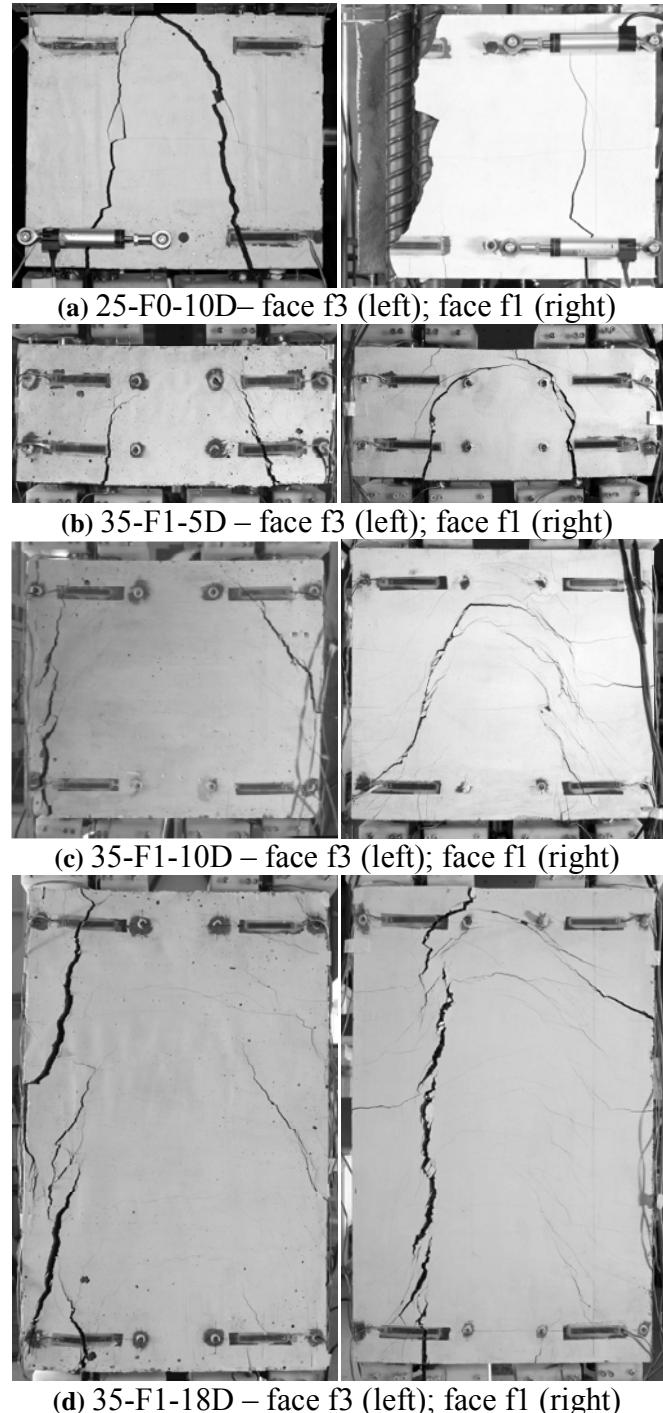


Figure 4.4 : Final cracking pattern after testing for specimens (a) 25-F0-10D (without fibre); (b), (c), (d) with bar diameter of 35 mm and  $V_f = 1\%$  for different lap splice lengths

The macro-crack initiation occurred when approximately 80% of the maximum load was reached. Beyond that stage, specimen behaviour was mainly governed by the strain-hardening properties of UHPFRC in tension. With further increase of load, longitudinal cracks progressed through a slight inclined path due to the load eccentricity inherent to the load transfer mechanism between spliced bars. At the ultimate load, specimens with  $V_f = 1\%$  exhibited a crack pattern spreading over the entire splice length, with more diffused fine and macro-cracks, as shown in Figure 4.5 for specimen 35-F1-10D. For specimens with 4% fibre content, despite the presence of several cracks at specimen bottom, the failure was controlled by the gradual opening of the most critical macro-crack (face f1 for specimen 35-F4-10D, see Figure 4.5).

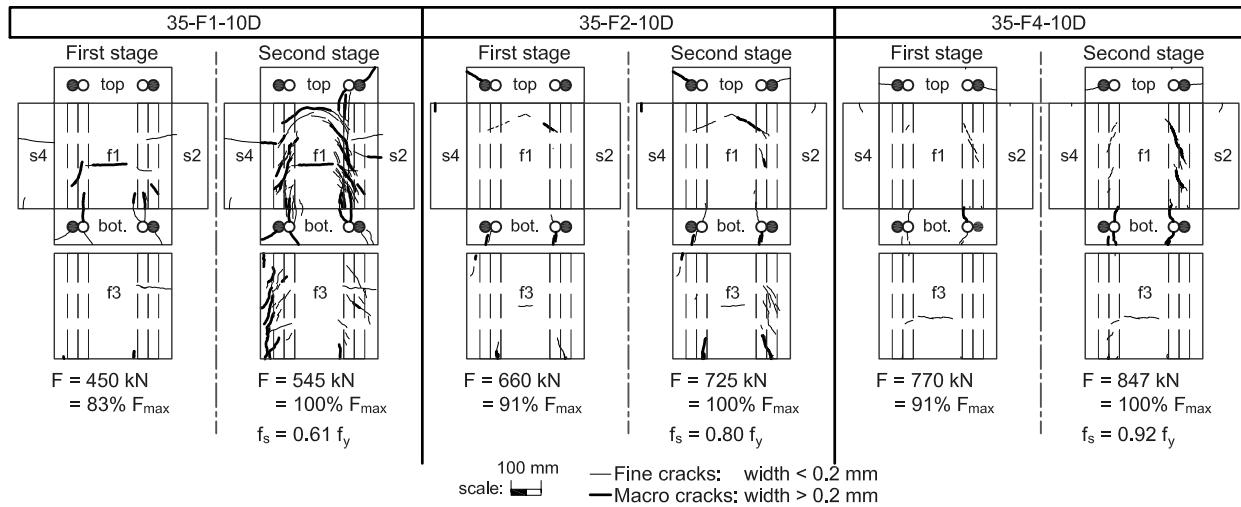


Figure 4.5 : Surface concrete cracking patterns evolution in test specimens with  $d_b = 35 \text{ mm}$  and  $l_s = 10 d_b$  for different fibre volume fraction

After reaching the failure load, fibres in the matrix started to pullout along the longitudinal cracks allowing for a softening bond failure without sudden or brittle failure. All specimens, even at low fibre content (Figure 4.4), showed an outstanding damage tolerance during post-cracking propagation. In presence of inclined cracks in the specimens, longitudinal cracks started to connect with the inclined cracks to form a main arch shaped crack that controlled the failure up to end of the test.

In high performance concrete with low water/binder ratio, high autogenous shrinkage is expected. In such a condition, shrinkage restrained by reinforcement induces high tensile stresses in concrete. For the specimens illustrated in Figure 4.5, the transverse hairline cracks visible in the front faces appeared before testing due to restrained shrinkage. During lap splice test, the ring

stress around the bar superposed to restrained shrinkage stress. However the transverse cracks already formed did not affect the cracking patterns.

The global behaviour of specimen has clearly shown that the increase of fibre contents can delay the onset of the first macro-cracks and thus allows developing a significantly higher force in the lapped bars. In addition, a much better cracking control was ensured with the increase fibre volume fraction.

#### 4.5.2 Bond strength

The splice length was varied in order to identify the lower limit allowing to reach reinforcement yielding. Although this limit does not provide information on the ultimate bond strength, it allows to determine for a given geometrical configuration and reinforcement bars the splice length required to develop the design strength of reinforcing bar (yield strength). The most commonly used reinforcements used in North America have nominal yield strength of 400 MPa with an ultimate strength of approximately 600 MPa. With bar diameter of 25 mm and 35 mm, a cover/diameter ratio of 1.2 is generally encountered in concrete structure elements. The next experimental results demonstrate that the use of UHPFRC in tension lap splices can considerably reduce the splice length to develop reinforcement yield strength compare to current design requirement.

From the maximum experimental bar stress reported in Table 4.4 and plotted in Figure 4.6, a consistent trend for each fibre volume fraction used have been observed as a function of the splice length to bar diameter ratio. For UHPFRC mix with  $V_f = 4\%$ , a splice length of only  $12 d_b$  was found sufficient to achieve yielding of the reinforcement. For  $V_f = 2\%$  and  $V_f = 1\%$  the lower limit to reach yielding was not directly obtained. However, according to the experimental trend illustrated in Figure 4.6, a splice length around  $14 d_b$  with  $V_f = 2\%$  and  $20 d_b$  with  $V_f = 1\%$  would achieve yielding of reinforcing steel grade 400 MPa.

According to ACI 318-08 and the Model Code 2010, the equivalent splice length required for the same lap splice configuration without confining reinforcement and with normal strength concrete (35 MPa) is  $53 d_b$  and  $33 d_b$  for  $d_b = 25$  mm, or  $53 d_b$  and  $37 d_b$  for  $d_b = 35$  mm, respectively. These first finding demonstrate clearly the potential of using UHPFRC with 4% of fibres to reduce dramatically the joint length to connect concrete precast elements with straight bar

lapping. This results is consistent with the findings of Dagenais and Massicotte [17] on beams in which large strain beyond yielding without failure was reached for UHPFRC with  $V_f = 3\%$  for  $12 d_b$  and  $18 d_b$  long lap splice for  $d_b = 25$  mm and  $d_b = 35$  mm respectively.

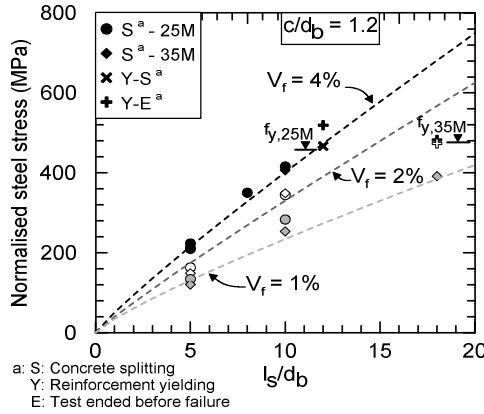


Figure 4.6 : Steel stress versus splice length to bar diameter ratio with relative specimen with  $c/d_b = 1.2$

As stated by Azizinamini [35], the acceptation criterion of  $f_s/f_y = 1$  is not sufficient to ensure that members with tension lap splice will fail in a ductile manner. It is necessary to respect the general design philosophy by preventing any brittle failure. In Figure 4.7 the evolution of  $f_s/f_y$  from the test series with bar diameter of 35 mm are plotted as a function of the main splitting macro-crack opening measured at  $1.25 d_b$  from the bottom end of specimen. It can be seen from the results that splitting failure of all the specimens occurred gradually with softening behaviour more or less pronounced when the maximum bond strength is reached. Curves interrupted by a X symbol indicate that test was stopped without obtaining a major splitting crack opening.

To study the effect of splice length on the bond strength of the bar, only specimens that did not yield before failure should be considered. As shown in Figure 4.6, for each fibre content a consistent increase of bar stress is observed with increasing splice length. However, the general trends indicate that the increase in splice strength is not linearly proportional with an increase in splice length. The two identical specimens 25-F4-5D-1&2 have shown a good repeatability of the experimental response with a difference of bond strength of 6.6%. The two identical specimens 25-F4-12D-1&2 from the same concrete batch exhibited both yielding of the bars, however, one of the two test specimen failed by splitting crack during the strain hardening stage of bars, explaining the 11% difference in maximum bar stress reached.

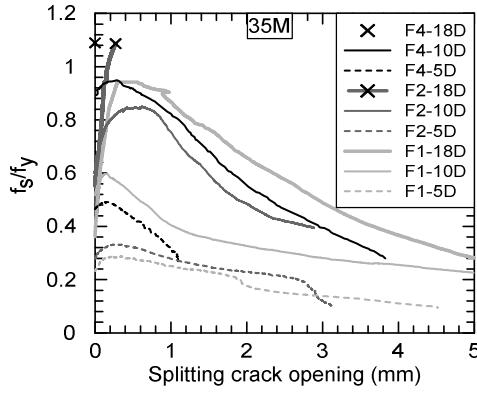


Figure 4.7 : Steel stress ratio vs splitting crack opening of the main macro-crack initiated for specimen series with bar diameter of 35 mm

#### 4.5.3 Effect of fibres content

The normalised average bond stress is plotted against the splice length to bar diameter ratio in Figure 4.8. Two reference lines obtained using Eq. (4.1) are shown for tensile stress of 200 MPa and 400 MPa in the reinforcing bars. Only specimens that did not reach the yield strength of reinforcing bars were reported. Experimental results show a consistent increase in the average bond stress reached at failure as the amount of fibres increase in the mixes. For a given splice length of 10  $d_b$ , an increase of the volume fraction from 1% to 2% and 4% led to an increase of the ultimate bond stress of 29% and 53%, respectively.

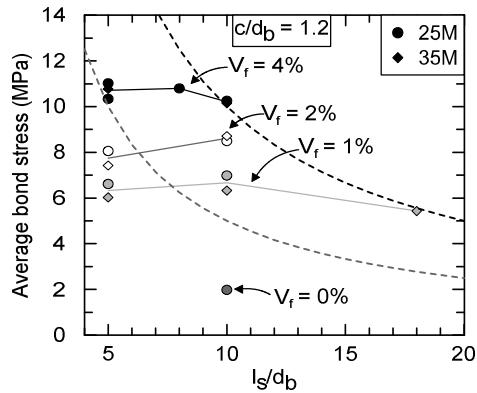


Figure 4.8 : Ultimate normalised average bond stress vs splice length to bar diameter ratio

Results indicated that the influence of eccentricity inherent of the load transfer between spliced bars appeared to be prejudicial to bond performance for shorter specimens. This may explains why average bond stress with a splice length of  $5 d_b$  was lower than that achieved at  $10 d_b$  with  $V_f = 1\%$  and  $2\%$ . Although number of tests for each volume fraction is limited to allow to draw final conclusion, it seems clear that for  $V_f = 4\%$  the bond stress decreased by only  $5\%$  with the increase of the splice length from  $5$  to  $10 d_b$ . This result presupposes that with a certain amount of fibres ( $V_f = 4\%$  herein), fibre effect succeeds to provide a nearly uniform bond stress distribution over the splice length.

The tensile strength ratio of UHPFRC with  $V_f = 4\%$  (approximately  $10$  MPa) over that of normal strength concrete ( $0.6\sqrt{35} = 3.5$  MPa) is approximately  $2.8$ , is relatively close to the compressive strength ratio equal to  $3.1$  ( $110$  MPa /  $35$  MPa). This implies that the bearing capacity of UHPFRC in front of ribs increases approximately at the same rate as the tensile capacity. Consequently, before splitting failure of concrete cover is reached with UHPFRC, all ribs contribute to resist the applied load contrarily to unconfined high strength concrete for which only the first ribs may be consider, as indicated by Azizinamini [36].

For a splice length of  $10 d_b$ , UHPFRC with  $V_f = 4\%$  exhibited the highest mean bond stress equal to  $10.3$  MPa. The bond stress magnitude reached in lap splice tests is significantly lower than those reported on similar UHPFRC obtained from pull-out tests with short bond lengths in which values ranging between  $40$  to  $69$  MPa were obtained [10, 11]. However, the direct tension lap splice specimens used in this study with long splice lengths ( $> 5 d_b$ ) produce a more realistic value of the bond performance that can be developed in real reinforced concrete members in which both the reinforcing bars and the surrounding UHPFRC are in tension.

In Figure 4.9, the bar stress ratio ( $f_s/f_y$ ) at the internal reinforcing bars (designated IR) are plotted versus the transverse strain measured on opposite faces ( $f1$  or  $f3$ ) at the bottom end of the lap splice specimen for the same specimens retained for illustrating the cracking pattern evolution in Figure 5 (Series bar diameter of  $35$  mm,  $l_s = 10 d_b$ ). The maximum stress  $f_{s,max,av}$  represents the average stress of the four reinforcing bars. Curves are shown up to peak load. Results of this analysis show that the overall transverse strain evolution with the increase in steel stress ratio in the bar can be characterised mainly by two stages.

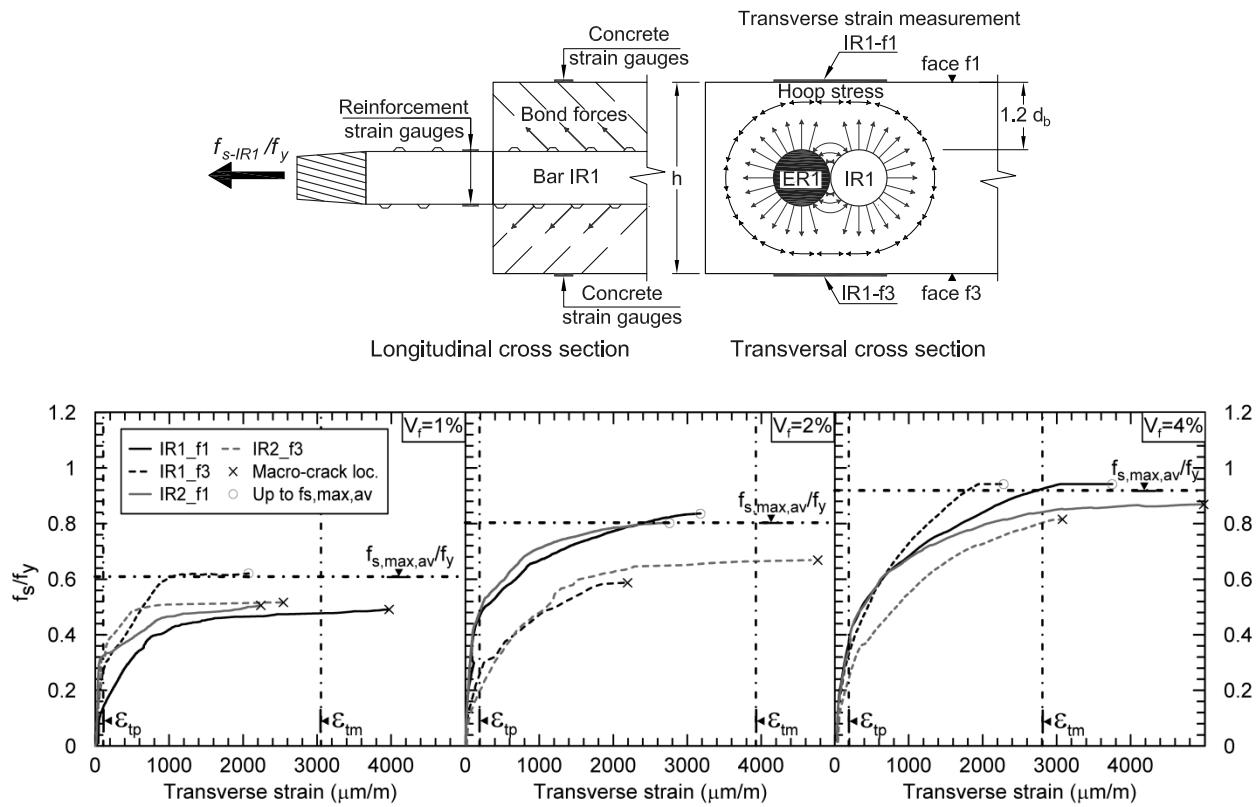


Figure 4.9 : Steel stress ratio at inner reinforcing bars vs transverse strain at  $1.25 d_b$  from the lap splice end ( $d_b = 35$  mm and  $l_s = 10 d_b$ )

The first stage, in which the steel stress ratio increases significantly up to a certain deformation threshold ( $\approx 200 \mu\text{m}/\text{m}$ ), corresponds to substantially the elastic strain limit reached from the direct tensile test on UHPFRC. Beyond this threshold, the gain in strength progresses until it reaches the maximum steel stress that can be developed according to the fibre dosage with large inelastic strain in the UHPFRC. In this second stage, for an equivalent transverse strain rate, increasing the fiber content allowed to increase the stress level developed by the reinforcing bars. This observation shows that the transverse strain evolution during the bar loading follows the same trend as the tensile behaviour of UHPFRC under direct tension. Indeed, although the orientation of the strain gauges does not directly corresponds to the direction of the tensile principal stresses. Figure 4.9 emphasises the participation of UHPFRC cover in tension around spliced bar to counterbalance the radial bursting pressure (indirectly related to the bond strength) generated by the action of ribs. For each test, it can be seen that despite the initiation of macro cracks at the end of faces (captured by loss of strain gauge reading, marked by a cross symbol in Figure 4.9), the UHPFRC cover surrounding lap splice bars continues to contribute to the

increase in the maximum bond strength. As an example, two splitting macro-cracks started to progress in specimen 35-F2-10D, from both inner reinforcing bar IR1 and IR2, face f3, at a bar stress ratio of 0.59 and 0.67 respectively (Figure 4.5). Nevertheless, strains recorded on the opposite face (f1) show that after this stress threshold reached, bar stress still continued to increase due to the bridging effect that controlled the splitting crack opening on face f3.

This additional information indicates that it is not only the high tensile strength of UHPFRC which improves the bond performance in lap splices, but also their ability to offer ductile softening during macro-crack propagation. These facts are well supported by Figure 4.10 showing specimen 35-F2-18D multiple cracks that appeared behind a strain gauge and revealed through the polymethylmethacrylate adhesive used. This picture was taken at the end of a test in which splitting failure of the specimen was totally counteracted by the UHPFRC and in which bar yield strength was reached. It illustrates the excellent capability of UHPFRC to control the splitting crack opening.



Figure 4.10 : Multi fine-crack around spliced - Specimen 35-F2-18D from IR2\_F1 @  $F_{max}$

#### 4.5.4 Bar size effect on bond strength

To study the size effect on bond strength of deformed bar in UHPFRC, all specimen sizes and geometries were scaled according to the bar diameter. Despite the fact that the specimens could not be tested with the same maturity, no real effect of bar diameter between bar diameter of 25 mm and 35 mm was noted on the normalised bond strength.

Ichinose et al. [37] stated that the size effect of deformed bar on the bond strength is mainly attributable to the brittle cracking around the bars rather than the local crushing of concrete of the bar lugs. From their experimental program on splice tests with normal strength concrete, they found that the size effect diminished as the confinement effect increased, either due to the increase in cover concrete or the addition of stirrups.

In the present experimental program, the inspection of the concrete imprint did not reveal any concrete crushing in front of ribs. Moreover, it has been shown in Figure 4.7 that UHPFRC specimens failed by the development of a progressive splitting crack. From the aforementioned observations, it can be stated that the mechanical properties of UHPFRC are such that the effect of bar size on bond strength is negligible. However, a more extensive experimental program with greater diameter range of bars is recommended to confirm more precisely the size effect on bond strength of deformed bar embedded in UHPFRC.

### 4.6 Perspectives

Figure 4.11 shows the overall performance of direct tensile lap splice specimens embedded in UHPFRC with different volume fraction of fibres of this study in comparison to experimental results from literature for: (1) similar specimens with NSC, (2) similar specimens and beam splice specimens with HSC.

The selection of tests is listed in Table 4.5. All the tests selected were not confined by transverse reinforcement, and with the concrete cover to bar diameter ratio ranged from 1 to 1.5  $d_b$ . This comparison shows the overall contribution of the fibres in a UHPFRC for improving the bond strength with a short lap splice length, keeping in mind that the experimental results provide the lower limit of bond strength that can be developed by a real lap splice configuration. It can be seen that in case of short splice length (20  $d_b$ ) in unconfined NSC, the bar yielding is far from being reached [29].

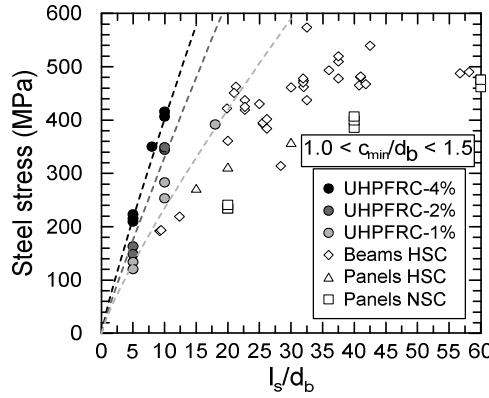


Figure 4.11 : Summary of the available experimental data from lap splice specimens under tension without confining reinforcement with small clear cover

It is worth mentioning that the tensile strength and strain-hardening properties of UHPFRC depend on the real fibre content, distribution and orientation in the cast element. For a given volume fraction of fibres, several studies have highlighted a wide scatter in the mechanical properties under uniaxial tensile tests. Indeed, for very unfavorable orientation conditions, when the majority of the fibres are oriented parallel to the cracking plane, UHPFRC strain hardening greatly reduced and a decrease of more than 50% of the peak tensile strength was observed [11, 38]. In the context of local applications of UHPFRC in a highly stressed lap splice applications, it is recommended to select a high fibre dosage not less than 3% to ensure a certain distribution and effectiveness of fibres regardless of the location in the element.

Table 4.5: Lap splice specimens with small  $c_{min}/d_b$  without confining reinforcement

References	Spec. type	Nb. of tests	$l_s/d_b$ (-)	$c_{min}/d_b$ (-)	$f_c$ (MPa)
Zuo/Darwin [40]	Beam HSC	6	20-23	1.35-1.50	99.3-99.6
Burkhardt [28]	Beam HSC	3	37.5-42.5	1-1.13	97-118
Azizinamini et al. [35]	Beam HSC	15	9.2-56.7	0.98-1	95.6-107
Hegger/Burkhardt [41]	Beam HSC	1	37.5	1	100
Azizinamini et al. [36]	Beam HSC	7	9.5-58.2	1	95-104
Tepfers [2]	Beam HSC	2	32.5	1.13-1.19	90.9-97.6
Burkhardt [28]	Panel HSC	3	15-30	1	113
Richter [29]	Panel NCS	9	20-60	1.5	32-35

## 4.7 Conclusions

The objective of this paper was to experimentally investigate the contribution and influence of different volume fraction of fibres in UHPFRC on bond strength of tension lap splices. The test specimens consisted of two pairs of spliced bars cast into an UHPFRC prism without any transverse reinforcement. Three different volume fractions of fibres, 2 bar diameters and 5 different splice lengths were used. Based on the results of this study, the following conclusions can be drawn.

- The global behaviour of specimens has clearly shown that an increase in fibre content delay the onset and propagation of the first macro-cracks in lap splice and thus develop a much larger force in the bars. All the laps splice specimens, even at low fibre contents, showed an outstanding damage tolerance during post-cracking propagation.
- Steel yielding of commonly used reinforcement in North America can be ensured with UHPFRC-4% for a lap splice length of only  $12 d_b$  in presence of small cover/diameter ratio of  $1.2 d_b$ .
- An average bond stress superior to 10 MPa was obtained for all specimens with 4% of fibres.
- Increasing the volume fraction of fibres allowed to increase the stress magnitude developed by the reinforcing bars. For a given splice length of  $10 d_b$ , an increase of the fiber content from 1% to 2% and 4% led to a considerable increase of ultimate bond stress of 29% and 53% respectively.
- For each fibre dosage a consistent increase of bar stress was observed with increasing splice length. However, the general trend indicates that the increase in splice strength is not perfectly linearly proportional to the splice length.
- The evolution of transverse strain measured on the concrete surface close to the end of splices with respect to the evolution of the bar force is strongly related to the tensile behaviour of UHPFRC under direct tension. Strain hardening/softening behaviour of UHPFRC allows to increase the bond strength even after splitting macro cracks are initiated, but also limits the progression of cracks and makes splitting bond failure more ductile.

- No real effect of bar diameter between bar diameter of 25 mm and 35 mm was noted on the normalised bond strength.

These findings demonstrates clearly the potential of using UHPFRC to offer new solutions for lap splice connections; either to reduce dramatically the joint length to connect prefabricated structural elements, or to efficiently retrofit deficient lap splice connections in existing structures. Using UHPFRC locally in short lap splice regions in reinforced concrete shows an optimal use of this material.

## 4.8 Acknowledgement

The financial supports provided by Quebec Ministry of Transportation, Natural Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC), through the Canadian Seismic Research Network (CSRN) and the discovery Grant programs are gratefully acknowledged. The research was carried out in Polytechnique Montreal Hydro-Québec Structures Laboratory. Some materials were graciously provided by Bekaert and Euclid. The authors would like to express their gratitude to the technical staffs of Polytechnique Montréal Hydro-Québec Structures Laboratory for their valuable assistance during the preparation and testing of the specimens.

## 4.9 References

- [1] Plizzari GA, Marchina E, Giuriani E. Experimental study of splitting and flexural cracks in a RC beam with overlapped splices. *Mater Struct.* 1996;29(1):19-27. DOI: 10.1007/BF02486003
- [2] Tepfers R. A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars. Ph.D thesis. Goteborg, Sweden: Chalmers University of Technology; 1973. p. 328
- [3] Harajli MH, Gharzeddine O. Effect of Steel Fibers on Bond Performance of Steel Bars in NSC and HSC under Load Reversals. *J Mater Civil Eng ASCE.* 2007;19(10):864-73. DOI: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2007)19:10(864)
- [4] Plizzari GA. Bond and splitting crack development in normal and high-strength fiber-reinforced concrete. In: Proceeding of the 13th ASCE Engineering Mechanics. The Johns Hopkins University, Baltimore, MA, USA; June 13–16, 1999. p. 1-9.
- [5] Habel K, Charron J-P, Braike S, Hooton D, Gauvreau P, Massicotte B. Ultra-high performance fibre reinforced concrete mix design in Central Canada. *Can J Civil Eng.* 2008;35:217-24. DOI: 10.1139/L07-114
- [6] Charron J-P, Denarié E, Brühwiler E. Permeability of ultra high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC) under high stresses. *Mater Struct.* 2007;40(3):269-77. DOI: 10.1617/s11527-006-9105-0

- [7] Heshe G. Experimental Research on Compact Reinforced Composite (CRC) Beams. *Bygningssstatiske Meddelser*. 1988;59(1):1-80.
- [8] Aarup B, Jensen BC. Bond Properties of High-Strength Fiber Reinforced Concrete. *ACI J SP*. 1998;180:459-72.
- [9] Kurita M, Shioya T, Yoshitake K, Tanaka H, Aarup B. Properties of steel fiber-reinforced cementitious composites with 70 to 180 MPa of compressive strength. In: Proceeding of the 1<sup>st</sup> fib congress. Osaka, Japan; October 13-19, 2002. p. 1-6.
- [10] Leutbecher T. Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC). Ph.D thesis. Kassel, Germany: Kassel University; 2007. p. 244 (in German)
- [11] Oesterlee C. Structural response of reinforced UHPFRC and RC Composite Members. Ph.D thesis. Lausanne: École Polytechnique Fédérale de Lausanne; 2010. p. 136 DOI: 10.5075/epfl-thesis-4848
- [12] Chao S-H, Naaman AE, Parra-Montesinos GJ. Bond behavior of reinforcing bars in tensile strain-hardening fiber-reinforced cement composites. *ACI Struct J*. 2009;106(6):897-906. DOI: 10.14359/51663191
- [13] Lagier F, Massicotte B, Charron J-P. Bond splitting of lap splice embedded in ultra high fibre reinforced concrete under direct tension. In: Proceeding of the 4<sup>th</sup> Bond in Concrete 2012: Bond, Anchorage, Detailing. Brescia, Italy; June 17-20, 2012. p. 351-8.
- [14] Massicotte B, Boucher-Proulx G. Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with UHPFRC jackets. In: Proceeding of the 7<sup>th</sup> RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: design and applications - BEFIB. Chennai, India; September, 2008. p. 969-75.
- [15] Massicotte B, Dagenais M-A, Lagier F. Performance of UHPFRC jacket for the seismic strengthening of bridge piers. In: Proceeding of the 2<sup>nd</sup> Int Symp on UHPFRC Designing and building with UHPFRC: from innovation to large-scale realizations. Marseille, France; October, 2013. p. 1-11.
- [16] Massicotte B, Dagenais M-A, Lagier F. Strengthening bridge piers using Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete. In: Proceeding of the 7<sup>th</sup> National Seismic Conference on Bridges and Highways. Oakland, USA; May, 2013. p. 1-12.
- [17] Dagenais M-A, Massicotte B. Tension Lap Splices Strengthened with Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concrete. *J Mater Civil Eng ASCE*. 2014;(published online). DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001169
- [18] Dagenais M-A. Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de pont par chemisage en béton fibré à ultra haute performance (Seismic retrofitting of bridges piers with deficient lap splices using UHPFRC). PhD. Montréal, Canada: Polytechnique Montréal; 2014. p. 261 (in French)
- [19] Massicotte B, Dagenais M-A, Garneau J-F. Bridge pier seismic strengthening using UHPFRC. In: Proceeding of the 9th international conference on short and medium span bridges. Calgary, Canada; July 15-18, 2014. p. 1-15 (paper 355)
- [20] Cheung AK, Leung CK. Effective joining of pre-cast concrete slabs with self-compacting HSPFRC. *J Adv Concr Technol*. 2011;9(1):41-9. DOI: 10.3151/jact.9.41

- [21] Harryson P. High performance joints for concrete bridge applications. *Struct Eng Int.* 2003;13(1):69-75. DOI: 10.2749/101686603777964982
- [22] Graybeal B. Behavior of Ultra-High Performance Concrete connections between precast bridge deck elements. In: Proceeding of 2010 Concrete Bridge Conference: Achieving Safe, Smart & Sustainable Bridges. Phoenix, USA; February, 2010. p. 1-13.
- [23] Maya LF, Zanuy C, Albajar L, Lopez C, Portabella J. Experimental assessment of connections for precast concrete frames using ultra high performance fibre reinforced concrete. *Constr Build Mat.* 2013;48:173-86. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2013.07.002
- [24] Goto Y, Otsuka K. Experimental studies on cracks formed in concrete around deformed tension bars. *Tech Rep Tohoku Univ.* 1979;44(1):49-83.
- [25] Skorobogatov S, Edwards A. The influence of the geometry of deformed steel bars on their bond strength in concrete. *ICE Proc.* 1979;67(2):327-39.
- [26] Jones K. An investigation of the factors influencing the distribution of splitting stress around tensile lapped splices. Ph.D thesis. Edinburgh, Scotland: Heriot-Watt University; 1993. p. 323
- [27] Cairns J, Jones K. The splitting forces generated by bond. *Mag Concr Res.* 1995;47(171):153-65. DOI: 10.1680/macr.1995.47.171.153
- [28] Burkhardt CJ. Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton (Behavior of lap splices in high strength concrete). Ph.D thesis. Aachen, Germany: RWTH Aachen University; 2000. p. 190 (In German)
- [29] Richter BP. A new perspective on the tensile strength of lap splices in reinforced concrete members. M.Sc. thesis. West Lafayette, USA: Purdue University; 2012. p. 165
- [30] CSA. Billet-steel bars for concrete reinforcement. CAN/CSA G3018-M92 (R2007). Canadian Standards Association. Toronto, ON, Canada; 2007.
- [31] ASTM. Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products - Annex A9 Methods for testing steel reinforcing bars. A370. ASTM West Conshohocken, PA, USA; 2010.
- [32] Braike S. Conception d'éléments préfabriqués de pont avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance (Design of precast deck with high and ultra high performance fibre reinforced concrete). M.Sc. thesis. Montréal, Canada: Polytechnique Montréal; 2007. p. 255 (in French)
- [33] ASTM C39. Standard Test Method : Compressive Strength and Static Modulus of Elasticity, Poisons Ratio of Concrete in Compression. C39/C39M and C449/C469M. ASTM West Conshohocken, PA, USA; 2010.
- [34] Naaman A, Reinhardt H. Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response. *Mater Struct.* 2006;39(5):547-55. DOI: 10.1617/s11527-006-9103-2
- [35] Azizinamini A, Pavel R, Hatfield E, Ghosh S. Behavior of lap-spliced reinforcing bars embedded in high-strength concrete. *ACI Struct J.* 1999;96(5). DOI: 10.14359/737
- [36] Azizinamini A, Stark M, Roller JJ, Ghosh SK. Bond performance of reinforcing bars embedded in high-strength concrete. *ACI Struct J.* 1993;90(5):554-61. DOI: 10.14359/3951
- [37] Ichinose T, Kanayama Y, Inoue Y, Bolander JE. Size effect on bond strength of deformed bars. *Constr Build Mat.* 2004;18(7):549-58. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2004.03.014

- [38] Delsol S, Charron J-P. Numerical modeling of UHPFRC mechanical behavior based on fibre orientation. In: Proceedings of the RILEM-fib-AFGC International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete. Marseille, France; October 1-3, 2013. p. 679-88.
- [39] CSA. Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens. CAN/CSA A232-13C-09. Canadian Standards Association. Toronto, ON, Canada; 2009.
- [40] Zuo J, Darwin D. Splice Strength of Conventional and High Relative Rib Area Bars in Normal and High-Strength Concrete. ACI Struct J. 2000;97(4):630-41. DOI: 10.14359/7428
- [41] Hegger J, Burkhardt CJ. Tragverhalten von Übergreifungsstößen zug- und druckbeanspruchter Betonstähle in hochfestem Beton (Structural behavior of lap splices under tension and compression in high strength concrete). Report Nr. 48/98. Aachen, Germany: RWTH Aachen University; 1998. p. 181 (in German)

**CHAPITRE 5 ARTICLE 2 : EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF  
BOND STRESS DISTRIBUTION AND BOND STRENGTH IN  
UNCONFINED UHPFRC LAP SPLICES UNDER DIRECT TENSION**

**Fabien Lagier, Bruno Massicotte, Jean-Philippe Charron**

Polytechnique Montréal, Québec, Canada

**Paper submitted to Cement and Concrete Composite on June 29<sup>th</sup> 2015**

**Corresponding Author:**

Bruno Massicotte  
Department of Civil, Geological and Mining Engineering  
Polytechnique Montreal  
B.O. Box 6079, Station Centre-ville,  
Montreal, QC, Canada, H3C 3A7

Tel.: +1 (514) 340-4711 Ext. 4501  
Fax: +1 (514) 340-4711  
Email : [bruno.massicotte@polymtl.ca](mailto:bruno.massicotte@polymtl.ca)

## 5.1 Abstract

Several studies on tension lap splices have shown the improvement of bond strength using Ultra-high performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC). The bridging effect of fibres on cracks improves the bond splitting strength substantially in comparison to normal concrete. This paper investigates the influence of fibre content on the strength of tension lap splice of reinforcing bars in UHPFRC without additional transverse reinforcement. Different splice lengths and UHPFRC mixes were tested. Internal strain measurement was used to capture the force transfer mechanism and the evolution of longitudinal strain distribution and associated bond stresses. The bond performance is clearly related to the pre- and post-cracking tensile capacity of UHPFRC. At a distance exceeding  $2 d_b$  from bar extremities, bond stress distribution at failure displayed a quasi-constant value regardless of the lap splice length up to  $10 d_b$ . This reveals for short lap splices that the bearing action of all ribs along the splice length contributes equally in resisting the applied force. This experimental program provides experimental results for understanding the local force transfer mechanism in UHPFRC lap splice and contribute for further developments on bond in UHPFRC.

## 5.2 Introduction

In most practical circumstances, the ultimate bond strength of lap splices is controlled by the member splitting strength due to the bursting forces generated by the ribs of the deformed bars. Tensile strength of concrete is of major importance in such a situation. The development of new generation of concrete such as Ultra-High Performance Fibre Concrete (UHPFRC) offers new solutions for lap splice connections. UHPFRC are mainly characterised by their outstanding ductile tensile properties [1] and extremely low permeability [2]. The role played by splitting cracks in bond failure of lap splice regions emphasizes the importance to control the tensile hoop stresses surrounding lapped bars [3]. Through the improvement of the tensile strength and ductility of UHPFRC, several studies have shown that it is possible to significantly reduce the splice length required to develop the yield strength of reinforcement [4-10] and even reach reinforcing bars ultimate strength [11]. These results allow developing new specifications for connections that could have a particularly strong impact on the design of precast concrete elements for bridges [12] and buildings [10]. Using UHPFRC as a material joint connection

simplifies construction details, reduces on site labour work and overall enhances connection durability. Other researches [13, 14] have shown that the most promising retrofit solution for existing bridge piers consists of simply replacing brittle normal concrete cover by a UHPFRC cover all along the surrounding lapped bars at the base of bridge piers. This technique allows eliminating seismic deficiencies such as deficient lap splice reinforcement and stirrup detailing by eliminating the brittle splitting mode of failure, cover spalling and bar buckling [15], thereby allowing to reach bar yielding and finally providing the desire seismic ductility to the structural element. The aforementioned research programs were mainly focused on a global perspective to quantify structural element performance improvement conveyed by UHPFRC lap splice. Despite the knowledge gained on the bond strength of UHPFRC in lap splice regions, to the authors' knowledge no experimental program has yet been devoted to examine the local mechanisms in tension lap splice with UHPFRC and the contribution of UHPFRC tensile properties.

For improving the comprehension of bond mechanisms in UHPFRC, an experimental research program was performed at the local level by isolating the lap splice region. For determining the contribution of UHPFRC only, no other reinforcement was provided and the bars were surrounded by a constant thickness concrete cover. The direct tensile lap splice testing procedure adopted provides a relatively simple approach to isolate lap splice zones and enables to reproduce the state of stress obtained in large beam specimens where concrete and steel are jointly subjected to direct tension [16]. This specimen configuration imposes all the tensile force transfer to occur through this isolated element.

The main objective of this research is to determine the contribution of UHPFRC to overcome splitting cracks. To meet the objective, the actual bond stress distribution was obtained by internal strain measurement. This method is the only technique that allows deducing the bond characteristics of steel-concrete interface while maintaining the reinforcing bar surface devoid of any instrumentation system. Through internal strain gauges, a fine detail measurement of steel strain, stress and bond stress were obtained.

In most design codes, semi-empirical statistical approaches have been adopted to determine the bond strength of lap splice. Although these equations are used to reflect the major parameters controlling the strength of a lap splice, their application is restricted to the field of experimental

study for which they were derived. Consequently, whenever a new material is introduced, such as UHPFRC, these equations become totally unusable.

The present experimental program aims to give rigorous and comprehensive bond behaviour that would contribute to developing rational bond strength prediction in UHPFRC from fundamental understanding. Three UHPFRC mixes with different fibre contents and tensile behaviour were selected to reflect a wide spectrum of UHPFRC being available on the market. To some extent, the results of this study can be transposed to other UHPFRC presenting direct tensile behaviour similar to those tested in this research project.

Finally, this study can constitute a useful database for further researches to validate numerical bond simulations with tri-dimensional detailed bond models with UHPFRC.

## 5.3 Experimental program

### 5.3.1 Specimen details

For most typical situations of anchorages and splices in reinforced concrete structures, the state of stress in concrete around reinforcement is in tension. The classic pull-out test fails to simulate actual bond condition that occurs in most structural application due to the lateral confining pressure induced along the concrete-reinforcement interface. Using specimen configuration in which reinforcing bars and concrete are in tension is fundamental to allow a direct identification of the mechanical properties of the bond at the interface. The specimen configuration adopted in this study consists of two pairs of lapped bars cast into a UHPFRC prism that are pulled apart. This test specimen was first adopted by Goto [17] to locally study the crack formation in the concrete surrounding spliced bars, and later used in various studies on bond [18-22]. This specimen configuration corresponds to the local analysis of typical application of UHPFRC in structural members in which the system mechanical strength is mainly governed by the tensile bond performance of lap splice such as in joints between precast elements [12], in column jacketing [15], etc. For isolating the contribution of UHPFRC tensile characteristics on bond performance, no transverse reinforcement was provided allowing for the total splitting force generated in the lap splice to be resisted only by the tensile stress developed in the UHPFRC cover. All the specimens were deliberately configured to ensure that the reinforcing bars did not reach yielding prior to bond failure to allow gathering data on the ability of different UHPFRC to

control and dissipate splitting crack opening due to splitting failure. The specimen dimension and lap splice configuration were designed so that the main splitting crack would occur within the concrete cover perpendicular to the specimen plane.

The main parameters of the study are the UHPFRC fibre content and the splice length. Deformed 25 mm diameter bars were selected. The specimen cross section was 85 mm thick and 285 mm wide, with a concrete cover of 30 mm for all the specimens, typical of existing structure detail. This corresponds to 1.2 bar diameter ( $d_b$ ) for the bar size selected in this test series.

Three different UHPFRC were tested with 1, 2 and 4% of fibre volume fractions,  $V_f$ . A total of 7 specimens were tested in the experimental program. The notation system used to designate each specimen allows identifying the two main parameters: “Fx-yD”, in which “x” designates the fibre volume fraction in percent and “y” the splice length in term of bar diameter. External and internal reinforcing bars are denoted ER and IR respectively as illustrated in Figure 5.1a. Specimen front face (f1, f3) and side face (f2, f4) identifications are reported on Figure 5.1b.

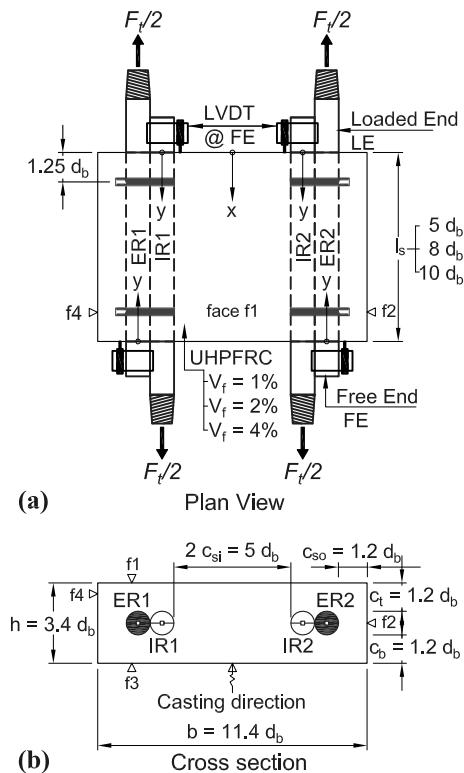


Figure 5.1 : Details of test specimen

### 5.3.2 Materials, mix proportions and curing

The reinforcing bars were made of Grade 400 steel commonly employed in North America and conformed to CSA standard [23] requirements. Geometrical and mechanical properties obtained from three samples tested in agreement with ASTM A370 [24] are summarized in Table 5.1. The cross sectional area reported in Table 5.1 represents the average measured value of the reinforcing bar.

Table 5.1 : Detailed bar characteristics and properties

Nominal diameter, $d_b$ (mm)	25
Core diameter, $D$ (mm)	23.4
Average rib depth, $h_r$ (mm)	1.7
Base rib width, $a_r$ (mm)	5.5
Top rib width, $b_r$ (mm)	2.5
Rib spacing, $s_r$ (mm)	17.0
Rib face angle, $\theta$ (°)	49
Relative rib area, $R_r$ (-)	0.094
Cross-sectional area, $A_b$ (mm <sup>2</sup> )	484
Nominal Young modulus, $E_s$ (GPa)	200
Measured yield strength, $f_y$ (MPa)	460
Measured ultimate strength, $f_u$ (MPa)	659

The three concrete mixes summarised in Table 5.2 were developed in a previous project [25]. Fibre reinforcement consisted of straight steel fibres ( $L_f = 10$  mm,  $d_f = 0.2$  mm), with a tensile strength of 2600 MPa. Variation in steel fibre volume fraction was compensated by adjusting the sand dosage without changing the W/B ratio. Specimens were cast into wood forms and specific precautions were taken to ensure proper bar alignment. UHPFRC was poured from one location at the centre of the front face f3. No vibration was employed because the UHPFRC mixes displayed a self-consolidating mixture allowing an excellent workability. Just after casting, the forms were sealed with a plastic film. During the curing process, specimens were placed on rollers to avoid any external restraint. After demoulding at day one, specimens were subjected to a six-day moist cure after which specimens were stored under laboratory conditions until the testing day.

Table 5.2 : Concrete mix design of UHPRFC for different fibre contents.

$V_f$ (%)	Fibres (kg/m <sup>3</sup> )	W/B (-)	Cement (kg/m <sup>3</sup> )	S. F. (kg/m <sup>3</sup> )	Sand (kg/m <sup>3</sup> )	Superplast. (kg/m <sup>3</sup> )	Water (kg/m <sup>3</sup> )
1	78	0.20	1012	253	687	30	235
2	156	0.20	1011	253	660	32	234
4	312	0.20	1007	252	604	46	225

Material characterisation specimens were submitted to the same curing conditions. Properties were measured at 28 days and on the day of the lap splice specimen testing. Compressive strength,  $f_c$  and Young's modulus,  $E_c$ , were determined from 102×203 mm cylinders according to ASTM C469 and ASTM C469 [26], respectively. Direct tensile strength was obtained from dog bone specimens with a constant cross section of 100×50 mm over a length of 300 mm. Dog bone specimens were produced using several layers over the 50 mm thickness to obtain an appropriate preferential fibre orientation parallel to the applied tensile force. A minimum of three replicate samples for each batch were tested to determine the average compressive strength and the mean behaviour in tension. Young's modulus was obtained from one test only. The main mechanical properties of the UHPFRC for each specimen are reported in Table 5.3. Figure 5.2 presents the idealised average direct tensile curves behaviour of the dog-bone specimens for the seven UHPFRC batches. Experimental response of the pre-peak were simplified by a trilinear curve as proposed by Naaman et al. [27]. Error bars on markers reflect the scatter between test specimens of a same batch. These responses give the optimum tensile strain-hardening behaviour for each mixes with a major preferential orientation and must be considered as the upper limit for each mix.

Results in Figure 5.2 illustrate that fibre content affects the stress at the beginning of the strain hardening behaviour, strain hardening modulus (noted as  $E_{c,H}$  in Table 5.3) and the maximum tensile strength ( $f_{tm}$ ). All fibre dosages exhibited a strain hardening behaviour with a maximum strain before localisation of a macro-crack ( $\epsilon_{tm}$ ) ranging on average from 10 to 20 times the paste cracking strain ( $\epsilon_{tp}$ ). The hardening stage must be considered as an equivalent pseudo-plastic phase characterised by very fine microcracks. It is worth mentioning because the values of  $\epsilon_{tm}$  are of the same order of magnitude as reinforcement yield strain, that exceptional strain compatibility

is expected between steel reinforcement and UHPFRC, leading to much better bond performance than a conventional concrete.

Table 5.3 : Splice specimen properties and test results

Specimen	$V_f$ (%)	$l_s$ (-)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$f_{tm}$ (MPa)	$\varepsilon_{tm}$ ( $\mu\text{m}/\text{m}$ )	$E_{c,H}$ (GPa)	$f_s$ (MPa)	$u$ (MPa)
F1-5D	1	5	132.3	36.7	5.66	1871	0.508	134	6.6
F1-10D	1	10	138.0	36.2	5.26	1879	0.316	283	7.0
F2-5D	2	5	119.6	37.8	8.27	3130	0.456	164	8.1
F2-10D	2	10	126.3	36.0	8.12	2655	0.412	345	8.5
F4-5D	4	5	115.5	32.0	12.79	2505	1.801	224	11.0
F4-8D	4	8	106.2	36.6	10.48	2013	1.321	350	10.8
F4-10D	4	10	115.1	36.8	13.04	2292	2.032	416	10.3

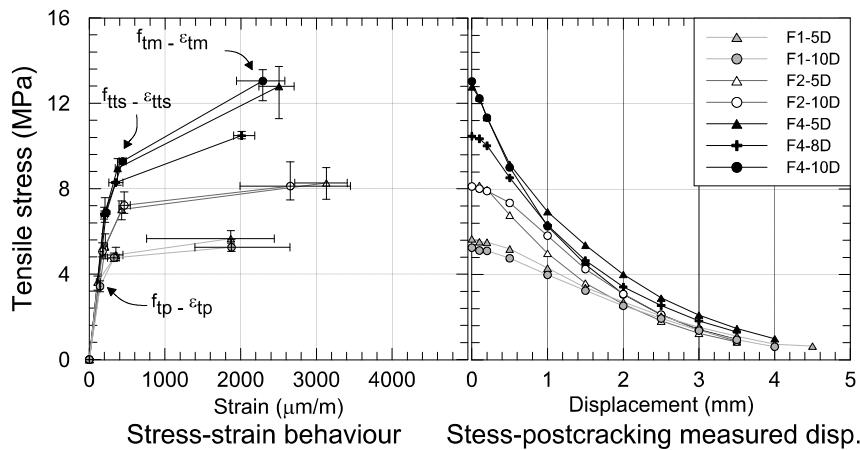


Figure 5.2 : Idealised tensile properties of UHPFRC batches at 28 days

### 5.3.3 General instrumentation

A total of eight transverse strain gauges per specimen (with a 50 mm gauge length) were installed on concrete surface at  $1.25 d_b$  from each end on the front faces of specimen (f1 & f3), perpendicularly to the axis of the splice joint (see Figure 5.1). This instrumentation was selected to determine the transverse strain magnitude sustained by the UHPFRC cover related to the radial pressure exerted by the ribs on concrete before splitting crack localisation. A total of eight linear potentiometers were also installed above the concrete strain gauge to measure the crack opening during the post-peak behaviour following crack localisation. The loaded end and free end slip of the reinforcing bars were measured by means of LVDTs mounted on a support block attached to

the steel reinforcement. The specimen faces were painted in white to detect the onset of cracking on the specimen surface.

### 5.3.4 Internal reinforcing bar strain measurement

The experimental procedure was aimed at better understanding the bond stress distribution and the associated bond strength mechanisms in UHPFRC. Detailed evaluation of bond strength and bond performance is complex, as its magnitude is influenced by several factors. The bar stress variation along the bars was achieved with an internal groove in the reinforcing bar which enables maintaining the continuity of contact between the outer surface of reinforcement and concrete. Internal strain measurement was performed because it is an efficient solution to provide realistic bond behaviour without any disruption at the steel-concrete interface [28-34]. This method is the only way to measure the variation of the strain in reinforcement without interfering the desired properties of interface.

From two milled half-bars, longitudinal 4 mm wide and 2 mm deep grooves were milled in each half bar (see Figure 5.3) to install 3 mm long strain gauges. Then, the two instrumented half bars were joined together with epoxy glue. The bar with internal groove was intentionally milled to obtain the same cross-sectional area  $A_s$  of the original bar. Depending on the specimen length, the gauges were spaced at 11.5 or 23 mm centre-on-centre along the splice length, with the first gauge positioned within the first 10 mm. The gauges were placed alternately on the upper and lower faces of the groove as shown in Figure 5.3.

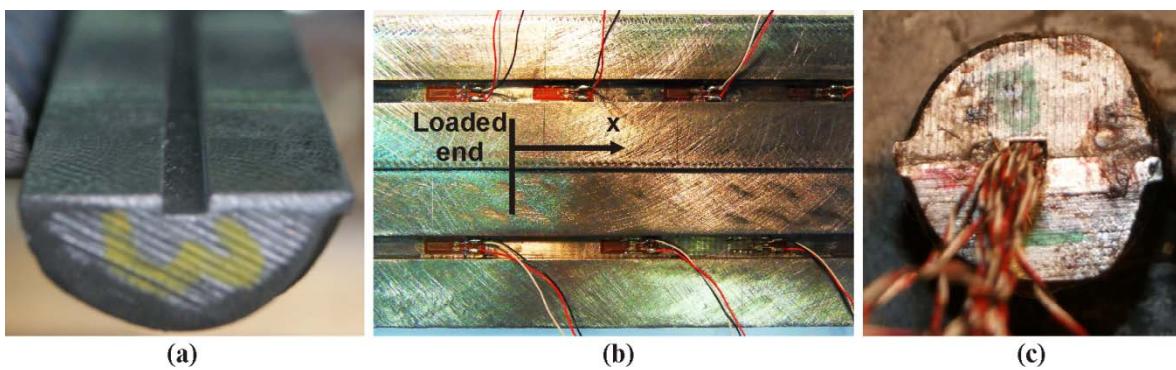


Figure 5.3 : Internal instrumentation, (a) half bar milled and grooved, (b) typical gauge arrangement of bar ER1, (c) wires at glued bar end

Gauges were also installed on each side of the groove on each bar loaded end outside concrete to determine the applied load. Reinforcing bar strains were recorded from the day of concrete casting up to the tensile test. This allowed measuring bar stress that developed during the curing period, as a direct consequence of UHPFRC volumetric changes due to thermal variation, and autogenous and drying shrinkage, coupled with the beneficial effect of the UHPFRC creep and relaxation under tensile stress at early age considering the elastic modulus variation in time.

### 5.3.5 Test set-up and Test procedure

Steel bars were fixed to a rigid steel beam system via threaded rods and couplers to ensure that both spliced bars were subjected to the same displacement. The rigid beam system was installed into a 12MN servo-hydraulic digitally controlled testing frame. Load was applied by displacement control of the two top bars at a constant loading rate of 5 kN/min in the linear stage behaviour. During the test, all the measurements were recorded at the frequency of 1 Hz.

## 5.4 Results and discussion

### 5.4.1 Mode of failure

All specimens failed by splitting of concrete cover perpendicular to the lap splice plane before reinforcement yielding, following the common approach [35] adopted to predict the maximum splice strength as a function of splice length according to the confinement provided in the lap splice region. Because no transverse reinforcement was provided, the bond strength obtained is directly attributed to the confinement provided by the UHPFRC cover. This allows to properly examine the incident of the different tensile characteristics of UPHFRC such as tensile strength, strain-hardening and fracture energy for controlling bond strength and splitting failure. Results and discussions focus mainly on the lap splice behaviour until reaching the failure load.

The basic force transfer mechanism from one lapped bar to the other through UHPFRC occurs mostly from bearing of the bar ribs on the concrete contact surface [36]. In this test series, inspection of the concrete condition at the interface of deformed bar imprint did not reveal any sign of concrete crushing on the rib front in UHPFRC up to failure [37]. During the first loading step, the concrete cover counterbalances the radial bursting pressure with hoop tensile stresses that remain inferior to the paste tensile strength ( $f_{tp}$ ) that is significantly higher than for normal

strength concrete. Beyond this step, multiple fine microcracks, not visible to the naked eye unless revealed by techniques such as watering concrete surface, form on the concrete surface at the loaded end of the splice in the region where maximum radial pressure is exerted by the ribs. In the tests those fine cracks were only visible on the concrete surfaces around the strain gauges locations (see location Figure 5.1) due to the cracking of the transverse strain gauges adhesive, as shown in Figure 5.4a. Moreover, although not visible, it is expected that small internal cracks would normally form in the vicinity of the ribs as for normal concrete. However at this stage, the strain hardening characteristics of UHPFRC control the opening of these fine cracks and efficiently counterbalance the radial bursting pressure thereby allowing increasing of the bond strength.

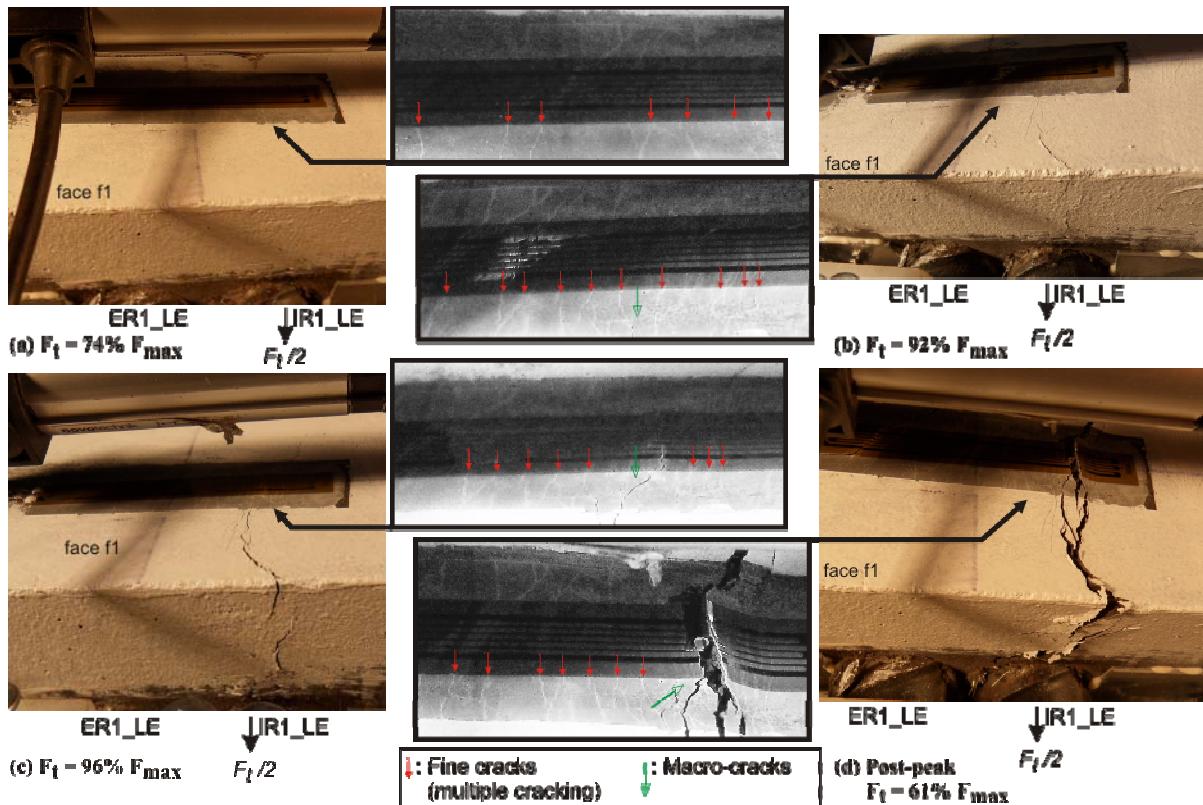


Figure 5.4 : Fine cracks and macro-cracks evolution at loaded end of bar IR1, face f1, specimen

F4-10D

The first visible fine splitting cracks occurred around 75 to 85% of the ultimate load and were mainly observed at the ends of internal bar (IR) as shown in Figure 5.4b. The combination of the radial pressure from the ribs with the effect of lapped bar eccentricity, induces the highest tensile stresses at this location. The splitting crack growth revealed that crack opening was larger on the concrete surface than in the vicinity of the bar (see Figure 5.4c and Figure 5.4d). The test set-up and specimen configuration provided an excellent observation of the splitting crack initiation directly from the end face of the specimens.

The longitudinal cracks progressed towards the centre along the lap splice through the concrete cover on the front faces (f1, f3) of the specimens. The higher the fibre content, the more efficient the fibre bridging effect contributed to control crack opening and propagation, enabling the lap splices to reach higher bond strength before failure. Figure 5.5 illustrates surface concrete cracking patterns at ultimate load (Face f1 only) of each test specimen of 5D and 10D series for the three fibre contents and with the differentiation between fine and macro-cracks.

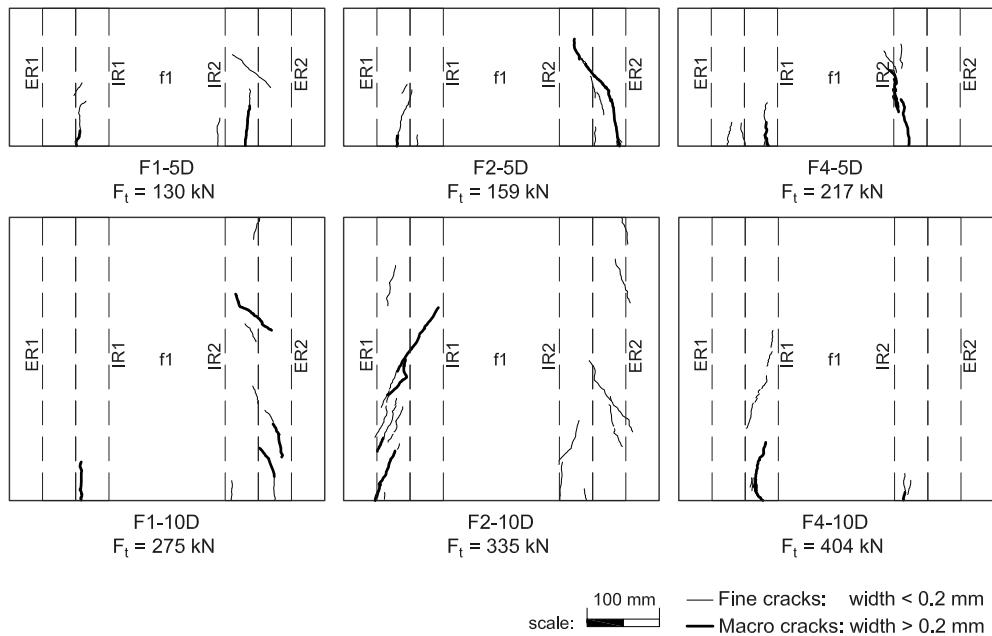


Figure 5.5 : Surface concrete cracking patterns (Face f1) in test series 5D and 10D at ultimate load

When the longitudinal cracks began to localise some cracks slightly grew oblique due to the external bars tendency to move outward. After reaching the maximum load, fibres in the matrix started to pull-out, allowing a softening bond failure. The failure was smooth and ductile. After

peak load, the bond strength decreased gradually due to the splitting crack propagation. This softening behaviour can be attributed to fibre bridging effect. Detailed study on the splitting crack opening behaviour on similar specimen with UHPFRC can be found in Lagier et al. [5]. All specimens show an outstanding damage tolerance during post-cracking propagation without any spalling of concrete (see Figure 5.4d).

### 5.4.2 Bond strength

Table 5.3 summarises the results of the tested specimens at ultimate load. Maximum bar stress and average bond strength values are reported. The average bond-stress  $u$  at failure is determined by assuming that bond is constant over the splice length, according to:

$$u = \frac{A_b f_s}{\pi d_b l_s} \quad (5.1)$$

where  $f_s$  is the bar stress and  $l_s$  the splice length.

From this experimental program all specimen with 4% fibre content showed a very similar average bond stress slightly superior to 10 MPa. This indicates that there is no drastic loss of effectiveness of the bond strength by doubling the splice length within the parameter range considered. Increasing the amount of fibres has a positive effect on the bond strength. As expected, using higher fibre dosage increases UHPFRC tensile properties and allows developing more important hoop stress in the surrounding concrete to counteract the outward pressure from ribs. For a given splice length of  $10 d_b$ , an increase of the volume fraction from 1% to 2% and 4% led to an considerable increase of the ultimate bond stress of 22% and 47% respectively. The test results indicate that UHPFRC with 4% fibre content steel stress over 400 MPa was reached, close to yielding. The splice length required to develop the yield strength can then be considerably reduced compare to current design requirement. In a previous study [5], a 4% fibre dosage was found to be sufficient to achieve reinforcement yielding for a splice length of only  $12 d_b$ . However reaching yielding is not the sole criteria and providing a ductile lap splice failure mode would necessarily lead to a safer and more efficient design, which was entirely achieved using high fibre content UHPFRC. More detailed information about post-cracking behaviour on similar specimens can be found in Lagier et al. [5].

### 5.4.3 Longitudinal steel strain and equivalent bond stress distribution

Experimental results presented in Table 5.3 can be better understood and interpreted from the bond stress distribution. Figure 5.6 shows an example of the strain distributions in the reinforcing bars (ER1, IR1, ER2, IR2) and the associated bond stresses along the specimen length for specimen F4-10D. The various loading levels are identified by different sets of markers corresponding to the experimental acquisition of strain gauges inside the reinforcing bar. From these experimental data point, a fourth degree polynomial curve fitting was applied (see Figure 5.6a and Figure 5.6c) to adequately describe the steel strain distribution. The second ordinate in Figures 6a and 6c shows the equivalent tensile stress in the bar. The loading level at 0% reflects the initial state of stress that corresponds to the end of the curing period due to the restrained shrinkage effect.

The close spacing of gauges (11.5 or 23 mm) inside the bars allowed capturing a very detailed strain distributions in the bar and provides an accurate determination of the associated bond stress distribution and its evolution under loading. Based on the equilibrium of forces, the bond stress between strain gauges can be calculated as follows:

$$\tau_j = \frac{E_s A_s}{\pi d_b} \frac{\varepsilon_{s,i+1} - \varepsilon_{s,i}}{y_{i+1} - y_i} \quad (5.2)$$

The bond stress calculation was performed according to each bar longitudinal axis with the axis origin located at the bar free end (Figure 5.1).

This relationship indicates that the bond stress distribution is directly proportional to the gradient of deformation between two strain measurement points. Bond stress is consequently very sensitive to a small variation of strain. Thus, the bond stress was determined directly as the derivative of the smoothed curve which results in a third degree bond curve, as presented in Figure 5.6b and Figure 5.6d.

Unlike tests conducted on normal concrete [32] and high strength concrete [21], it can be noted that there is very small discrepancies and irregularities between consecutive experimental measurements in UHPFRC specimens. No abrupt rise in the reinforcement strain related to the onset of transverse crack appears up to failure due to the pseudo plastic phase with a large strain capacity offered by UHPFRC ( $> 2000 \mu\text{m/m}$ ). In this context, the use of internal strain measurement is particularly relevant and its interpretation is greatly facilitated.

In all specimens the force difference at ultimate load between the two pairs of lapped bars was less than 10%, except for the specimen F2-5D in which a force difference of 12% was measured. As expected, steel strains are larger at the loaded end of the bars and reduce progressively towards the unloaded end, where bars are at zero strain. For all the specimens, the bars remained elastic because all tests were designed to have a splitting failure in the UHPFRC before yielding of reinforcing bars.

Early loading stages the initial stress condition due to the restrained shrinkage had a significant influence on the steel stress transfer distribution. At a loading level  $F_t = 25\%$ , the active bond stress was spread over approximately half of the available splice length. Figure 5.6b and Figure 5.6d show that higher bond stresses developed close to the loaded end of the bars at the beginning of the tests while low bond stresses were mobilised in the specimen middle zone. As loading increased, the bond stress distribution spread over the entire splice length.

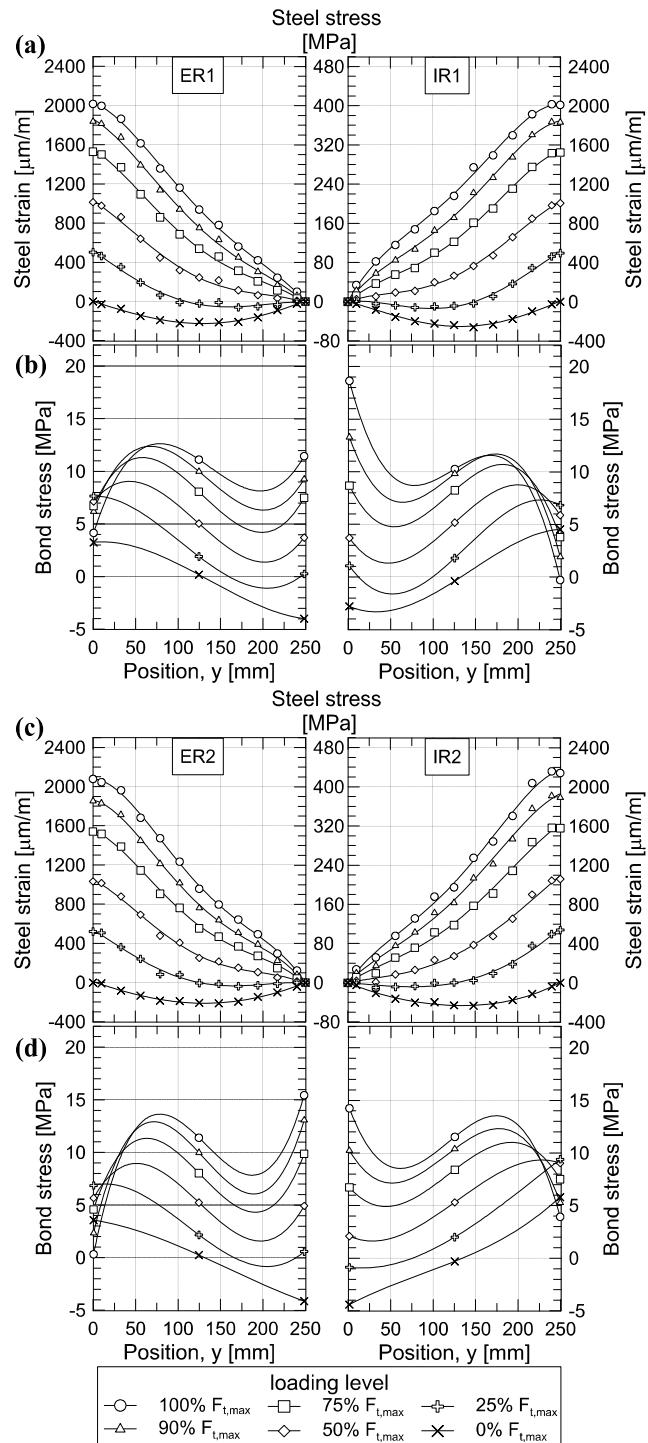


Figure 5.6 : Specimen F4-10D internal measurement at 0%, 25%, 50%, 75%, 90% and 100%  $F_{t,\max}$ ; (a) steel strain side S1, (b) bond stress side S1, (c) steel strain side S2, (d) bond stress side S2

A steep steel strain gradient developed at the spliced bar free end over a short distance, a feature specific to lap splices. It illustrates that force transfer takes place over a short distance at the lap ends. It is characterised by a peak in bond stress distribution presents at the free end. As the load increases, the maximum local bond stress increases together with the average value. For high applied load ( $> 50\% F_t$ ), the steel strain amplitude close to the loaded end progressively flattens due to the progressive degradation of the interface. Consequently the maximum bond stress that occurs near the loaded end in the early stages moves inward as the applied load increases whereas bond stress decrease to zero at the loaded end due to the splitting cracks, which initiated at  $\approx 80\% F_t$  mostly at the internal reinforcing bar (IR) where the bond stress is maximum. Then, up to failure, the splitting cracks propagated along the spliced bar and the peak of bond stress at free end increase continuously to become the maximum local bond stress at ultimate load.

The influence of restrained shrinkage, splice length and fibre contribution can be analysed and compared at the local scale through the difference in steel stress and the bond stress distribution. Figure 5.6 shows that the strain distribution and its evolution during loading are comparable between the two pairs of lapped bars. Therefore, only one side of the lap splice specimen will be selected and presented in the following sections. The selected side is the one for which the splitting crack was opened the most at ultimate load, namely bar side ER1/IR1 for specimens F4-10D, F4-8D, F2-10D, F1-10D and bar side ER2/IR2 for specimens F4-5D, F2-5D, F1-5D.

#### 5.4.4 Influence of restrained shrinkage strain

Due to a low water/binder ratio and high cement content, UHPFRC is particularly sensitive to autogenous shrinkage during the hydration process [38]. Concrete shrinkage in reinforced concrete members is always restrained by the reinforcing bars, which generates tensile stresses in the surrounding concrete. Early age cracks may arise when the tensile stresses in the concrete due to the restrained shrinkage become higher than the tensile strength of concrete at that age.

Figure 5.7 shows the evolution of the total strain measurement in the reinforcing bars inside the specimen during the curing period for gauges located at the centre of the specimen for series 10D, and 11.5 mm away from the centre for the test series 5D. The total strain represents the average strain measurement of the four bars at the same location. A gross reinforcement ratio of 8% is present in the specimens. The strain and associated compressive stresses developed in the bars are

the direct consequences of UHPFRC shrinkage coupled with its viscous response under tensile stress at early age.

On Figure 5.7, time  $t$  begins at concrete pouring in the moulds. It can be seen that the first effect of the restrained shrinkage by the bars begins the first day of hydration between 12h and 18h depending on the specimen. During the curing period, only autogenous and thermal shrinkage are present. At the end of the wet curing period (day 7), the contribution of drying shrinkage adds up, visible on Figure 5.7 by a clear change in the average steel strain gradient. The difference of kinetics evolution of the steel strain over the curing period for a given splice length is explained by the difference in temperature in the laboratory during the maturation period. Indeed, a temperature difference in the laboratory of  $10^{\circ}$  C between specimens cast during the summer (F1-5D and F1-10D) and winter periods (F4-5D and F4-10D) was noted.

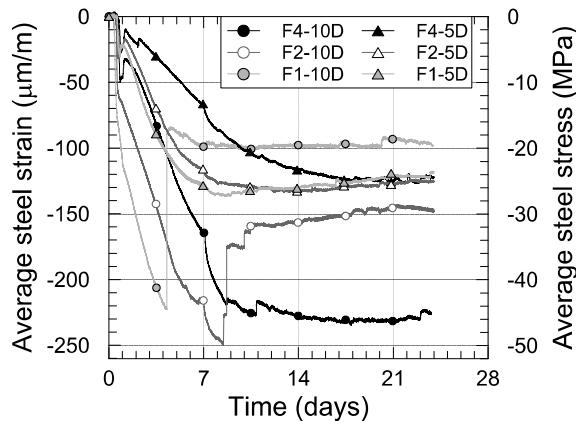


Figure 5.7 : Steel strain and stress evolutions at mid length for series 5D and 10D specimens.

Firstly, the longer the splice length, the more important the steel strains, and consequently the higher the cracking potential. After 24 days, for shorter specimens (series 5D), the influence of the fibre content on the total restrained shrinkage is minor. For longer specimens (series 10D), a fine transverse crack appeared near the centre during the curing period. In this case, specimens with higher fibre content exhibited a lower reduction of the steel strain and finer cracks, which opening was better controlled by the higher number of fibres crossing this early fine transverse crack.

In term of concrete stress, the average shrinkage stress in UHPFRC,  $\sigma_c$ , can be calculated based on the equilibrium of forces between reinforcing bar and the net concrete area. At 24 days, a maximum tensile stress of 4.0 MPa was reached for specimen 10D-F4.

### 5.4.5 Effect of splice length

Figure 5.8a shows the steel stress distribution of internal bars designated IR for specimens with different splice lengths and fibre dosage of 4%. The steel stress distribution is plotted at the end of curing just before loading and for a given steel stress of  $f_s = 160$  MPa in the reinforcing bars, corresponding to loading level  $F_t = 155$ kN before splitting cracks were initiated.

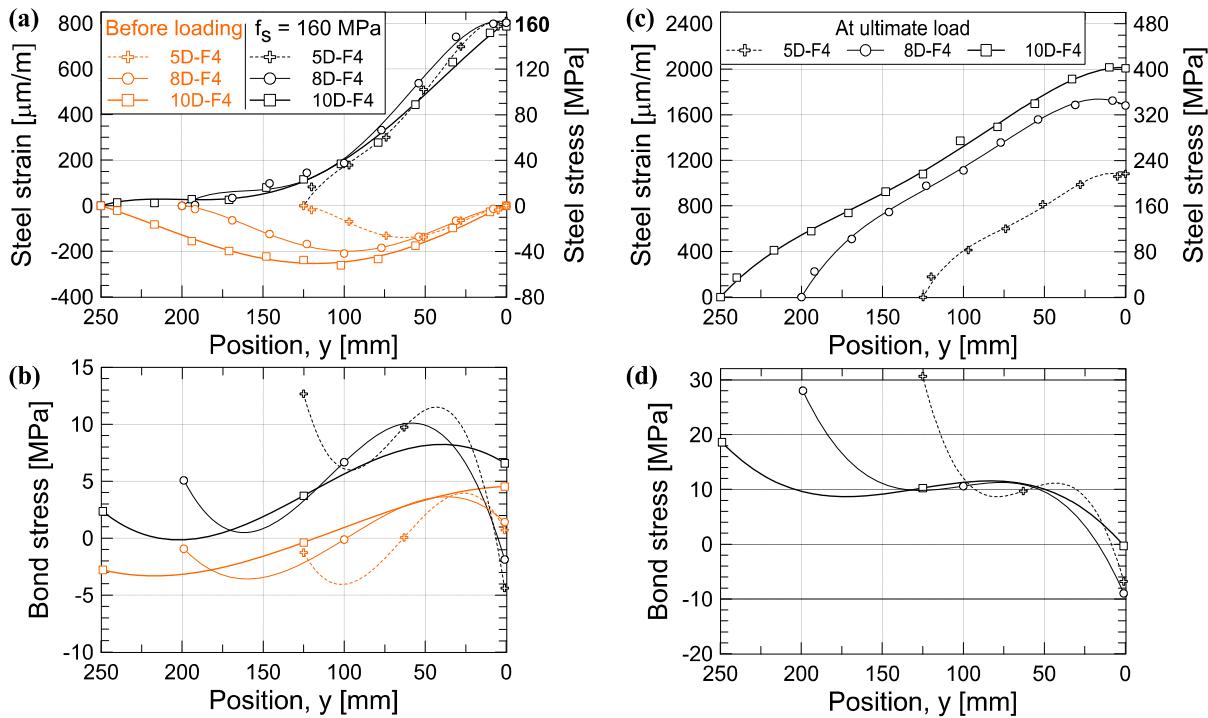


Figure 5.8 : Steel strain and stress, and equivalent bond stress distribution along the spliced bars  
IR;(a)&(b) before loading and  $f_s = 160$  MPa, (c)&(d) at ultimate load with UHPFRC 4%.

It can be noted that at this loading stage the splice length does not particularly affect the rib mobilisation to develop a given stress. Thus, for all the different splice length, the distance required to develop any given stress at this stage was relatively similar. Figure 5.8b shows the distribution of the associated bond stress along the splice length. With a decrease of splice length, the peak of local bond stress increases in the specimen. This observation is also valid for the peak of bond stress visible at the free end.

Figure 5.8c shows the steel stress and strain distribution in the same bar when the ultimate load of the specimen was reached. First of all, as expected, the longer splice was able to carry a greater load, with the ability to mobilise all ribs within the lap length. As the strain increased in the

reinforcing bar, the formation of splitting cracks in the vicinity of the loaded ends affects appreciably the steel stress distribution. At each bar loaded end the strain amplitude eventually flattened, more or less pronounced according to the splitting crack growth and its opening along the bar. At the other end, however, a steep steel strain gradient is noticeable over a short length.

At ultimate load the peak value of the bond stress at free end varies according to the state of bond degradation in front of the ribs from the loaded end, as seen in Figure 8d. The steel strain distribution in UHPFRC displayed a quasi-linear increase of strain associated to a more or less uniform bond stress, except for over a distance varying from 1 to 2  $d_b$  at each extremity. This directly implies that all ribs along the splice length evenly participated in resisting the total applied load. It is interesting to note that the strain gradient in this portion of the splice length is relatively similar for the 3 specimen lengths. As shown on Figure 8d, bond stress values vary within a narrow range, between 10.5 and 12.5 MPa. Hence, unlike high strength concrete, doubling the splice length from 5  $d_b$  to 10  $d_b$  in the UHPFRC led to an increase of bond strength due to the contribution of each bar rib along the splice. This is attributed to the action of fibres that efficiently bridged the longitudinal cracks and provided a considerable confinement improvement.

#### 5.4.6 Effect of fibres

The steel stress distribution from one bar to the other and the associated bond stress distribution of the lap splice series 5D and 10D are plotted in Figure 5.9 and Figure 5.10 respectively where the three volume fraction of fibres are compared. For series 5D, Figure 5.9 shows experimental data before loading, for a steel stress  $f_s = 100$  MPa in the reinforcing bars and at ultimate load. Figure 5.10 shows experimental data before loading, for a steel stress  $f_s = 230$  MPa in the reinforcing bars and at ultimate load for series 10D. The 100 MPa and 230 MPa values were selected to have a similar steel stress ratio with respect to the ultimate load of test series 5D and 10D.

For series 5D, the tensile stress generated in the concrete during curing due the restrained shrinkage is identical for the three fibre volume fractions (Figure 5.9a). For  $f_s = 100$  MPa, no splitting crack was visible on the concrete surface. At this load level, it may be already noted that from the loaded end of the reinforcing bar, a longer distance is required for IR bar to develop 50% of  $f_s$  along the splice length. This indicates a possible decrease in bond performance at the

interface of the internal bars (IR), although no visible splitting crack on the surface were observed.

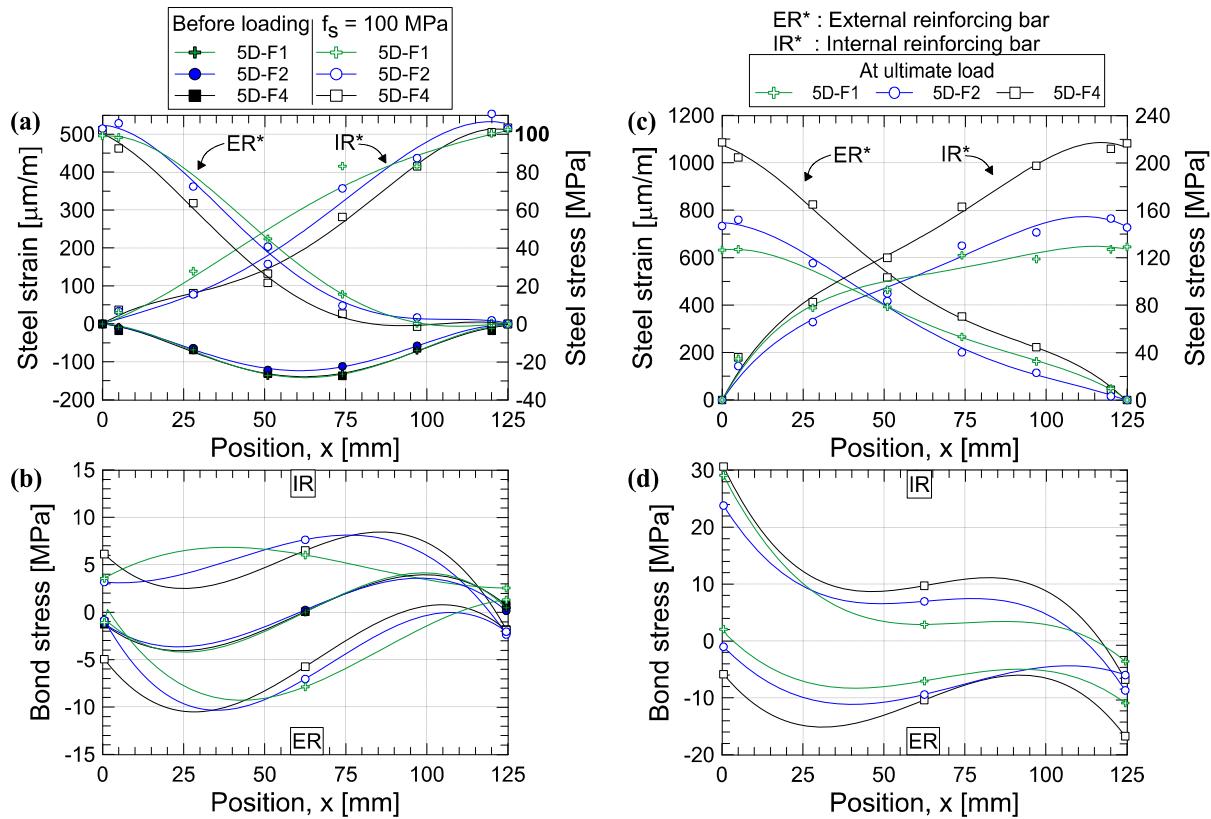


Figure 5.9 : Steel strain and stress, and equivalent bond stress distribution along the spliced bars;  
(a)&(b) before loading and  $f_s = 100$  MPa, (c)&(d) at ultimate load - Series 5D

For a given position along the splice, the stress in the bar is lower with the larger amount of fibres. Thus, the offset between the stress distributions of the internal bar according to the percentage of fibres illustrates the increased performance of the steel-UHPFRC interface with the increase of fibre content used. This observation was also noted in the case of the 10D series (see Figure 5.10a). At the end of curing for specimens 10D-F1 and 10D-F2 (Figure 5.10a), the measured steel stress distribution was disturbed by the occurrence of transverse shrinkage cracks. For specimens for which transverse shrinkage cracking occurred during the curing period, the 0% polynomial curve was not plotted. In this case, the bond stress points in Figure 5.10b was calculated directly from the experimental data. However, it is very interesting to note that the fine transverse cracks that formed during curing have a limited influence on the steel strain

distribution at higher loading. None of these transverse cracks have had an impact on the mechanical response and cracking to rupture.

In terms of bond stress distribution at low load level (Figure 5.9b and Figure 5.10b), the observations are similar between the two series. The maximum local bond stress is reached for specimens with the highest fibre content. Indeed, for specimens 5D and 10D with 4% fibre content, the bond strength is mainly mobilised in the first half of the specimen while at free end low bond stresses were developed. In general, it is noted that the decrease in the amount of fibres implies a greater degradation of the bond near the loaded end. Consequently the peak bond stress shifts inward the specimen. For specimens with a splice length of 10  $d_b$ , this corresponds to a relatively uniform bond stress distribution after a distance of 2  $d_b$  from the loaded end.

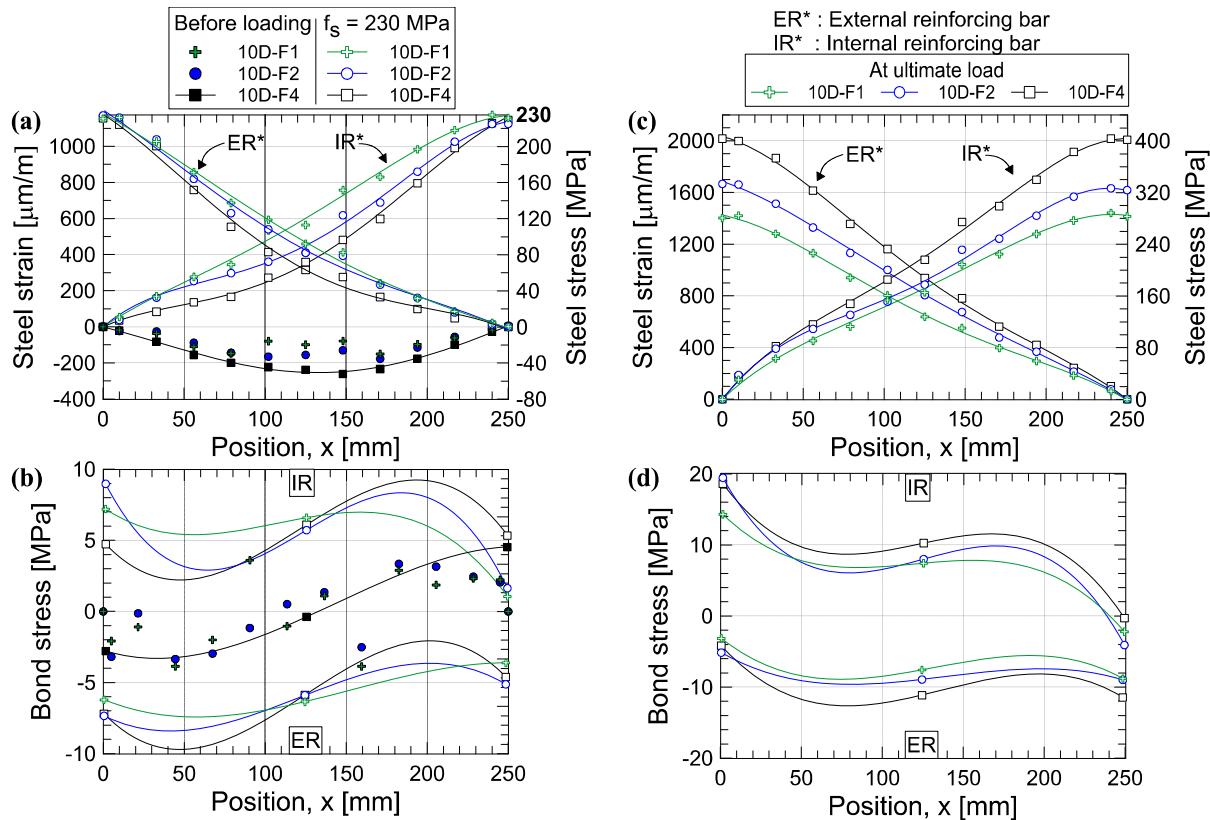


Figure 5.10 : Steel strain and stress, and equivalent bond stress distribution along the spliced bars; (a)&(b) before loading and  $f_s = 230$  MPa, (c)&(d) at ultimate load - Series 10D

At the ultimate load of the 5D series (see Figure 5.9c and Figure 5.9d), the steel stress distribution presents a clear uniform stress distribution at the loaded end that can be directly related to the progression of the splitting crack. On the opposite side, from the free end of the bar

IR, a very steep strain gradient forms over a short splice length. This confirms a link between the bond stress degradation at the vicinity of loaded end and the steep strain gradient in the reinforcing bar noticeable at the free end. Nevertheless, as described in the mode of failure section, the initiation of longitudinal cracks did not result in failure of the specimens due to the performance of UHPFRC. Cover splitting occurred at load level around 75% to 85% of the ultimate load for all specimens. The splitting crack resulted in a progressive decrease of the local bond stress at the loaded end. However, the strain-hardening properties of UHPFRC surrounding the spliced bars ensured an efficient splitting crack control and propagation that allowed bond stress to be developed in the fracture process zone. Moreover, for all specimens (Figure 5.5), the main splitting crack progressed more than half the splice length before observing a decrease of the total bond strength.

According to the Figure 5.9c and Figure 5.9d and Figure 5.10c and Figure 5.10d, despite the observed interface degradation of the internal bar at loaded end, the connected spliced bar (ER) was not particularly affected to this degradation. This phenomenon is attributed to the ductile behaviour of UHPFRC. Indeed, when a splitting crack forms at the loaded end of a bar, the loss of anchor does not necessarily affect the related spliced bar because the fibre actions still ensure enough cohesion between the two overlapping bars. Hence, in Figure 5.9c, despite the presence of a uniform strain at the loaded end of bar IR2 in series 5D, the performance of UHPFRC allowed mobilising the free end of the bar ER2, where a gradual increase of strain was recorded.

At ultimate load, for short specimens (see Figure 5.9d), the bond stress distribution is relatively uniform over the splice length for external bars, contrary to internal bars where the stress variation is larger. It is clearly visible that the steel stress distribution of internal reinforcing bar is not linear along the lap splice.

#### 5.4.7 Steel stress ratio versus transverse concrete strain

In Figure 5.11, the bar stress ratio ( $f_s/f_y$ ) for the internal reinforcing bars (IR) are plotted with respect to the transverse strain measured on opposite face ( $f_1$  or  $f_3$ ) at  $1.25 d_b$  from the loaded end of the lap splice specimen (Figure 5.1). The maximum stress  $f_{s,max}$  represents the average stress of the four reinforcing bars. Curves are shown up to peak load. Results of this analysis showed that the overall transverse strain evolution with the increase in steel stress ratio in the bar can be characterised mainly by two stages. The first stage, in which the steel stress ratio increases

significantly up to a certain deformation ( $\epsilon_{tp} \approx 200 \mu\text{m/m}$ ), corresponds to the strain at the limit of elasticity measured in direct tensile tests on UHPFRC. Beyond this point, gain in strength continued until it reached the maximum steel stress that can be developed according to the fibre dosage with large inelastic strain in the UHPFRC. In this second stage, for an equivalent transverse strain increment, higher fibre content allows increasing the stress level developed by reinforcing bars. This observation shows that the transverse strain evolution during the bar loading is closely related to the tensile behaviour of UHPFRC under direct tension.

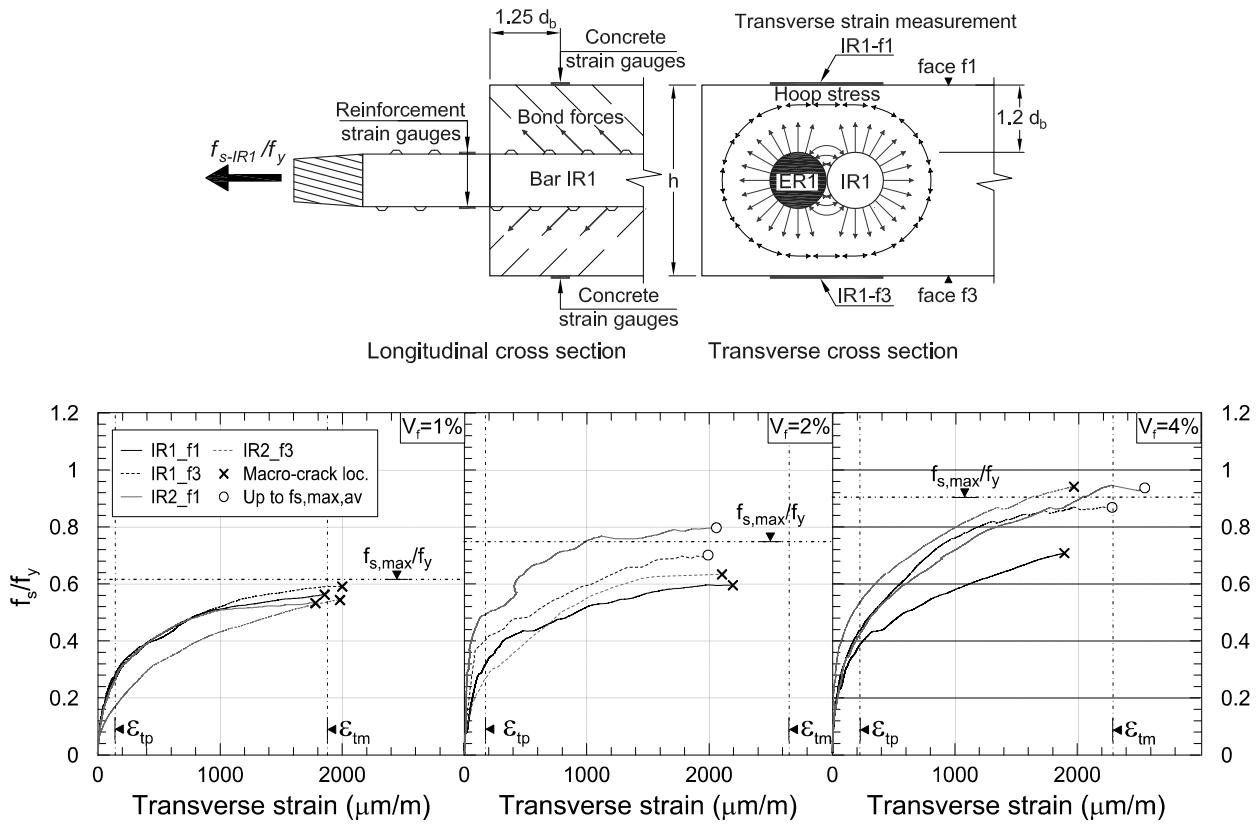


Figure 5.11 : Steel stress ratio in internal reinforcing bars vs transverse strain at  $1.25 d_b$  from the splice end

Figure 5.11 emphasises the participation of the UHPFRC cover in tension around spliced bars to counterbalance the radial bursting pressure generated by the action of ribs. Similar results were obtained in lap splices with 35 mm bar diameter [5]. For each test, it can be seen that despite the initiation of macro cracks at the end of some face, which provoked the loss of strain gauge reading and are marked by a cross symbol in Figure 5.11, the UHPFRC cover surrounding lap splice bars continues to contribute to an increase in the maximum bond strength. As an example

for specimen 25-F2-10D, at a bar stress ratio above 0.63, two splitting macro-cracks were initiated and progressed in bar IR1 face f1, and in bar IR2 face f3. Though, transverse strains recorded on the opposite face of cracks show that after this stress is reached, UHPFRC continues to resist to the bursting force and ensure an increase of steel stress in internal bars.

#### 5.4.8 Bond-slip response of spliced bar

Bond stress slip curves are plotted in Figure 5.12 in which the free end slip  $s$  is the average value of the two internal reinforcing bars, IR1 and IR2. The bond stress-slip curve from all tests series follows the same basic shape. All the series show a nearly identical initial stiffness that is practically independent of the fibre content: first a very steep rise in bond strength with minor end slip, until splitting crack initiates around 80% of the ultimate bond strength, and then a splitting crack propagation phase in which the bond stress kept increasing as bar slip increased until a peak bond strength was reached. Free end slip did not exceed 0.05 mm at peak load for all 5D and 10D series. Beyond this point, the bond strength capacity decreased gradually with a further progression of slip.

The homogeneity of UHPFRC matrix provided by small aggregate size, high compactness and high binder content, gives a considerable improvement of the bond performance at the bar interface especially, in front of each rib. After failure, bond-slip behaviour is typically marked by a net increase of loaded end slip with the progression of splitting cracks. At this stage, contrary to normal concrete, a gradual bond stress reduction occurred, controlled by fibre action.

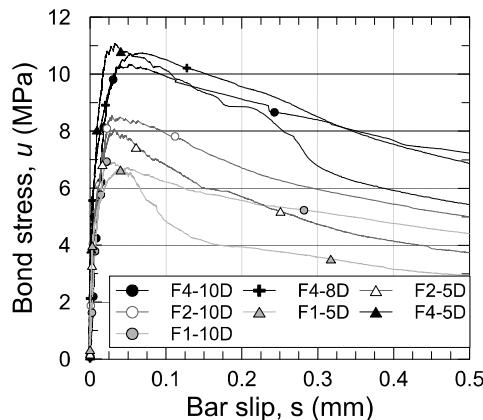


Figure 5.12 : Bond stress-slip response

Cairns [39] proposed a slip criteria at the free end that should not be exceeded to ensure adequate structural performance of a lap splices. According to his recommendation, slip at the unloaded end should be less than 0.1 mm for a developed steel strain of  $\varepsilon_s \approx 0.002$  at the loaded end of nominally confined lap splices. The maximum strain in specimen F4-10D exceeded that value while the corresponding free end slip value was of 0.045 mm, which is more than two times smaller the proposed criteria. Hence this study shows that very short lap splice in UHPFRC with 4% of fibre volume fraction can easily fulfil the proposed requirement.

## 5.5 Conclusion

In this study, direct tension lap splice tests were carried out to assess the bond strength and bond stress distribution in specimens embedded in UHPFRC. Specimens were designed to fail by bond splitting before reaching the yield strength of the reinforcing bars. The investigation objectives were to determine the contribution of UHPFRC with different fibre contents and variable lap splice length on the performance of reinforced concrete member lap splices, and to evaluate the bond splitting behaviour with the only confinement provided by UHPFRC cover. Test results indicated that confinement with UHPFRC is an extremely promising solution with high potential for the enhancement of bond performance in splice regions. From the results and analysis of the seven tests with three different splice lengths and fibre contents, the following conclusions can be drawn.

1. Internal strain measurement, which was developed in this study, was an extremely effective way of measuring longitudinal strain distribution along lap splice. Through this method, it has been possible to obtain refined information without disturbing the interface area between steel and concrete. It has proven that it was an effective procedure to obtain bond stress distribution in UHPFRC. Since no transverse cracks developed through the section up to failure, the bond stress was not disturbed by other cracks than longitudinal splitting crack.
2. Steel stress distribution can be characterised mainly by three sections. At free end, a steep gradient is being developed over a short distance, characteristics of force transfer between spliced bars. On the opposite, at loaded end as the load increased to splitting failure, steel stress amplitude reaches a maximum value and the distribution becomes progressively flattened due to

progressive degradation of the interface. Between the two bar extremities, steel stress distribution displayed a quasi linear increase of stress regardless of the lap splice length used.

3. Bond stress distributions are associated to steel stress variation and consequently characterised by three stages, two local peaks at free and loaded ends, and a quasi-constant bond stress distribution between these two regions. Before splitting crack is visible ( $< 80\% F_t$ ), peak bond stress was always noted close to the loaded end. As the load increase, first peak bond stress move inwardly, and the peak bond stress at loaded end reached a maximum value, which magnitude is related to the splitting crack propagation from loaded end.

4. For a given position inside the lap splice, the steel stress developed in the bar is lower with a greater fibre contents used in the UHPFRC.

5. The evolution of transverse strain measured on the concrete surface close to the end of splices with respect to the evolution of the bar force of lap splice specimens emphasise the contribution of UHPFC tensile properties in its strain hardening stage to counterbalance the radial bursting pressure. Maximum splice strength capacity is clearly related to the inelastic capacity and strain hardening performance of UHPFRC. Fibres play a key role in increasing the maximum strength of lap splice specimen.

Moreover, in term of global performance, average bond stress superior to 10 MPa was obtained for all specimens with 4% of fibre dosages. Specimen F4-10D was able to developed a steel stress over 400 MPa close to the bar yielding with free end slip of 0.045 mm for a developed steel strain of  $\epsilon_s \approx 0.2\%$ , that is less than two times the slip limit criterion introduced by Cairns [39]. These observation shows the potential of reduction splice length required to reach design criteria.

In the case of a structural members sensitive to shrinkage crack formation at early age due to high reinforcement ratio, large contact surface with old concrete, etc., higher amounts of fibres control efficiently the progression of the transverse crack. In this test series 4% by volume was sufficient whereas 2% was not. Brühwiler and Denarié [40] recommends a minimum of 3% for thin repairs to avoid restrained shrinkage cracks.

As stated by CEB-FIP 2000, “For the time being, standard bond tests must be considered of limited value, and any new reinforcing materials need to be tested for bond performance in structural elements under conditions representative of practice”. The only ultimate bond strength

cannot be stated to provide enough information on the bond performance. This study has attempted to explore in a more comprehensive way the bond performance of lap splice in UHPFRC. The specimen configuration and test arrangement used in this study allowed a reasonable representation of bond condition in real situation. Both reinforcing bars and concrete are subjected to tension, the most common situation in structural applications. This experimental program constitutes a unique and useful database reference for FE modelling of bond with UHPFRC.

## 5.6 Acknowledgments

The financial support was provided by Quebec Ministry of Transportation, and the Natural Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC), through the Canadian Seismic Research Network (350698-97) and the Discovery Grant (105623-01) programs. The research was carried out in Polytechnique Montreal *Hydro-Québec* Structures Laboratory. Some materials were graciously provided by Bekaert and Euclid. The authors would like to express their gratitude to the laboratory professional and technical staff for their valuable assistance during the preparation and testing of the specimens.

## 5.7 References

- [1] Habel K, Charron J-P, Braike S, Hooton D, Gauvreau P, Massicotte B. Ultra-high performance fibre reinforced concrete mix design in Central Canada. *Can J Civil Eng.* 2008;35:217-24.
- [2] Charron J-P, Denarié E, Brühwiler E. Permeability of ultra high performance fiber reinforced concretes (UHPFRC) under high stresses. *Mater Struct.* 2007;40(3):269-77.
- [3] Tepfers R. A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars. Ph.D. Thesis. Goteborg, Sweden, Chalmers University of Technology; 1973.
- [4] Lagier F, Massicotte B, Charron J-P. Bond splitting of lap splice embedded in ultra high fibre reinforced concrete under direct tension. In: Cairns JW, Metelli G, Plizzari GA, editors. *Proceeding of the 4<sup>th</sup> Conference on Bond in Concrete 2012: Bond, Anchorage, Detailing.* Brescia, Italy 2012. p. 351-8.
- [5] Lagier F, Massicotte B, Charron J-P. Bond strength of tension lap splice specimens in UHPFRC. *Constr Build Mat.* (Under sub). 2014.
- [6] Maya LF, Zanuy C, Albajar L, Lopez C, Portabella J. Experimental assessment of connections for precast concrete frames using ultra high performance fibre reinforced concrete. *Constr Build Mat.* 2013;48:173-86.

- [7] Cheung AK, Leung CK. Effective joining of pre-cast concrete slabs with self-compacting HSFRC. *J Adv Concr Technol.* 2011;9(1):41-9.
- [8] Graybeal B. Behavior of Ultra-High Performance Concrete connections between precast bridge deck elements. In: PCA, editor. *Proceeding of 2010 Concrete Bridge Conference: Achieving Safe, Smart & Sustainable Bridges.* Phoenix, USA2010. p. 1-13.
- [9] Harryson P. High performance joints for concrete bridge applications. *Struct Eng Int.* 2003;13(1):69-75.
- [10] Aarup B, Jensen BC. Bond Properties of High-Strength Fiber Reinforced Concrete. *ACI J SP.* 1998;180:459-72.
- [11] Dagenais M-A. Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de pont par chemisage en béton fibré à ultra haute performance (Seismic retrofitting of bridges piers with deficient lap splices using UHPFRC). Ph.D. Thesis. Montréal, Canada, Polytechnique Montréal; 2014.
- [12] Graybeal B. Design and Construction of Field-Cast Ultra-High Performance Concrete Connections. FHWA-HRT-14-084: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration; 2014. p. 36.
- [13] Massicotte B, Boucher-Proulx G. Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with UHPFRC jackets. In: Gettu R, editor. *Proceeding of the 7<sup>th</sup> RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: design and applications - BEFIB.* Chennai, India 2008. p. 969-75.
- [14] Dagenais M-A, Massicotte B. Seismic retrofitting of rectangular bridges piers with deficient lap splices using Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete. *J Bridge Eng ASCE.* 2014: (under sub.).
- [15] Massicotte B, Dagenais M-A, Garneau J-F. Bridge pier seismic strengthening using UHPFRC. *Proceeding of the 9th international conference on short and medium span bridges.* Calgary, Canada 2014. p. 1-15 (paper 355)
- [16] Dagenais M-A, Massicotte B. Tension Lap Splices Strengthened with Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concrete. *J Mater Civil Eng ASCE.* 2014;(published online).
- [17] Goto Y, Otsuka K. Experimental studies on cracks formed in concrete around deformed tension bars. *Tech Rep Tohoku Univ.* 1979;44(1):49-83.
- [18] Skorobogatov S, Edwards A. The influence of the geometry of deformed steel bars on their bond strength in concrete. *ICE Proc.* 1979;67(2):327-39.
- [19] Jones K. An investigation of the factors influencing the distribution of splitting stress around tensile lapped splices. Ph.D. Thesis. Edinburgh, Scotland, Heriot-Watt University; 1993.
- [20] Cairns J, Jones K. The splitting forces generated by bond. *Mag Concr Res.* 1995;47(171):153-65.
- [21] Burkhardt CJ. Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton (Behavior of lap splices in high strength concrete). Ph.D. Thesis. Aachen, Germany, RWTH Aachen University; 2000.
- [22] Richter BP. A new perspective on the tensile strength of lap splices in reinforced concrete members. M.Sc. Thesis. West Lafayette, USA, Purdue University; 2012.

- [23] CSA. Billet-steel bars for concrete reinforcement. CAN/CSA G3018-M92 (R2007). Toronto, ON, Canada: Canadian Standards Association; 2007.
- [24] ASTM. Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products - Annex A9 Methods for testing steel reinforcing bars. A370. West Conshohocken, PA, USA: ASTM 2010.
- [25] Braike S. Conception d'éléments préfabriqués de pont avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance (Design of precast deck with high and ultra high performance fibre reinforced concrete). M.Sc. Thesis. Montréal, Canada, Polytechnique Montréal; 2007.
- [26] ASTM C39. Standard Test Method : Compressive Strength and Static Modulus of Elasticity, Poisson's Ratio of Concrete in Compression. C39/C39M and C449/C469M. West Conshohocken, PA, USA: ASTM 2010.
- [27] Naaman A, Reinhardt H. Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response. Mater Struct. 2006;39(5):547-55.
- [28] Houde J. Study of force-displacement relationships for the finite element analysis of reinforced concrete. Ph.D. Thesis. Montreal, Quebec, McGill University; 1974.
- [29] Mains. Measurement of the distribution of tensile and bond stresses along reinforcing bars. ACI J. 1951;48(11):225-52.
- [30] Djabry W. Contribution à l'étude de l'adhérence des fers d'armature au béton. Ph.D. Thesis. Zürich, Techn. Wiss. ETH Zürich; 1952.
- [31] Jiang DH, Shah SP, Andonian AT. Study of the transfer of tensile forces by bond. ACI J. 1984;81(24):251-9.
- [32] Judge RCB, Scott RH, Gill PAT. Strain and Bond Stress Distributions in Tension Lap Joints in Reinforced Concrete. Mag Concr Res. 1990;42(150):5-14.
- [33] Scott RH. Intrinsic mechanisms in reinforced concrete beam-column connection behavior. ACI Struct J. 1996;93(3):336-46.
- [34] Mirza SM, Houde J. Study of bond stress-slip relationships in reinforced concrete. ACI Journal Proceedings: ACI; 1979.
- [35] ACI Committee 408. Bond and Development of Straight Reinforcing Bars In Tension (ACI 408R-03) (Reapproved 2012). In: American Concrete Institute, editor. Farmington Hills, MI2003. p. 49.
- [36] Lutz LA, Gergely P. Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. ACI J. 1967;64(11):711-21.
- [37] Lagier F. Étude du comportement de chevauchement d'armatures en traction directe dans du béton fibré ultra performant (Study of the behaviour of lap splices under direct tension in UHPFRC). Ph.D. Thesis. Montreal, QC, Canada, Polytechnique Montreal; 2015 (in prep.).
- [38] Yoo D-Y, Park J-J, Kim S-W, Yoon Y-S. Influence of reinforcing bar type on autogenous shrinkage stress and bond behavior of ultra high performance fiber reinforced concrete. Cem Concr Compos. 2014;48:150-61.
- [39] Cairns J, Plizzari GA. Towards a harmonised European bond test. Mater Struct. 2003;36:498-506.

- [40] Brühwiler E, Denarié E. Rehabilitation and strengthening of concrete structures using ultra-high performance fibre reinforced concrete. *Struct Eng Int*. 2013;23(4):450-7.

## CHAPITRE 6 MÉTHODOLOGIE NUMÉRIQUE

Ce chapitre a pour objectif de présenter la validation du modèle de béton EPM3D (Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel) suite aux récentes modifications apportées permettant de modéliser le comportement de BFUP écrouissants en traction. Dans un premier temps, un rapide survol du modèle est présenté. Ensuite, les développements apportés dans le cadre de cette thèse pour prendre en considération le comportement écrouissant puis adoucissant en traction sont décrits. Puis, l'approche explicite utilisée pour la résolution des problèmes non linéaires par éléments finis, ses particularités et limites sont expliquées. Pour terminer, une validation du modèle de BFUP est effectuée.

### 6.1 Résumé du modèle EPM3D

Le modèle constitutif de béton EPM3D est développé à l'École Polytechnique de Montréal depuis les années 90, issu principalement des travaux de thèse de Massicotte (1988) et Bouzaienne (1995). Les travaux de Ben Ftima (2004) ont permis la portabilité du modèle constitutif, qui peut ainsi être intégré à n'importe quel logiciel d'éléments finis. Il a été introduit dans le logiciel ABAQUS/Standard et ABAQUS/Explicit, logiciel qui sera utilisé dans le cadre des présents travaux de recherche. Plusieurs modifications ont été apportées par Ben Ftima (2013) au modèle, en particulier : (1) sur le comportement cyclique en traction et en compression, et (2) sur une reformulation du comportement post-pic en traction et compression. Le modèle est basé sur une approche hypo-élastique utilisant la théorie élastique non linéaire 3D avec une formulation incrémentale tangente. En d'autres termes, à chaque itération, une relation linéaire est définie entre l'incrément de contrainte et l'incrément de déformation :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}(\sigma_{ij}, \varepsilon_{rs}, \lambda) d\varepsilon_{kl} \quad (6.1)$$

où  $C_{ijkl}$  correspond au tenseur constitutif tangent. Il est recalculé à chaque itération et est fonction de l'historique de chargement et d'un paramètre d'endommagement  $\lambda$ .

Le modèle se situe au niveau d'une modélisation macroscopique du comportement du béton avec une modélisation diffuse de la fissuration, plus communément appelée modèle de type « smeared crack ». L'hypothèse de coïncidence entre la direction des contraintes et la direction des déformations principales au cours de la fissuration est adoptée (strain rotating crack). Ce concept

de rotation des axes principaux au cours de la progression d'une fissure implique que les axes d'orthotropie restent parallèles à la direction principale durant le processus de chargement (Bouzaiene et al. 1997).

En compression, le comportement du béton est modélisé par l'utilisation du concept de déformation équivalente, combinée au paramètre scalaire d'endommagement  $\lambda$ . Ce dernier est relié à la direction principale en compression. Ce paramètre d'endommagement cumulé joue un rôle similaire au concept de déformation plastique cumulée (« effective plastic strain ») dans la théorie de la plasticité classique. Il est utilisé ici pour relier la composante de déformation inélastique à une contrainte principale effective sur une courbe uniaxiale équivalente (Figure 6.1a).

Ce paramètre permet ainsi de tenir compte de la dégradation de matrice de béton avec l'augmentation du niveau de contrainte de compression et d'être capable de prendre en compte l'influence de chargement non proportionnel sur le comportement de la matrice de béton (Figure 6.1a). La description du comportement pré-pic  $\sigma$ - $\varepsilon$  en compression uniaxiale utilise la relation proposée par Saenz (1964).

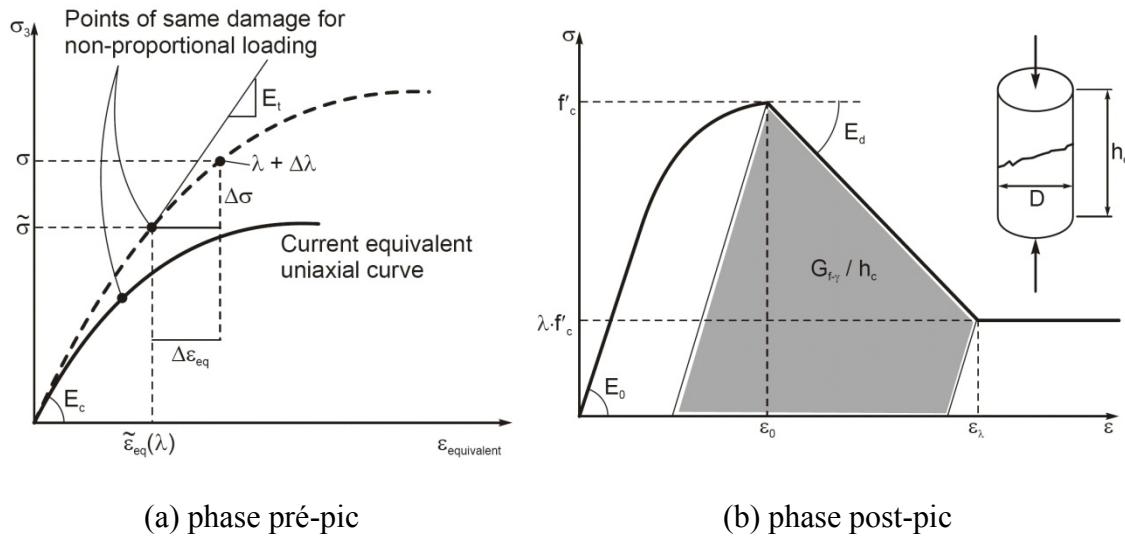


Figure 6.1 : Comportement du modèle EPM3D en compression d'après (Massicotte et al. 2012b)

À l'approche de la résistance maximale du béton dans la direction principale de compression, la proportionnalité entre la déformation axiale et les déformations latérales dues aux effets de Poisson n'est plus valable à cause de la microfissuration de la matrice. Ce comportement asymétrique suggère l'utilisation de coefficients de Poisson différents pour chaque plan principal.

Ainsi, 6 coefficients de Poisson sont définis dans le modèle EPM3D selon le taux de chargement et d'endommagement, tel que :

$$\nu_{ij} = \nu_0 + \lambda(1 - \nu_0) \left( \frac{\sigma_i - \sigma_j}{\sigma_c} \right); \sigma_i < 0; \sigma_i \leq \sigma_j \quad (6.2)$$

$$\nu_{ij} = \nu_0; \text{ sinon} \quad (6.3)$$

où  $\sigma_i$  est la contrainte majeure de compression,  $\sigma_j$  est l'une des contraintes de confinement et  $\nu_0$  est le coefficient de Poisson classique en phase linéaire élastique. À l'approche du pic de contrainte de compression, la définition non symétrique des coefficients de Poisson conduit à un tenseur constitutif tangent non symétrique, ce qui permet de traduire le comportement orthotrope du béton à cet état de contrainte.

Deux enveloppes de ruptures sont disponibles dans le modèle EPM3D, celle proposée par Willam et Warnke (1975) et celle de Hiesh (Hsieh et al. 1982), pour caractériser l'enveloppe de rupture 3D dans la zone de compression.

Pour un état de contrainte en traction-compression au sein de l'enveloppe de rupture, une modification des deux critères initiaux est définie dans le modèle EPM3D afin d'améliorer l'estimation de la contrainte de traction ultime pouvant être atteinte. Pour ce faire, dans cette zone, la résistance ultime en traction est exprimée selon le paramètre d'endommagement cumulé en compression, tel que :

$$\sigma_t = f_t (1 - 1.25\lambda) \quad (6.4)$$

$$\text{si } \sigma_t < \frac{f_t}{2} \text{ alors } \sigma_t = \frac{f_t}{2} \quad (6.5)$$

Le comportement post-pic  $\sigma$ - $\varepsilon$  adoucissant en compression est représenté par une fonction linéaire définie à partir du module adoucissant  $E_d$ , suivie d'une contrainte résiduelle (Figure 6.1b) liée aux contraintes de frottement se développant entre les lèvres de fissures glissant les unes par rapport aux autres une fois que les macrofissures se sont propagées.

De récentes améliorations ont été introduites au niveau du comportement post-pic en compression suite aux travaux d'Aubrée (2014). Le principe de conservation de l'énergie a été amélioré. Une modification de l'équation de l'énergie de rupture en compression et du module adoucissant a été apportée suite à ces travaux dans EPM3D pour assurer un comportement post-pic indépendant du maillage. L'équation de la pente post-pic,  $E_d$ , est maintenant une fonction de la résistance du béton  $f_c'$  et de l'état de confinement du béton. De plus, cette équation tient compte du module de déchargement.

En traction, un comportement élastique linéaire est considéré jusqu'à la résistance maximale (Figure 6.2). Dès que le critère de résistance en traction est atteint, il est supposé qu'une bande fissurée perpendiculaire à la direction principale de traction se développe. Le contrôle de la phase post-pic des éléments ayant fissuré s'effectue selon le principe fondamental de conservation d'énergie typique des modèles à fissuration diffuse. Le limiteur de localisation utilisé dans EPM3D est basé sur la régularisation de la fonction qui définit le comportement adoucissant en rendant cette fonction dépendante de la taille du maillage. L'introduction d'une longueur équivalente,  $h_t$ , telle que suggérée par Bažant et Oh (1983) dans le calcul par éléments finis permet d'obtenir globalement une indépendance de la réponse selon la taille du maillage. Ce dimensionnement est automatiquement déterminé par ABAQUS pour chaque élément du maillage à partir de son volume,  $V_{\text{elem}}$  et calculé par :

$$h_t = \sqrt[3]{V_{\text{elem}}} \quad (6.6)$$

Selon cette définition de la longueur équivalente, il est fortement recommandé d'avoir des éléments avec une géométrie proche du cube pour la très grande majorité du maillage. Ce type de limiteur dit local, ne va pas distribuer la localisation des déformations post-pic sur plusieurs éléments. La taille de la zone fissurée, correspondra donc directement à la taille de l'élément où s'est produite la fissuration.

Dans le cas de béton ordinaire, une loi adoucissante  $\sigma-\varepsilon$  en traction est modélisée à partir d'une fonction exponentielle dépendante de l'énergie de rupture,  $G_f$  (énergie produite par l'ouverture d'une fissure par unité de surface), selon l'équation suivante :

$$\sigma_t = f_t \exp\left(-\frac{\varepsilon - \varepsilon_e}{\varepsilon_a}\right) \quad (6.7)$$

pour lequel :

$$\varepsilon_a = f_t \exp\left(-\frac{G_{f1}}{h_t f_t}\right), \quad G_{f1} = G_f - \frac{h_t f_t^2}{2E_0} \text{ et } \varepsilon_e = \frac{f_t}{E_0} \quad (6.8)$$

où  $E_0$  représente le module d'élasticité. La valeur de  $G_f$  constitue une propriété mécanique intrinsèque au matériau qui est un paramètre d'entrée requis au modèle EPM3D.

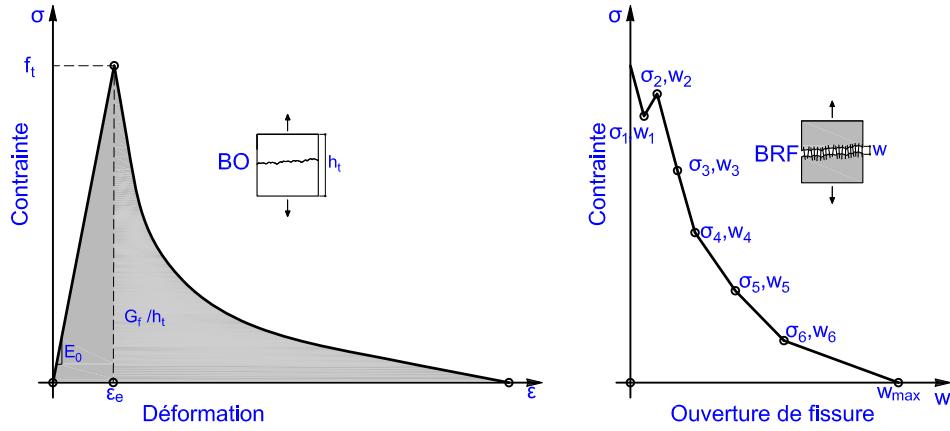


Figure 6.2 : Comportement du modèle EPM3D en traction d'après Massicotte (2012b)

Dans le cas de béton renforcé de fibres, la loi adoucissante à rentrer par l'utilisateur est directement exprimée en termes de contrainte-ouverture de fissure  $\sigma$ - $w$ . Dans le modèle, la courbe  $\sigma = f(w)$  peut être définie à partir d'une courbe exponentielle, polynomiale, ou à partir de segments de droites multiples définies par 7 points, tels que montrés sur la Figure 6.2b. C'est cette dernière fonction qui sera modifiée pour modéliser le comportement en traction du BFUP.

Dans le cas de chargements cycliques ou tout simplement de décharge, EPM3D prend en considération les effets d'ouverture, fermeture, réouverture de fissures. En traction, ces effets sont pris en compte de manière simplifiée par l'intermédiaire d'une variation du changement de pente de décharge d'une zone fissurée. Ainsi, en phase post-pic, les équations constitutives contrôlant la phase de décharge sont formulées en fonction d'un paramètre d'entrée,  $\alpha$ , selon le concept décrit par Reinhardt (1984).

Ce paramètre qui varie entre  $0 \leq \alpha \leq 1$  permet de déterminer le taux de déformation résiduelle  $\varepsilon_r$  après déchargement selon le niveau de déformation atteint dans l'élément (équivalent au niveau de fissuration atteint), tel que présenté sur la figure et décrit par l'équation suivante :

$$\varepsilon_r = \alpha \varepsilon_{\max} \quad (6.9)$$

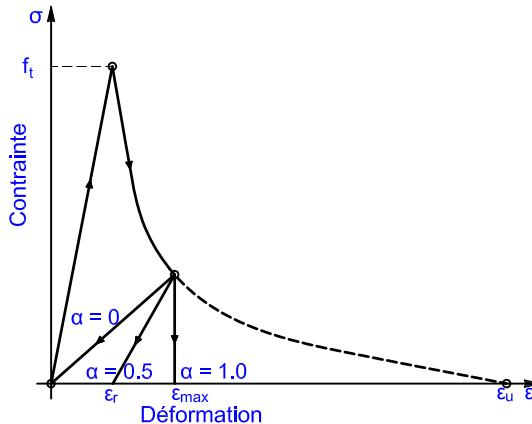


Figure 6.3 : Influence du changement de rigidité lors du déchargement d'éléments en phase post-pic en traction d'après Massicotte (2012b)

Il est important de rappeler que dans le cas de BO ou BRF soumis à un effort de traction, en dehors des éléments de la zone de localisation des déformations (fissuration), les éléments voisins subissent un déchargement élastique linéaire suivant le module de rigidité d'un matériau sein,  $E_0$ . Ainsi, en phase post-pic en traction, le béton se divise en deux milieux homogènes : la zone de déchargement élastique et la zone fissurée.

Le lecteur peut se référer aux articles et mémoires suivants pour une lecture plus approfondie sur les différents aspects théoriques du modèle: (Aubrée 2014; Ben Ftima 2013; Bouzaiene 1995; Bouzaiene et al. 1997).

Les performances du modèle EPM3D vis-à-vis de différents essais de référence sur du béton ordinaire peuvent être trouvées dans le rapport interne le plus récent (Massicotte et al. 2012b) ainsi que dans les thèses de doctorat de Bouzaienne (1995) et Ben Ftima (2013). Dans cas de bétons de fibres, le lecteur peut consulter les travaux de De Montaignac (2013).

## 6.2 Intégration d'une loi écrouissante en traction dans EPM3D

### 6.2.1 Introduction

Au-delà de la haute résistance en compression des BFUP, la grande particularité de ces nouveaux bétons est d'offrir un comportement écrouissant en traction lorsque leur volume de fibres est suffisant ( $V_f > 2\%$ ). En effet, en compression les BFUP présentent un comportement élastique linéaire sur une plage importante de déformation, puis une fois le pic atteint, tout comme le béton ordinaire, un comportement adoucissant associé à une rupture fragile est observé. Dépendamment du pourcentage de fibres dans le mélange, la rupture sera plus ou moins brutale, se traduisant par une décroissance rapide de la contrainte post-pic. Due à la grande quantité d'énergie de déformations emmagasinée au sein du BFUP jusqu'au pic de résistance en compression, les fibres n'ont pas le « temps » d'entrer en action pour contrôler et influencer la phase post-pic. Ainsi, l'ensemble des concepts théoriques du modèle EPM3D présentés dans le chapitre précédent pour des bétons ordinaires ont été conservés au niveau du comportement en compression. Seuls les paramètres de résistance en compression, du module d'élasticité et de la déformation au pic de résistance en compression seront ajustés selon les propriétés mécaniques du BFUP obtenues lors d'essais de caractérisation.

Bien que la caractérisation des performances mécaniques du BFUP ait fait l'objet de nombreuses études ces 20 dernières années, la majorité des essais de caractérisation mécanique à l'échelle matériau a été menée sur des spécimens avec un état de contrainte unidirectionnelle (traction directe, compression pure, flexion 3 ou 4 points). Le comportement du BFUP sous des états de contraintes multiaxiales n'a pas encore été assez exploré pour pouvoir valider les hypothèses prises pour la définition de l'enveloppe de rupture 3D. Les enveloppes de rupture et les paramètres associés de Willam et Warnke (1975) ainsi que l'enveloppe de Hiesh (Hsieh et al. 1982), définis dans EPM3D, ont donc été conservés pour la modélisation du comportement du BFUP.

## 6.2.2 Modélisation du BFUP en traction

### 6.2.2.1 État des connaissances

Les modifications apportées au modèle EPM3D se sont donc uniquement concentrées sur le comportement en traction uniaxiale. Dans cette section, les développements portent uniquement sur les BFUP présentant un comportement écrouissant. Dans le cas de BFUP adoucissant, le modèle EPM3D précédemment développé pour les BRF pourra directement être utilisé, avec l'ajustement de la résistance en traction et des paramètres contrôlant la phase post-pic.

Le comportement en traction directe d'un élément en BFUP écrouissant est caractérisé par 3 phases distinctes, tel que présenté sur la Figure 6.4. La première phase correspond à un comportement élastique linéaire jusqu'à une certaine valeur limite  $f_{tp}$  avec une valeur du module d'Young initiale  $E_0$  en traction, identique à celle définie en compression. Cette phase sera traitée par la théorie de l'élasticité déjà introduite dans EPM3D. Contrairement à un béton ordinaire ou béton renforcé de fibres, la décroissance de la résistance ne survient pas directement après avoir atteint cette valeur limite. Dès que la matrice cimentaire commence à fissurer, les fibres prennent le relais et participent à l'augmentation de la résistance de la section procurant un comportement écrouissant. Cette phase ne peut pas être traitée par une loi de comportement en ouverture de fissure en raison de la formation de multiples fissures très fines et très rapprochées. Différents travaux de recherche (AFGC 2013; Hung et al. 2013; Tailhan et al. 2012; Trüb 2011) ont montré qu'il était pertinent d'exprimer cette phase en termes de déformation moyenne mesurée expérimentalement sur une base de longueur suffisante. Ces multiples fissures seront donc assimilées dans le modèle EPM3D à une déformation moyenne. Lorsqu'une ou plusieurs microfissures s'élargissent, les fibres commencent à se déchausser et le niveau de contrainte se met à diminuer.

Dans ce qui suit la phase post-pic accompagnée par la localisation d'une fissure est décrite. Dans cette phase, une loi contrainte ouverture de fissure telle que définie à la section précédente sera prise en compte.

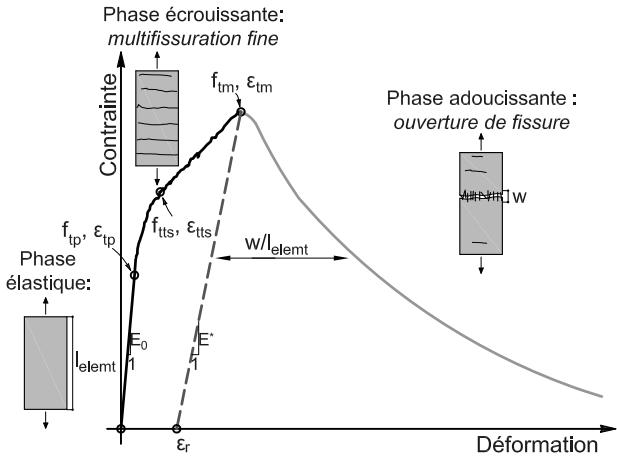


Figure 6.4 : Exemple de loi de comportement en traction d'un BFUP écrouissant, adapté de (Jungwirth 2006)

Trüb (2011) effectue une synthèse des différents modèles développés au cours des 10 dernières années pour traduire numériquement le comportement du BFUP. Différents concepts et théories sont utilisés : (1) les modèles de type « smeared crack », soit « fixed smeared crack » (Kabele et al. 1999), « rotating smeared crack » (Han et al. 2003) ou des modèles hybrides utilisant l'une des deux formulations selon la phase de comportement atteinte (Hung et al. 2009), (2) les modèles de type « smeared crack » multi-échelles, incluant des concepts de micromécanique moyennés dans un volume élémentaire représentatif (modèle de BFUP du logiciel Atena développé par Kabele (2007)), (3) les modèles définis dans un cadre thermodynamique avec une approche phénoménologique de la fissuration, à partir de la théorie de la plasticité (Sirijaroonchai 2009; Tailhan et al. 2012) ou de la théorie de l'endommagement (Bosshoff et al. 2007), (4) les modèles couplé (Trüb 2011) qui utilisent le concept de fissuration diffuse « rotating smeared crack » dans la phase écrouissante puis une modélisation discrète de la localisation des macrofissures dans la phase de comportement adoucissant par la méthode d'éléments finis étendus (X-FEM).

Un modèle hypo-plastique orthotrope basé sur une approche de fissuration diffuse avec une évolution des fissures libres de tourner a récemment été développé par Hung (Hung et al. 2013). Les équations constitutives décrivant la phase écrouissante et adoucissante en traction ont été écrites en déformation totale. Le modèle semble relativement bien reproduire le comportement force-flèche de tests menés sur des poutres en flexion 4 points et des dalles en poinçonnement. Néanmoins, le choix d'une formulation en déformation de la phase adoucissante exige d'avoir

des éléments finis de même taille et géométrie dans leur modélisation pour ne pas avoir une dépendance de la réponse vis-à-vis du maillage.

### 6.2.2.2 Modélisation du BFUP dans le modèle EPM3D

Suite à l'étude bibliographique présentée précédemment, il a pu être confirmé que le cadre théorique du modèle constitutif de béton EPM3D, basé sur une approche hypo-élastique avec une représentation diffuse de la fissuration et une orientation de la fissuration toujours alignée selon les directions de déformations principales; constitue une formulation intéressante pour la modélisation du comportement en traction du BFUP.

Un des avantages du modèle hypo-élastique réside dans le fait que l'évolution des déformations inélastiques, dans notre cas liées à la phase écrouissante, n'est pas contrôlée par une loi d'écoulement et ne nécessite pas une décomposition des déformations. La procédure utilisée pour évaluer l'état de contrainte dans le repère global à l'incrément  $i$  est illustrée sur la Figure 6.5. À chaque nouvel incrément de déformation  $\Delta\epsilon$ , les directions principales de déformation et les déformations principales sont calculées. Le concept de déformation équivalente est employé pour déterminer les contraintes principales. Il est donc supposé que l'orientation des contraintes principales coïncide avec celle des déformations principales. Ainsi, à partir du schéma de fissuration tournante (« rotating crack ») adopté, seule la définition d'une loi constitutive  $\sigma-\epsilon$  est nécessaire jusqu'au pic de résistance pour déterminer l'état de contrainte dans les directions principales. La dernière étape consiste à appliquer la matrice de rotation au tenseur des contraintes principales pour revenir à l'état de contrainte de l'élément considéré dans le système global, tel que montré sur la Figure 6.5.

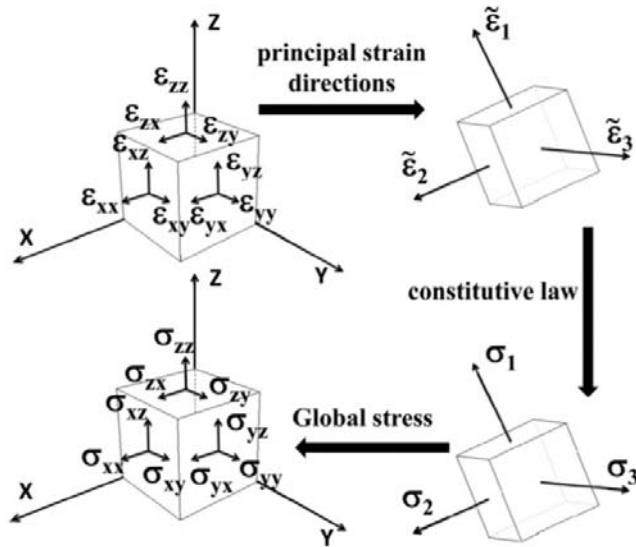
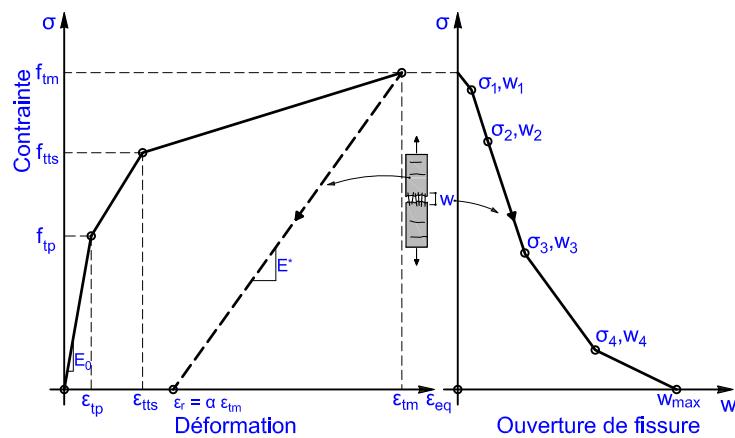


Figure 6.5 : Procédure de calcul d'un schéma à fissuration tournante (Hung et al. 2013)

Selon les observations expérimentales, et les recommandations de Naaman (2006) au niveau du comportement en traction uniaxiale du BFUP, la relation  $\sigma$ - $\epsilon$  adoptée dans le modèle numérique est définie par un comportement trilinéaire : (1) la première phase avec un comportement élastique linéaire jusqu'au point de limite élastique ( $f_{tp}$ ,  $\epsilon_{tp}$ ), suivie (2) d'une phase de transition traduite par la mise en action des fibres qui se termine au point ( $f_{tts}$ ,  $\epsilon_{tts}$ ), puis (3) d'une phase de comportement écrouissant stable jusqu'à la localisation d'une fissure qui commence à s'ouvrir ( $f_{tm}$ ,  $\epsilon_{tm}$ ). La Figure 6.6a montre la courbe de comportement idéalisée en phase pré-pic dans EPM3D.



a) relation  $\sigma$ - $\epsilon$  en phase pré-pic

b) relation en phase post-pic

Figure 6.6 : Définition du modèle numérique du comportement en traction du BFUP avec EPM3D

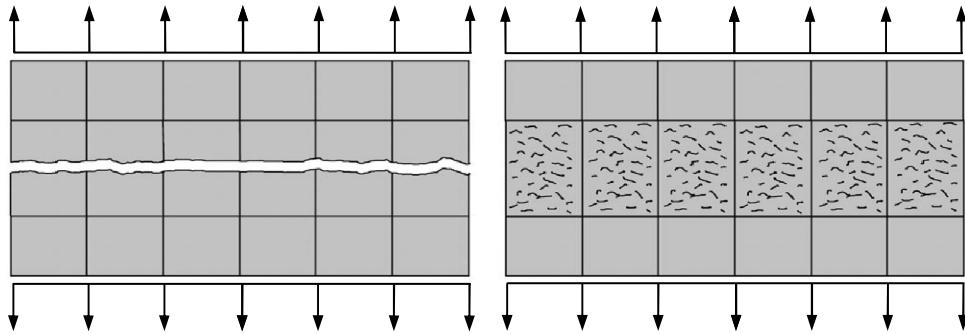
La contrainte principale  $\sigma_i$  à l'itération  $i$  est exprimée selon la déformation équivalente  $\varepsilon_i$ , tel que :

$$\sigma_i = E_0 \varepsilon_{i,eq} \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon_{i,eq} \leq \varepsilon_{tp} \quad (6.10)$$

$$\sigma_i = f_{tp} + (\varepsilon_{i,eq} - \varepsilon_{tp}) \left( \frac{f_{ts} - f_{tp}}{\varepsilon_{ts} - \varepsilon_{tp}} \right) \quad \text{pour } \varepsilon_{tp} < \varepsilon_{i,eq} \leq \varepsilon_{ts} \quad (6.11)$$

$$\sigma_i = f_{ts} + (\varepsilon_{i,eq} - \varepsilon_{ts}) \left( \frac{f_{tm} - f_{ts}}{\varepsilon_{tm} - \varepsilon_{ts}} \right) \quad \text{pour } \varepsilon_{ts} < \varepsilon_{i,eq} \leq \varepsilon_{tm} \quad (6.12)$$

En traction uniaxiale, la phase post-pic correspond à l'ouverture d'une macrofissure. Elle est caractérisée dans le modèle numérique par la définition de 5 points  $\sigma-w$  reliés entre eux par des segments de droite. Physiquement parlant, une fissure est une discontinuité de déplacement décrite expérimentalement par la loi contrainte-ouverture de fissure qui devra être rentrée dans le modèle. Dans le cadre d'une modélisation éléments finis avec une représentation continue de la fissuration, cette dernière sera traduite par la localisation de la déformation dans une bande d'éléments finis (cf. « Crack band theory » (Bažant et al. 1983)). Ce concept est illustré à la Figure 6.7.



(a) fissure réelle ou discrète

(b) fissure diffuse approximée

Figure 6.7 : Concept de fissure de traction Mode I dans un modèle de fissuration diffuse (Trüb 2011)

Ainsi, à partir de la déformation totale équivalente  $\varepsilon_i$  à un point d'intégration, la détermination de l'ouverture de fissure correspondante s'exprime :

$$w_i = \left[ \left( \frac{f_{tm} - \sigma_{i-1}}{E^*} \right) + (\varepsilon_{i,eq} - \varepsilon_{tm}) \right] l_{ch} \quad (6.13)$$

où  $l_{ch}$  est la longueur caractéristique. Cette longueur correspond à la distance entre deux points d'intégration dans laquelle la fissuration est diffuse. Puisque la contrainte reste constante dans l'ensemble des éléments, l'entrée dans la zone adoucissante d'une bande d'éléments va conduire au déchargement des éléments voisins en dehors de cette zone. Ces derniers se déchargent de façon élastique suivant un module de déchargement. Contrairement au BO et au BRF, où les éléments se déchargent selon le module d'élasticité  $E_0$ , le module de déchargement considéré dans le cas du BFUP est un module endommagé,  $E^*$ . Ce module est directement contrôlé par le paramètre  $\alpha$  qui définit le ratio de déformation résiduelle par rapport à la déformation maximale atteinte. Dès l'entrée dans la phase adoucissante, d'après l'équation (6.9), le module de déchargement s'exprime :

$$E^* = \frac{f_{tm}}{\varepsilon_{tm}(1-\alpha)} \quad (6.14)$$

De manière plus générale, si un déchargement à l'incrément  $i$  se produit dans la phase écrouissante, le module de déchargement des éléments devient :

$$\text{si } \tilde{E}^* = \frac{\sigma_i}{\varepsilon_i(1-\alpha)} < E_0 \text{ alors} \quad E^* = \tilde{E}^* \quad (6.15)$$

$$\text{sinon} \quad E^* = E_0 \quad (6.16)$$

Les différentes équations précédemment présentées ont été programmées dans une sous-routine FORTRAN au sein du modèle EPM3D. Ces modifications apportées ont ensuite été validées dans un premier temps au niveau de la réponse d'un élément fini cubique à un point d'intégration. La version EPM3D\_v3p4\_beta permet dorénavant de modéliser le comportement du BFUP.

## 6.3 Modélisation numérique avec Abaqus/Explicit

### 6.3.1 Analyse dynamique quasi-statique – l'approche explicite

Dans le cadre de cette thèse, l'ensemble des modélisations numériques sont menées à partir du logiciel ABAQUS et son module de résolution ABAQUS/Explicit avec le modèle de béton EPM3D intégré comme sous-routine.

Le comportement du béton présente une réponse fortement non linéaire sous un chargement statique à cause de la formation de fissures. De plus, dans le cadre de simulations numériques

complexes, de nombreuses autres sources de non linéarité sont présentes : non linéarité géométrique (grandes déformations) et conditions de contact. Plusieurs travaux de recherches ont montré qu'une résolution explicite de problèmes statiques non linéaires offre une meilleure efficacité en termes de temps de calcul et convergence de la solution (Ben Ftima 2013; Dhanasekar et al. 2008; Kianoush et al. 2008; Prinja et al. 2005; Ziari et al. 2013).

À l'origine, le module ABAQUS/Explicit est développé pour l'analyse de structures sous impact. En effet, la résolution d'un problème avec le module ABAQUS/Explicit consiste à résoudre l'équation de la dynamique (Équation de Newton) à partir d'un schéma d'intégration numérique temporelle explicite. Si l'application des charges externes est suffisamment lente pour que les forces d'inertie et d'amortissement soient négligeables, on se ramène donc à un problème quasi-statique. On parle alors d'une technique de résolution d'un problème statique non linéaire par une analyse dynamique quasi-statique.

Pour rappel, dans le cas d'une résolution classique d'un problème statique non linéaire, le but est de résoudre l'équation d'équilibre en inversant la matrice de rigidité tangente globale du système. À chaque incrément, une boucle d'itération (Newton-Raphson, méthode des longueurs d'arcs) à partir d'un schéma d'intégration numérique implicite est nécessaire pour actualiser la matrice de rigidité. Le calcul progresse ainsi à l'incrément suivant dès lors qu'un critère de convergence est respecté, souvent basé sur le résidu. Dans le cas de non linéarité sévère, cette procédure d'itération peut causer de sérieux problèmes de convergence pour pouvoir continuer de progresser à l'incrément de charge ou au déplacement suivant.

Contrairement au schéma classique, la résolution avec ABAQUS/Explicit se fait en avançant explicitement dans le temps en résolvant l'équation de la dynamique. Il n'est donc plus nécessaire de venir inverser la matrice de rigidité tangente globale du système par un processus itératif à chaque incrément. Dans le cadre d'une analyse dynamique quasi statique, ce temps devient un temps virtuel (Ben Ftima 2013). La méthode d'intégration numérique explicite est conditionnellement stable. Il existe donc une certaine restriction sur les incréments de temps. Abaqus/Explicit procède à une estimation conservatrice du pas de temps critique  $\Delta t_{stable}$  :

$$\Delta t_{stable} = \frac{h_{min}}{c} \quad (6.17)$$

où  $h_{\min}$  est la longueur caractéristique du plus petit élément du maillage, et  $c$ , la vitesse de propagation d'onde dans le matériau. Ce type de résolution nécessite en général un bien plus grand nombres d'incrément par rapport à une méthode de résolution statique, mais n'augmente pas pour autant le temps de calcul requis. Effectivement, comme les déplacements nodaux au temps  $t_{i+1}$  sont simplement calculés à partir des valeurs (vitesse nodale, forces externes et internes) obtenues à l'incrément précédent, au temps  $t$ , chaque incrément nécessite un temps de calcul très faible.

### 6.3.2 Conditions d'analyse quasi-statique

L'examen de l'évolution des énergies associées aux éléments finis au cours du chargement fournit une mesure pour évaluer si les résultats obtenus d'une simulation reflètent une solution quasi-statique. De ce fait, le ratio d'énergie cinétique totale sur l'énergie interne totale ( $E_c/E_i$ ) doit rester inférieur à 5%. Ben Ftima (2013) recommande de faire une première analyse avec un temps de chargement égal à 20 fois la période fondamentale du système. En cas de non-respect de ce critère, on peut allonger la période de chargement.

Dans ce projet, l'ensemble des charges sont appliquées par déplacement imposé. De façon à éviter des discontinuités dans le taux de chargement, une amplitude lisse est utilisée (« smooth step » dans ABAQUS). Cette fonction  $f_{lisse}$  tracée sur la Figure 6.8 a l'avantage d'avoir la première dérivée (la vitesse) et la seconde dérivée (l'accélération) nulle pour  $t = 0$  et  $t = 1$  :

$$f_{lisse}(t) = 6t^5 - 15t^4 + 10t^3 \quad (6.18)$$

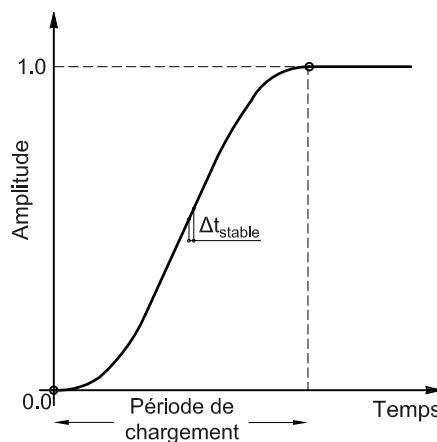


Figure 6.8 : Fonction d'amplitude  $f_{lisse}$  (smooth step) définie dans ABAQUS

### 6.3.3 Éléments solides 3D

Le seul élément hexaédrique disponible dans ABAQUS/Explicit pour les solides 3D est un élément linéaire à 8 nœuds avec un seul point d'intégration en son centre, noté C3D8R. Ce type d'élément très simple, aux fonctions de forme linéaires, fournit un champ constant par élément. La localisation de la fissure surviendra dans un seul élément fini. Il facilite ainsi la détermination de la longueur caractéristique,  $l_{ch}$  qui sera directement égale à la longueur équivalente de l'élément,  $h$ , tel que défini à l'équation (6.6). Cet élément s'avère judicieux pour la modélisation des matériaux adoucissant. Rot (1988) entreprit une étude pour savoir quels sont la formulation et le choix du maillage les plus pertinents pour caractériser la localisation de la fissure dans une simulation de fissuration de béton en traction. Il a conclu que la localisation de la fissure est mieux représentée par l'utilisation d'une multitude de petits éléments à champ constant que peu d'éléments avec un ordre élevé des fonctions de formes. Il l'explique du fait qu'une fissure réelle, par définition discrète avec une déformation infinie sur une longueur nulle, est plus étroitement approximée par une déformation constante sur une fine bande que par une déformation linéaire sur une plus large bande. De plus, le concept de champ constant par élément est davantage compatible avec la notion de diffusion d'une fissure (« smeared crack »), qui implicitement suppose une déformation constante sur une certaine longueur.

S'agissant d'un élément à intégration réduite, il est nécessaire d'utiliser des algorithmes de contrôle des déformations à énergie nulle. Ces schémas de contrôle sont communément appelés « *Hourglasse controls* ». Le procédé *Relax Stiffness* a été choisi pour le contrôle des déformations à énergie nulle dans l'ensemble des modélisations de ce projet. Durant toute la période d'analyse, il faut vérifier à ce que le ratio d'énergie artificielle apporté par l'« *Hourglass controls* » sur l'énergie interne totale, noté  $E_H/E_i$  ne dépasse pas 5%.

## 6.4 Validation du modèle EPM3D avec du BFUP

Les performances du modèle constitutif de béton EPM3D intégrant les nouvelles modifications pour modéliser le comportement du BFUP sont démontrées à partir d'une campagne expérimentale menées sur des essais d'os en traction directe (3 spécimens) et des essais sur des dallettes en flexion 4 points (6 spécimens). L'ensemble des essais de cette campagne expérimentale provient d'une même coulée d'un BFUP avec 4% de fibres (BFUP-4%). L'objectif

de cette validation est d'évaluer la prédiction numérique du comportement mécanique de dallettes en flexion 4 points sur la base de lois de comportement définies à partir des essais sur os en traction directe. Ainsi, dans un premier temps, les lois  $\sigma-\varepsilon$  et  $\sigma-w$  introduites dans EPM3D valideront la bonne reproduction des os en traction. Une vérification de l'indépendance de la solution par rapport à la taille des éléments du maillage est présentée. Ensuite, une évaluation de la performance du modèle à prédire le comportement en flexion, à savoir la courbe force-flèche et le schéma de fissuration, est démontrée à partir de la définition des lois de comportement obtenues en traction directe.

#### 6.4.1 Modélisation du comportement en traction du BFUP

Expérimentalement, le comportement mécanique en traction directe est obtenu à partir d'un spécimen en forme d'os (Figure 3.20). Dans la zone de section réduite, au centre du spécimen, la longueur et la largeur sont de 300 mm et 100 mm respectivement, pour une épaisseur de 50 mm. Les os sont coulés par de multiples passes pour favoriser un alignement des fibres dans l'axe de chargement de l'os. Avec cette méthode de coulée, le comportement mécanique obtenu représente le comportement optimal que peut offrir le BFUP testé avec une orientation favorable des fibres. De plus, cela permet de minimiser la dispersion des résultats liée à une orientation moins favorable des fibres.

L'os est encastré aux deux extrémités par l'application d'une pression de 6.89 MPa (1000 psi) à partir des mâchoires de la presse (Figure 3.22). Le chargement du spécimen est effectué à partir du plateau supérieur de la presse par l'imposition d'un déplacement contrôlé.

Le modèle éléments finis généré pour la simulation numérique des essais de traction respecte la géométrie exacte du spécimen et les conditions aux limites. Les conditions aux limites considérées pour la modélisation sont présentées à la Figure 6.9. L'ensemble des paramètres définis dans le modèle est donné au Tableau 6.1. La loi de comportement du BFUP entrée dans EPM3D est directement déduite des résultats des 3 spécimens d'os testés, tel que montré sur la Figure 6.10. Le paramètre de déchargement,  $\alpha$ , a été déduit à partir de 3 os supplémentaires issus de la même coulée, pour lesquels un déchargement a été réalisé à différents stades de déformation dans la phase écrouissage soit à 1,1%, 1,75% et 2,55% (Figure 6.11). Une valeur de  $\alpha = 0.375$ , obtenue pour l'essai au stade de déformation médian, a été choisie et conservée pour toutes les modélisations faites dans le cadre de ce projet.

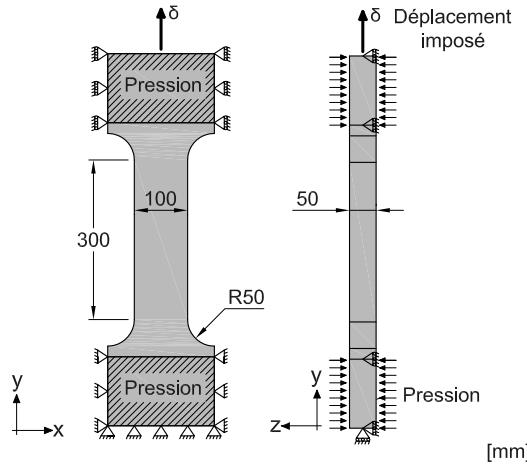
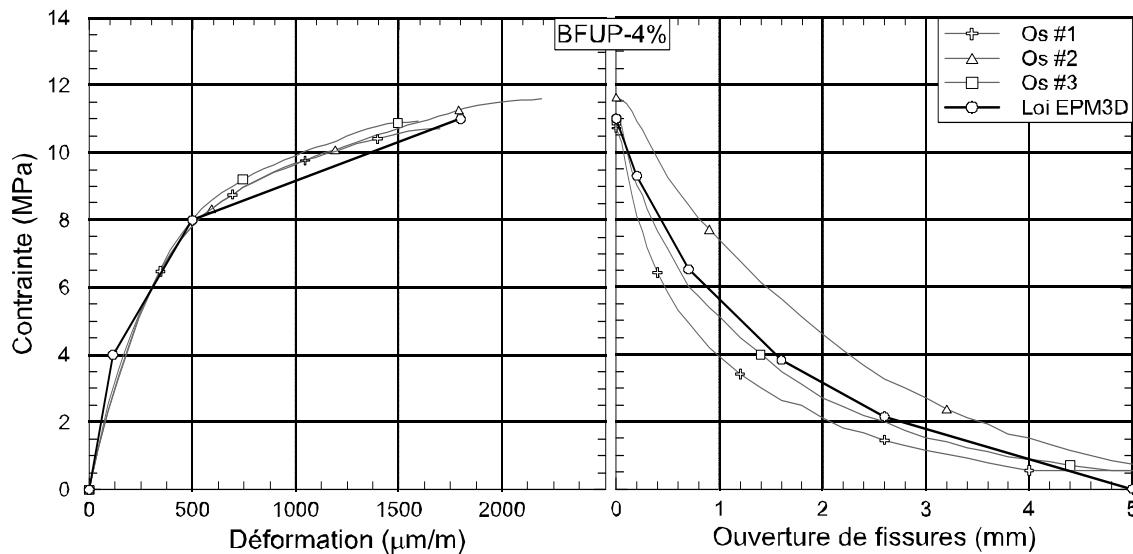


Figure 6.9 : Conditions aux limites du modèle éléments finis (MEF) de l'essai d'os

Tableau 6.1 : Paramètres du modèle EPM3D pour le BFUP-4% testé

Compression		Traction					
		Pré pic		Post pic			
		Contrainte (MPa)	Déform. ( $\mu\text{m/m}$ )	Contrainte (MPa)	Ouv. fiss.(mm)		
$f_c$ (MPa)	115	$f_{tp}$	5	$\sigma_1$	8.80	$w_1$	0.2
$\varepsilon_0$ ( $\mu\text{m/m}$ )	4500	$f_{tts}$	8.5	$\sigma_2$	5.56	$w_2$	0.7
$f_{c,\text{uniaxial}}/f_{c,\text{biaxial}}$	1.16	$f_{tm}$	11	$\sigma_3$	2.88	$w_3$	1.6
General				$\sigma_4$	1.47	$w_4$	2.6
$E_0$ (MPa)	35000		Paramètre déchargement	$\sigma_5$	0.00	$w_{\max}$	5.0
$\nu$ (-)	0.2		$\alpha$	0.375			
Surf. rupture	Willam-Warnke						



(a) relation  $\sigma$ - $\varepsilon$  en phase pré-pic

(b) relation en phase post-pic

Figure 6.10 : Définition de la loi comportement en traction du BFUP-4% dans EPM3D

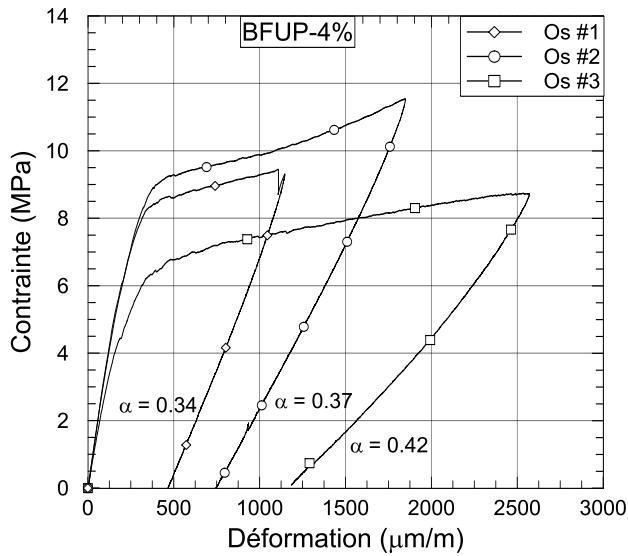
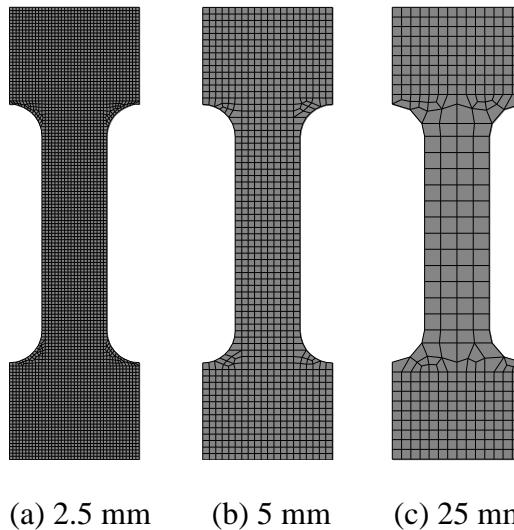


Figure 6.11 : Comportement en traction durant une phase de déchargement

La Figure 6.12 présente les trois maillages avec une taille d'éléments finis différente pour valider l'indépendance du maillage vis-à-vis de la réponse.



(a) 2.5 mm      (b) 5 mm      (c) 25 mm

Figure 6.12 : Modélisation EF d'un os en traction directe avec 3 tailles différentes d'EF

La Figure 6.13, présentant les courbes contrainte-déplacement expérimentales et numériques, permet de confirmer la bonne approximation du comportement global du BFUP en traction avec le modèle numérique développé. Ce résultat est logique et attendu, car les lois de comportement en traction dans le modèle sont directement calibrées à partir de ces essais expérimentaux. Il est par contre intéressant de noter que la réponse du modèle EF est bien indépendante de la taille du maillage.

Avant d'atteindre la localisation d'une fissure, les multiples microfissures formées durant la phase écrouissante sont traduites numériquement par une déformation équivalente active sur toute la longueur réduite du spécimen. Une fois la contrainte de traction maximale  $f_{tm}$  atteinte dans un élément ou une rangée d'éléments, une macrofissure se forme. Au niveau du schéma de fissuration, le modèle numérique présente pour les trois maillages différents une localisation de la fissuration à l'approche du changement de section (Figure 6.14), identique aux spécimens testés (Figure 6.15). Cette constatation est directement liée à un changement de section trop raide qui induit une concentration de contrainte dans cette zone dès la phase de comportement élastique-linéaire, indépendamment de la taille du maillage. À l'avenir le changement de section de l'os étudié devrait être plus graduel afin d'éviter ou limiter une concentration de contrainte trop importante.

Numériquement, seulement une bande de fissure localisée se forme. C'est cette dernière qui contrôle la réduction de contrainte par adoucissement dans la phase post-pic jumelée à un déchargement du reste des éléments suivant la pente  $E^*$ .

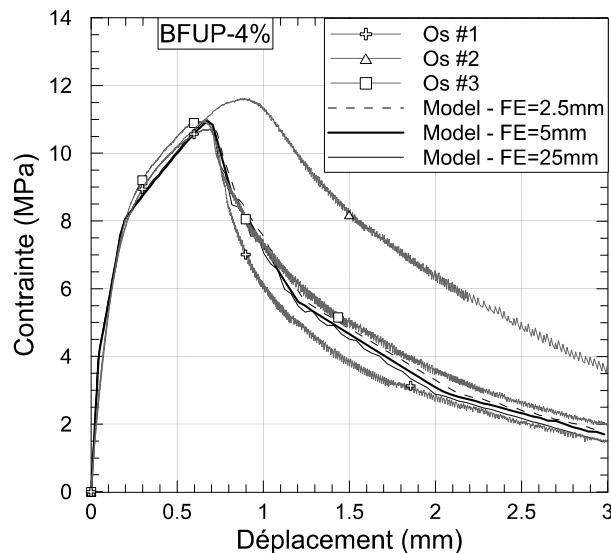


Figure 6.13 : Comparaison entre le comportement global (contrainte-déplacement) expérimental et numérique d'os en traction directe

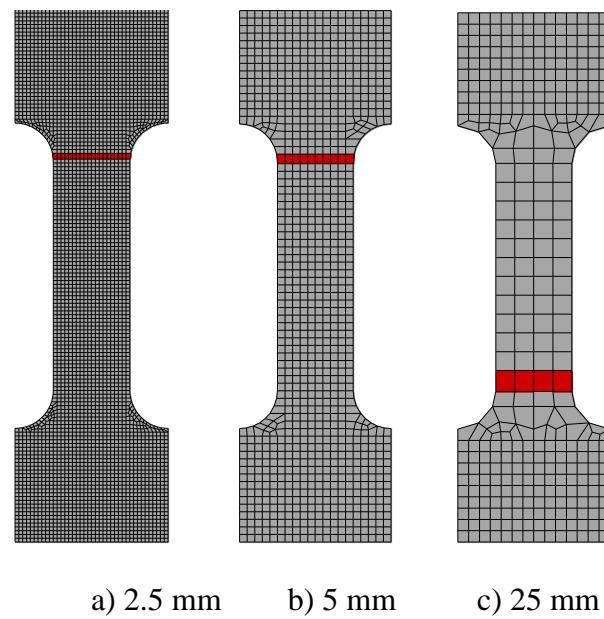


Figure 6.14 : Schéma de fissuration numérique suite à la localisation de la fissure

Cette étape valide l'implémentation de la loi de BFUP dans le modèle constitutif de béton EPM3D.



Figure 6.15 : Schéma de fissuration expérimentale suite à la localisation de la fissure (Os #2)

## 6.4.2 Essais de flexion 4 points

### 6.4.2.1 Prédiction du comportement en flexion à partir des propriétés de matériaux homogènes en traction

En parallèle des os de traction directe, 6 dallettes de section  $150 \times 50$  mm de la même coulée ont été testées en flexion 4 points. Les charges sont appliquées aux tiers de la portée entre appuis, avec  $l = 300$  mm. Les spécimens ont été coulés sur la tranche pour assurer une parfaite planéité et un bon parallélisme des surfaces en contact avec les appuis et le système d'application de la charge. Tout comme les os, de multiples passes dans l'axe longitudinal de la dallette sont effectuées lors du coulage pour garantir une orientation préférentielle des fibres.

La Figure 6.16 montre le montage expérimental servant à l'essai de flexion. Les appareils d'appui identiques aux exigences de la norme ASTM C78-08 (2008), identique à la norme CSA-A23.2-8C-14 (2014), sont utilisés. Les charges sont appliquées par déplacement contrôlé du vérin. La flèche à mi-portée est enregistrée à partir de deux LVDT positionnés de chaque côté de la dallette.

Au niveau de la modélisation numérique, la géométrie, les points d'application des charges et les conditions aux limites sont montrés sur la Figure 6.17. Les simulations sont faites par déplacement imposé. Deux tailles d'éléments finis,  $EF = 2.5$  mm et  $EF = 5$  mm, sont considérées. Les propriétés mécaniques sont restées identiques à celles définies pour la modélisation des os en traction, selon le Tableau 6.1.

Récemment, Wille et al. (2012) ont présenté une étude très intéressante et complète sur l'influence de la taille des prismes, la méthode de coulée et les conditions d'appuis sur le comportement en flexion (3 points et 4 points) de BFUP. Les auteurs alertent sur l'importance de la prise en considération de la friction présente au niveau des appuis lorsqu'une analyse inverse est menée sur des essais de flexion pour déduire le comportement en traction uniaxiale du BFUP. Pour s'affranchir d'effets structurels sur un essai de caractérisation du matériau, ils suggèrent, soit des appuis à friction quasi-nulle (appui à roulement à bille avec interface de Téflon), soit la quantification du degré de frottement induit aux appuis. En effet, ils montrent que selon le type d'appui utilisé, négliger la friction revient à surestimer jusqu'à environ 30% la résistance en traction. Selon leur étude, les appuis recommandés par la norme ASTM C78-08 (Figure 6.18a)

présentent un frottement relativement élevés qu'ils estiment à un coefficient de frottement moyen,  $\mu = 0.4$ . Cette valeur a été retenue pour les modèles numériques entre les supports et la dallette en BFUP (Figure 6.18b).

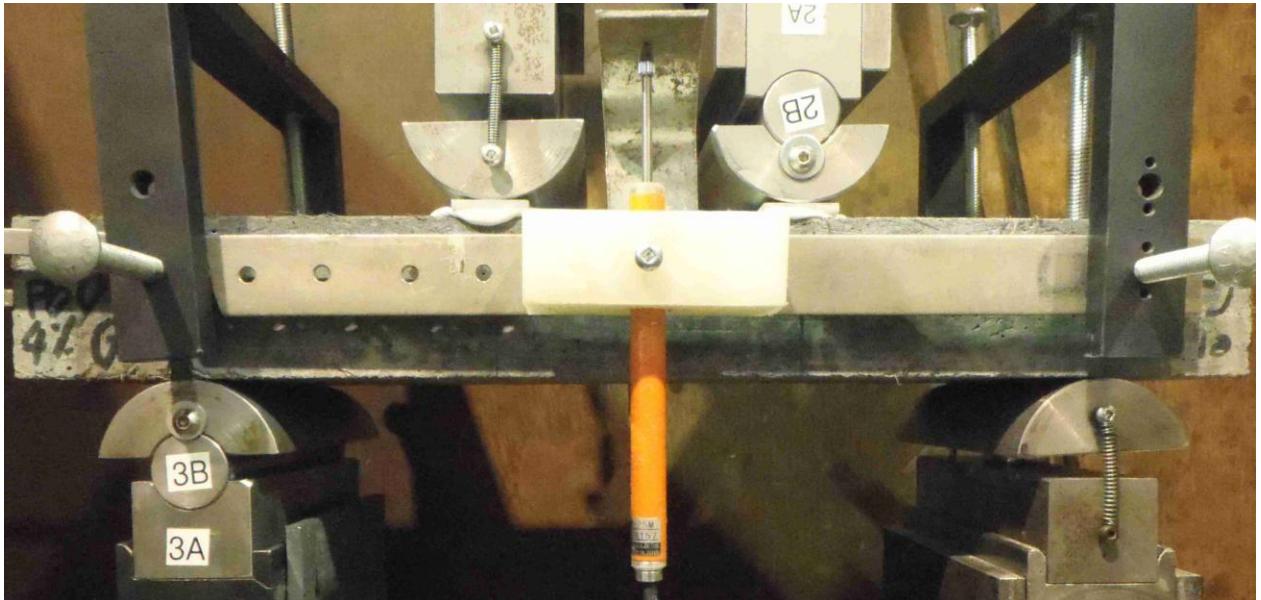


Figure 6.16 : Montage expérimental servant à l'essai de flexion 4 points sur BFUP

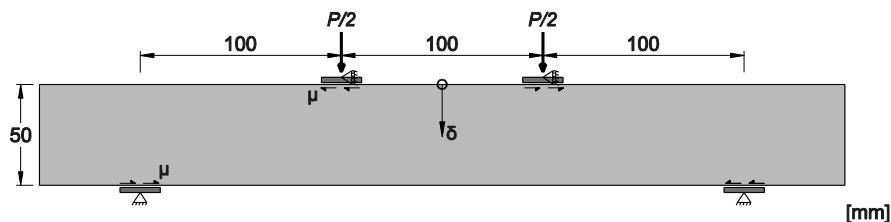


Figure 6.17 : Géométrie, charge et conditions aux limites du modèle éléments finis d'une dallette en flexion 4 points



(a) appareil d'appui utilisé expérimentalement, adapté de Wille (2012)

(b) simplification numérique à partir d'un coefficient de frottement moyen

Figure 6.18 : Conditions de frottement au niveau des appuis

La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques est présentée à la Figure 6.19.

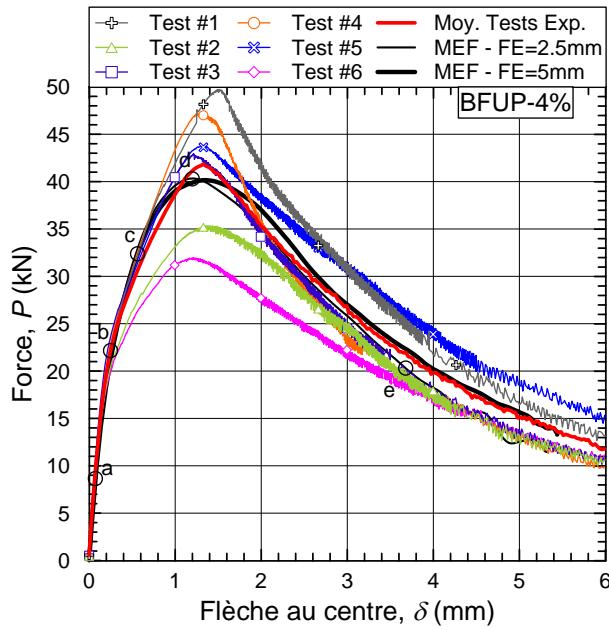


Figure 6.19 : Prédiction du comportement en flexion à partir des propriétés du BFUP en traction directe

La modélisation numérique permet une bonne approximation du comportement global force-flèche des essais de flexion 4 points à partir de la loi de comportement obtenue des essais de traction. Les courbes numériques reproduisent les mêmes trois phases de comportement notées expérimentalement à savoir : 1) un comportement élastique jusqu'à la première microfissuration, suivi 2) d'un comportement écrouissant en flexion, et ensuite 3) d'un comportement adoucissant une fois le pic de charge atteint. La flèche au pic de charge est comparable à celle obtenue expérimentalement. Au niveau de l'estimation de la résistance maximale, une importante dispersion est présente dans les essais expérimentaux. Le résultat des simulations numériques fournit une valeur très proche de celle obtenue à partir de la moyenne des 6 dallettes.

Cependant, le schéma de fissuration entre les essais expérimentaux et la modélisation est différent, comme on peut le voir entre la Figure 6.20 et la Figure 6.22. La Figure 6.21 et la Figure 6.22 montrent l'évolution de la microfissuration puis la localisation de la fissuration à différents stades de chargement a, b, c, d, e tel que défini par des cercles sur la Figure 6.19 pour une taille d'élément finis, EF = 2.5 mm.

Expérimentalement (Figure 6.20), la phase post-pic est contrôlée par une seule fissure qui s'ouvre entre les deux points d'application de la charge. Numériquement, suite à l'évolution du

comportement écrouissant en fibre inférieure de la poutre (Figure 6.21), deux fissures se développent dans une bande d'éléments proche du point d'application de la charge dans la zone centrale et contrôlent la phase post-pic (Figure 6.22). La différence dans le schéma de fissuration provient directement d'une différence conceptuelle entre l'essai et le modèle numérique. En effet, l'homogénéité du matériau considérée dans le modèle EF ne traduit pas la variabilité de comportement locale inhérente du matériau, même si elle est mineure. Dans la zone centrale, si en réalité une zone offre une résistance moindrement plus faible, la localisation de la fissuration surviendra ainsi à cette position. Une technique simple proposée par différents auteurs (de Montaignac et al. 2013; Sadouki et al. 2006) consiste à venir définir une bande d'éléments affaiblis ayant une résistance au pic,  $f_{tm,réduit}$ , légèrement plus faible que le reste des éléments du maillage.

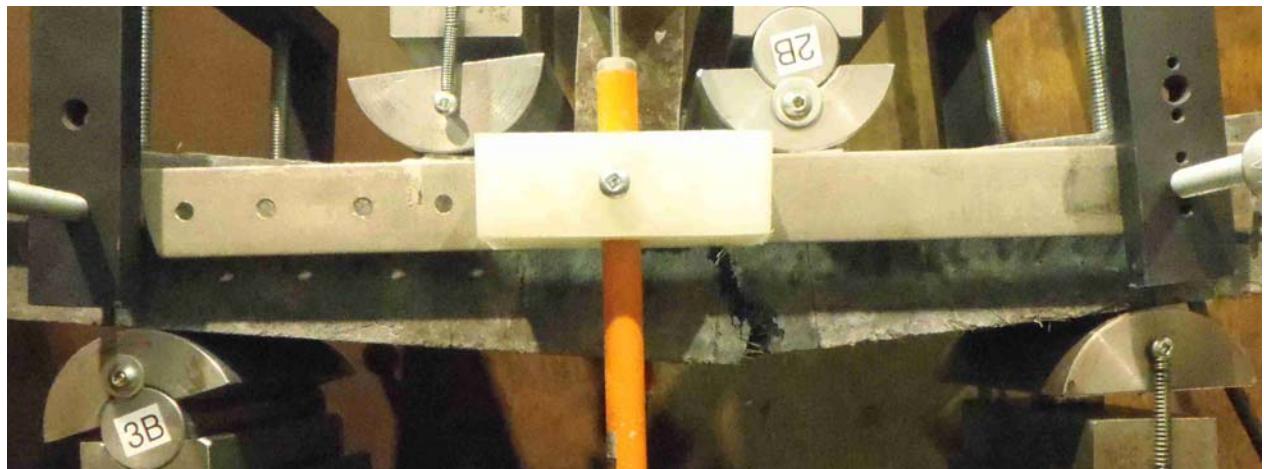


Figure 6.20 : Faciès de fissuration à la fin d'un test sur dallette

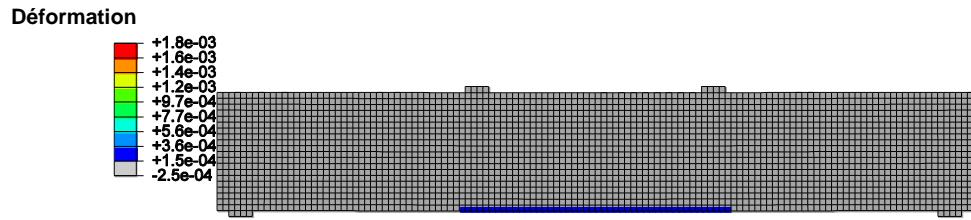
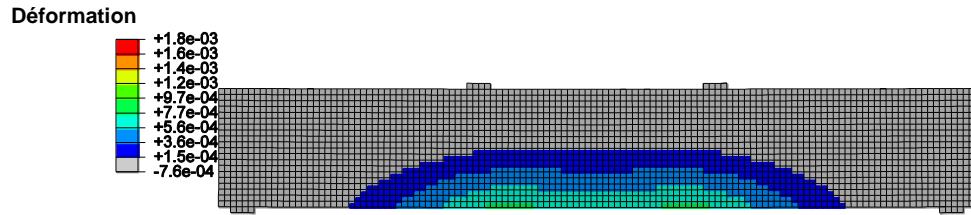
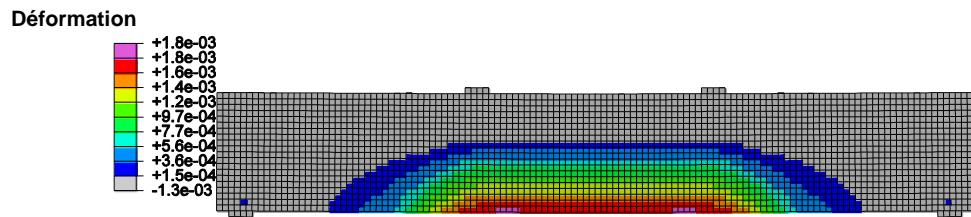
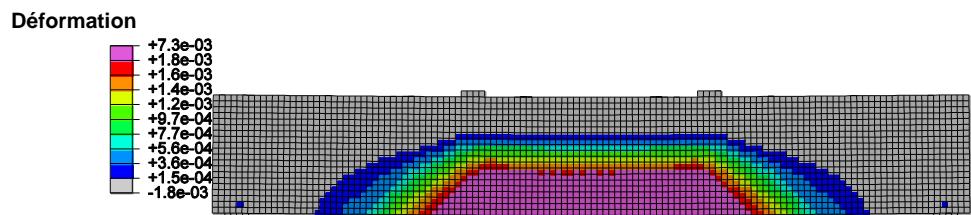
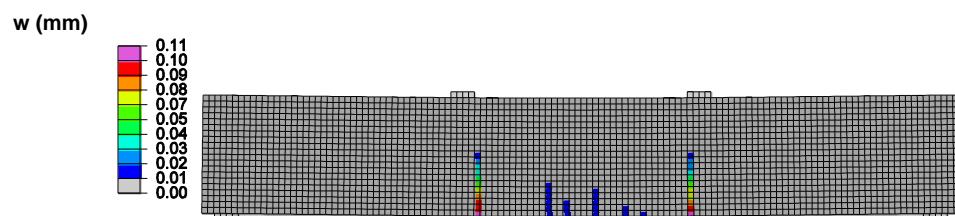
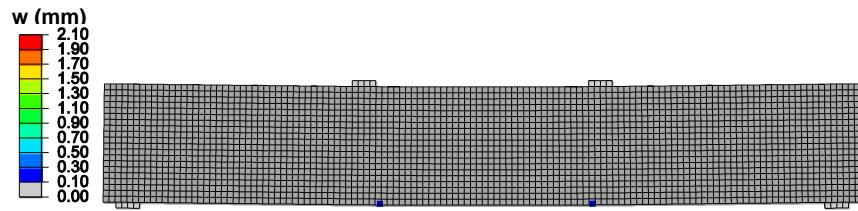
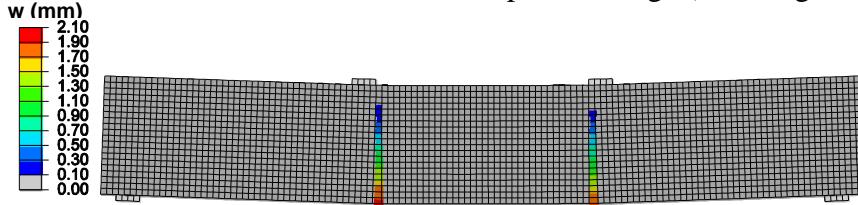
(a)  $P = 8.6$  kN : Entrée dans la phase de comportement écrouissant du BFUP en sous face(b)  $P = 22.2$  kN : Évolution de la zone de comportement écrouissant du BFUP(c)  $P = 32$  kN : Déformation  $\varepsilon > \varepsilon_{tm}$  localement en sous face(d.1)  $P_{max} = 40.3$  kN : Déformation  $\varepsilon > \varepsilon_{tm}$  dans la zone centrale(d.2)  $P_{max} = 40.3$  kN : Ouverture de fissure au pic de charge (Filtre  $0.01 < w < 0.1$  mm)

Figure 6.21 : Évolution des profils de fissuration de la phase écrouissante (micro-fissuration du BFUP) durant le chargement d'une dallette en flexion 4 points jusqu'au pic de charge (filtre  $\varepsilon > 160$   $\mu\text{m}$ )



(a)  $P_{\text{max}} = 40.3 \text{ kN}$  : Ouverture de fissure au pic de charge (idem Figure 6.21d.2)



(b)  $P_{\text{post-pic}} = 20.0 \text{ kN}$  : Ouverture de fissure au pic de charge dans la phase adoucissante

Figure 6.22 : Évolution des profils de fissuration du modèle numérique durant le chargement

(Filtre  $0.1 < w < 2.1 \text{ mm}$ )

#### 6.4.2.2 Modélisation en flexion avec une bande d'éléments affaiblis

À partir du modèle numérique précédent, un modèle comportant une bande d'élément finis avec une loi de comportement en traction réduite est supposée de largeur équivalente à la largeur d'un élément fini du maillage, soit 5 mm (Figure 6.23). La position de la bande affaiblie est considérée au milieu de la travée centrale. La loi de comportement de la zone affaiblie est donnée au Tableau 6.2. Elle correspond à une diminution de 1% de la résistance au pic, tout en conservant la même pente écrouissante que la loi de comportement d'origine. Les propriétés du reste des EF sont inchangées et sont définies au Tableau 6.1.

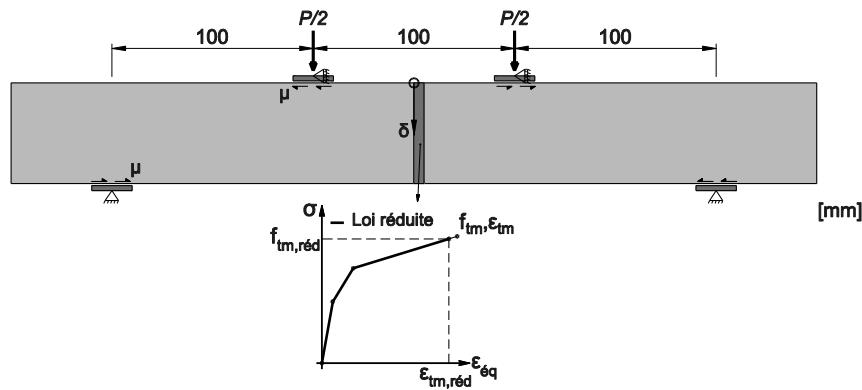


Figure 6.23 : Modèle éléments finis avec une bande d'élément au comportement mécanique en traction réduit

Tableau 6.2 : Paramètres du modèle EPM3D pour la zone affaiblie

Traction		Post pic		
Pré pic				
Contrainte (MPa)	Déform. (μm/m)	Contrainte (MPa)	Ouv. fiss.(mm)	
$f_{tp}$	5	$\sigma_1$	8.70	$w_1$
$f_{tts}$	8.5	$\sigma_2$	5.50	$w_2$
$f_{tm}$	10.9	$\sigma_3$	2.85	$w_3$
		$\sigma_4$	1.45	$w_4$
Paramètre déchargement		$\sigma_5$	0.00	$w_{max}$
$\alpha$	0.375			

La Figure 6.24 présente la différence de comportement entre le modèle avec des propriétés homogène et le modèle avec une bande affaiblie. Le comportement jusqu'au pic de charge reste similaire entre les deux modèles. Ceci est logique car la modification de la résistance maximale en traction est négligeable. Par contre, la réduction de la charge par adoucissement est plus importante en présence d'une bande affaiblie, due au contrôle de cette phase par l'ouverture d'une seule fissure.

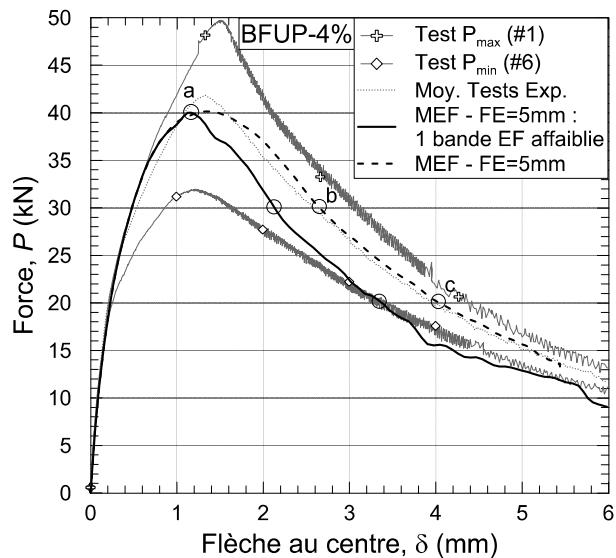
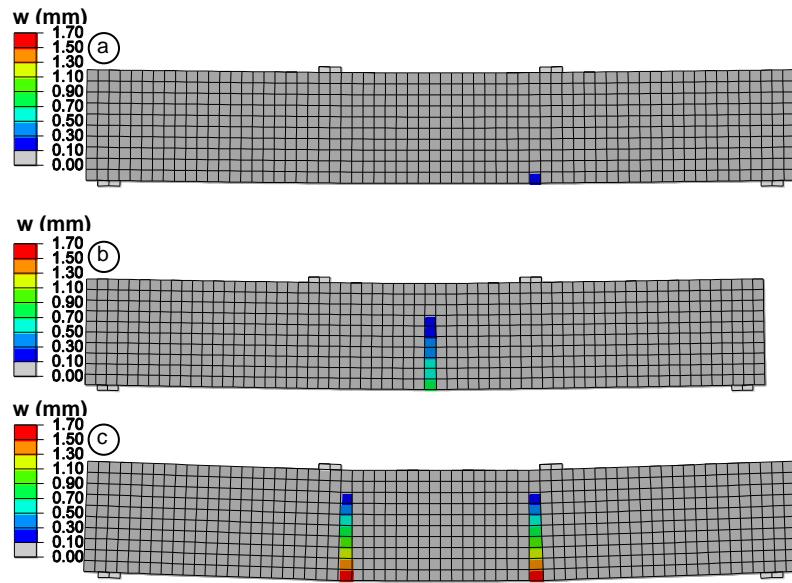
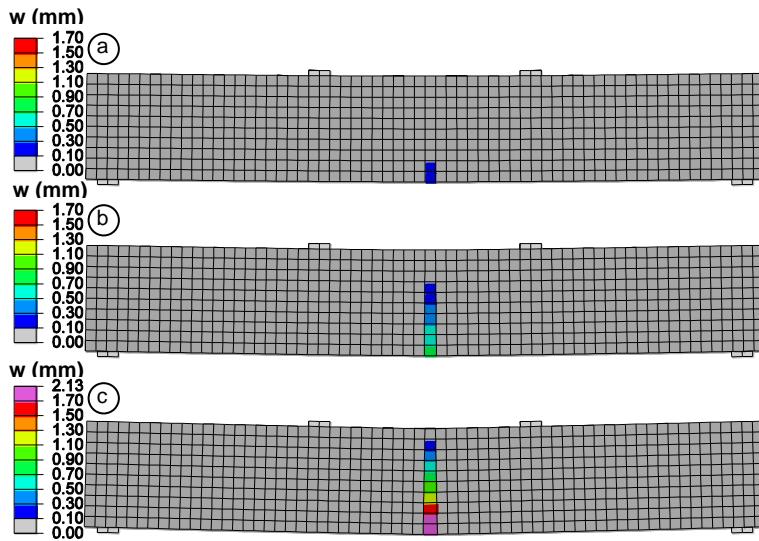


Figure 6.24 : Prédiction du comportement en flexion à partir des propriétés du BFUP en traction directe pour un modèle aux propriétés homogènes et un modèle avec une bande affaiblie

La Figure 6.25 montre les profils de fissuration à trois stades de chargement, a, b, c, tel que défini sur la Figure 6.24 entre le modèle aux propriétés homogènes et avec une bande affaiblie.



(a) Modèle avec propriétés homogènes



(b) Modèle avec une bande d'éléments aux propriétés affaiblies en traction

Figure 6.25 : Comparaison des profils de fissuration entre le modèle aux propriétés homogènes et avec une bande affaiblie

Dans le cas d'éléments dont la géométrie et les conditions aux limites sont parfaitement symétriques, cette étude montre les limites d'une considération des propriétés du béton homogène vis-à-vis du faciès de fissuration obtenue. Par contre, dans le cas de l'étude de joint de chevauchement, il n'est pas requis d'avoir recours au concept de bande de réduction puisque la

localisation de la fissure de fendage surviendra localement là où la contrainte maximale est atteinte.

## 6.5 Conclusion

La loi de comportement du BFUP développée dans ce projet a été introduite dans le modèle constitutif de béton EPM3D et a montré de bons résultats vis-à-vis les essais de caractérisation simples. Ce modèle 3D considérant une modélisation diffuse de la fissuration (« smeared crack ») et le concept de rotation des axes principaux au cours de la progression d'une fissure apparaît efficace pour la modélisation du BFUP à l'échelle d'éléments de structure.

La modélisation d'os en traction directe et de dallettes en flexion ont permis de mettre en évidence la validité de l'utilisation d'une loi de comportement contrainte-déformation en phase pré-pic et d'une loi contrainte-ouverture de fissure en phase post-pic pour la simulation numérique du BFUP. Ainsi, durant la phase écrouissante la phase de multi-fissuration n'est pas explicitement considérée, mais elle est traduite par une déformation homogénéisée définie selon une relation bilinéaire. En phase post-pic, l'avantage de définir une loi  $\sigma-w$  comme propriété caractéristique de la résistance en traction post-fissuration, qui est ensuite convertie en déformation au point de Gauss de chaque élément selon la taille caractéristique de l'élément, est d'offrir la possibilité d'avoir un modèle numérique avec différentes tailles d'éléments finis tout en garantissant une objectivité de la réponse selon le maillage. Dans cette phase, la fissuration est explicitement considérée à partir du concept de fissuration diffuse dans l'élément.

Il serait pertinent d'effectuer une nouvelle campagne expérimentale sur dallettes avec des prises de mesures locale telles que la déformation aux surfaces supérieure et inférieure du spécimen, ainsi que l'ouverture de fissures pour valider le modèle numérique à ce niveau.

## 6.6 Présentation des résultats numériques

Suite à cette étude de validation numérique du comportement du modèle de BFUP, le chapitre suivant présente au travers de l'article 3 un modèle éléments finis de joint de chevauchement développé à l'échelle de la crénelure avec des propriétés homogènes du BFUP dans toute la section. Une description des résultats de la validation du modèle de joint de chevauchement est faite.

**CHAPITRE 7    ARTICLE 3 : 3D NONLINEAR FINITE ELEMENT  
MODELING OF LAP SPLICES IN UHPFRC**

**Fabien Lagier, Bruno Massicotte, Jean-Philippe Charron**

Polytechnique Montréal, Québec, Canada

**Paper submitted to Journal of Structural Engineering, ASCE on July 5<sup>th</sup> 2015**

**Corresponding Author:**

Bruno Massicotte  
Department of Civil, Geological and Mining Engineering  
Polytechnique Montreal  
B.O. Box 6079, Station Centre-ville,  
Montreal, Qc, Canada, H3C 3A7

Tel.: +1 (514) 340-4711 Ext. 4501  
Fax: +1 (514) 340-4711  
Email : [bruno.massicotte@polymtl.ca](mailto:bruno.massicotte@polymtl.ca)

## 7.1 Abstract

Development in ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) structural applications that has taken place over the last two decades has generated innovative concepts that could significantly impact the concrete construction practice. The transition from conventional concrete with brittle behavior to strain hardening behavior in direct tension allows considering the design of innovative structural components and offers developing new techniques for rehabilitation. Building on experimental results of internally instrumented reinforcing bars, this paper investigates the impact of tensile characteristics of UHPFRC on the performance of lap splice connections using a refined 3D-FE model at rib scale using the 3D concrete constitutive model EPM3D implemented in ABAQUS. The results show that the model reproduces with accuracy the experimental behavior lap splice connections in UHPFRC in terms of maximum strength, splitting failure mode, crack pattern, steel stress distribution along the splice, and the eventual loss of bond. Using the validated 3D model nonlinear finite element model, the influence of splice length and UHPFRC cover thickness are highlighted in a parametric study of corner and interior lap splices. The paper illustrates the methodology that can be adopted along with experimental results to develop guidelines for designing lap splice connection in UHPFRC.

## 7.2 Introduction

### 7.2.1 UHPFRC in lap splice connections

Technological and scientific advances in the development of Fiber Reinforced Concrete (FRC) and Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) for structural applications that have taken place over the last two decades could potentially have significant impacts in the design of concrete structures. This family of new concrete materials allows introducing innovative concepts and solutions for the construction and rehabilitation of concrete structures and architectural elements. UHPFRC containing a sufficient amount of steel fibers (typically more than 2% by volume) is mainly characterized by an elastic-plastic behavior with a strain at peak stress ( $\epsilon_{tm}$ ) typically varying from 10 to 20 times the paste cracking strain ( $\epsilon_{tp}$ ) with strain hardening characteristics for high fiber volumes [1], as illustrated in Figure 7.1. The equivalent pseudo-plastic phase beyond the paste cracking is characterized by very fine diffused microcracks which spacing and opening decrease with fiber content increase [2]. The hardening

phase steepness and peak tensile strength before localization increase with fiber content [3] whereas the shape of the softening branch after crack localization depends more on the fiber length and ability to bridge crack growth.

Among the various innovations UHPFRC has been increasingly applied in lap splice connections, especially in North America. In most practical circumstances in normal concrete construction, lap splice ultimate bond strength is controlled by the splitting strength of the member caused by the bursting forces generated by the ribs of the deformed bars. The role played by splitting cracks in bond failure of lap splice regions emphasizes the importance of controlling the tensile hoop stress surrounding lapped bars [4]. Exploiting the outstanding strain hardening in tension provided by UHPFRC containing an adequate amount of fibers, several studies have shown the possibility of significantly reducing reinforcing bar splice length in precast construction [5-8], in lap splice rehabilitation for beams [9], or in seismic strengthening of inadequately detailed bridge piers [10]. The aforementioned research programs considered the performance of lap splices with UHPFRC mostly from the structural element performance point of view with consideration of the governing parameter effects on the global response. The comprehensive understanding of the bond strength mechanisms in UHPFRC requires specific studies aimed at evaluating the influence of UHPFRC tensile properties on the force transfer mechanisms between steel and concrete in lap splice connections.

### **7.2.2 Results of experimental studies on UHPFRC in lap splice connections**

An experimental program was recently conducted to study the local behavior of tension lap splices in UHPFRC with different fiber contents with the objective of relating the bond strength performance to the concrete tensile characteristics [3, 11]. The experimental program included a local insight of the steel and bond stress distribution along the lapped bars obtained from a fine internal strain measurement of the reinforcing bars of specimens in direct tension. Test results clearly indicated that the splice performance is clearly associated with the strain hardening characteristics of UHPFRC.

The pseudo-plastic behavior of UHPFRC allows to significantly increase bond strength, enabling developing quasi-uniform bond stress over a long portion of the lap splice without any observed compression damage of the concrete at the rib level. Unlike high strength concrete [12], doubling the splice length from  $5 d_b$  to  $10 d_b$  in UHPFRC led to an almost even contribution of each rib

along the splice length [11], without the need for providing any transverse reinforcement as required in high strength concrete without fibers. Lagier et al. [3] highlighted the importance of having a high fiber dosage of at least 3% per volume ( $\pm 240 \text{ kg/m}^3$ ) to ensure a minimum effectiveness of the fibers regardless their orientation and distribution in the element.

The tests performed by Lagier et al. [3, 11] included various lap splice length and UHPFRC tensile strength. With the internal reinforcement strain measurement, these tests provide steel stress distribution along the lapped length, constituting most probably the first study that gives an insight into a more fundamental behavior of bond in lap splice connection with UHPFRC. Using this data base to validate the modeling assumptions, this paper presents a nonlinear tridimensional finite element analysis of the bond interaction between reinforcing bars and UHPFRC at the rib scale.

### 7.2.3 Lap splices connection modeling challenges

In situations where the bond behavior is one of the main phenomenon controlling the member global response, the bond mechanism needs to be considered explicitly in simulations. In lap splice regions the load transfer between deformed bars and concrete is achieved mainly through bearing of ribs. The radial component of the inclined pressure generated in front of each rib induces tensile ring stresses that tend to split the surrounding concrete cover while bars slip relative to concrete. Therefore, to simulate the main failure mechanism of lap splices, the adopted model must reproduce the bond stress behavior in the stress-strain phase of UHPFRC (Figure 7.1.b) but also the splitting stress propagation associated with the post-cracking (Figure 7.1.c).

Actually, classic bar scale models using bond-slip law at the steel-concrete interface cannot be utilized to explicitly predict the contribution of the governing parameters for studying the local mechanism and predict the associated bond failure. The influence on the bond-slip law of concrete tensile properties, concrete cover, confinement, boundary conditions, reinforcing bar state of stress have to be known and predefined in the bond-slip law to be considered in the numerical simulations. Conversely using a rib scale model eliminates the need of such assumptions. The bond mechanisms are considered by explicitly representing the ribs on the bars and the associated inclined contact pressure generated on concrete, and by considering the interaction properties between steel and concrete, such as adhesion, friction and cohesive debonding. Since the first axisymmetric rib scale model developed by Reinhardt [13], the ability

of constitutive models to reproduce the fracture and crushing failure of concrete and the robustness of contact laws and algorithms have greatly improved. From a simplified simulation of beam-end anchorage of reinforcement, Tholen et al. [14] showed that rib scale models provide valuable insight to understand the mechanics of bond, and can be efficient tools for establishing rational design criteria. To the authors' knowledge, the first detailed 3D model for splices was developed to study straight and headed reinforcing bars in normal concrete specimen under tension [15]. The estimated crack pattern agreed well with experiments, and the finite element (FE) analysis realistically predicted the bond behavior. During the past decade, the tremendous increase of processor performance and computational speed have generated a growing interest for this type modeling for studying bond in normal strength concrete without fibers [16-18].

#### **7.2.4 Research objectives and scope of the paper**

The main purpose of the research work presented in this paper is firstly to develop and validate a 3D nonlinear finite element model representing lap splice connections in UHPFRC with the objective of eventually studying the influence of the mechanical properties of UHPFRC and geometrical details on the performance anchorage zones, and ultimate to contribute to the development of rational design criteria. The paper presents the model and the methodology adopted to determine the values of the governing parameters. The effect of concrete cover and lap splice length on bond performance are determined in examples illustrating the applicability of the validated model as a reliable tool for predicting the behavior of lap splices.

### **7.3 Modeling methodology**

Bond is a highly complex phenomena influenced by many parameters and for modeling lap splice splitting failure mechanism in tension, it is necessary to use a constitutive model mechanically justified and computationally robust, capable of reproducing the various states of stress in the concrete at the vicinity of the lapped reinforcing bars. Experimental evidence [11] clearly indicated the necessity of using a concrete constitutive model that can well reproduce the main aspects of concrete behavior under multiaxial stress conditions in 3D to obtain the relevant bond behavior at rib scale.

### 7.3.1 Material constitutive model

#### 7.3.1.1 UHPFRC and reinforcement

UHPFRC behavior is modeled by concrete constitutive model EPM3D [19] used as users subroutine in ABAQUS/Explicit [20]. EPM3D is a general model for the nonlinear analysis by finite elements of plain, reinforced, and fiber reinforced concrete structures. It is an orthotropic hypoelastic 3D model, based on a strain-rotating smeared crack approach with uncoupled components and strain decomposition [21]. The behavior of concrete is modeled using the equivalent strain concept related to each principal stress direction. The important features of the concrete behavior, such as tensile cracking, concrete crushing, tension-compression damage coupling, degradation of the elastic modulus under unloading-reloading, effect of confinement, and non-proportional loading are explicitly considered. The FE model has been validated from the material up to the full scale structural level [19, 22, 23].

An orthotropic post-cracking behavior in tension is used for fiber reinforced concrete (FRC). The post-cracking behavior is considered as an intrinsic material property defined by a softening stress-crack opening  $\sigma$ - $w$  response. After the equivalent strain in the major tensile direction exceeds the matrix cracking strain, the equivalent post-cracking strain is calculated from the softening law  $\sigma$ - $w$  according to a characteristic crack length. The crack band approach [24] was adopted to reduce the mesh dependency of the softening behavior and the characteristic length depends directly on the element geometry. The advantage of this formulation relies in its simplicity and efficiency. The performance of the concrete constitutive model for FRC was demonstrated by de Montaignac et al. [25] through the modelling of a vast experimental program that included different standardized material test specimens and structural elements. For UHPFRC the model considers the stress-strain  $\sigma$ - $\epsilon$  properties with hardening if applicable up to the peak tensile stress followed by a softening stress-crack opening  $\sigma$ - $w$  response.

Figure 7.1 illustrates the typical direct tensile behavior of UHPFRC and the input data for constitutive model EPM3D. Beyond the concrete paste cracking strength ( $f_{tp}$ ), the strain hardening response in the principal axis is modeled by a bi-linear function as suggested by Naaman et al. [26] whereas the post-cracking behavior after crack localization is defined by multilinear segments as for conventional FRC.

In this study reinforcing bars are modeled using solid 3D elements as indicated later. Steel properties are assumed to present an elastic-perfectly plastic behavior, with a specified yield strength,  $f_y$ . The von Mises yield criterion is used for the reinforcement element.

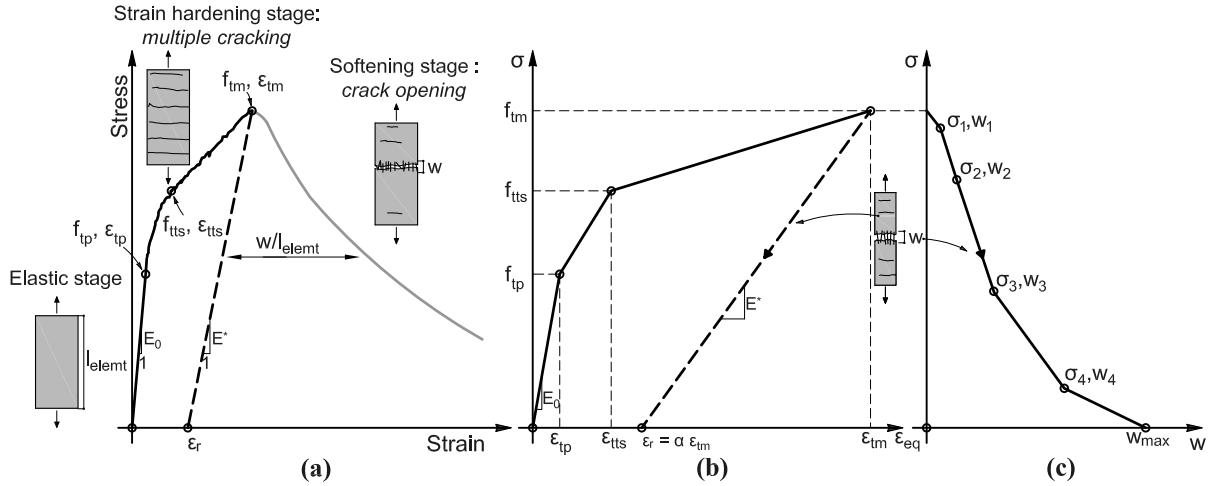


Figure 7.1 : Schematic tensile response of a strain-hardening UHPFRC: (a) typical global direct tensile test response; (b) simplified stress-strain response with strain hardening; (c) multi-linear softening stress crack-opening response

### 7.3.2 Bond modeling

The main objective of the proposed 3D model is to reproduce the bond behavior and performance as the result of the finite element analysis rather than a predefined input. Hence, the major bond mechanism, which consists essentially of the wedging action of the bar ribs onto concrete, is simulated by explicitly modeling each rib of the reinforcing bar. Consequently only contact formulation is defined at the steel-concrete interface as illustrated in Figure 7.2. The steel-concrete interface properties are considered through the general contact algorithm available in ABAQUS. A penalty method is used to enforce the normal and tangential contact constraints at the steel-concrete interface.

Load transfer between steel and concrete element is achieved by a hard contact-overclosure relationship as a normal behavior interface at the rib front faces. With penalty formulation, when ribs (steel elements) are in contact with concrete elements, approximate enforcement appears due to penalty stiffness chosen automatically by ABAQUS. Small amount of steel element penetration is consequently allowed but remains typically insignificant. At the rear face of ribs

when no contact pressure is transmitted, concrete and steel surfaces are totally free to separate. Along the interface between two adjacent ribs a combined Coulomb friction model and a maximum normal debonding strength are defined, as illustrated in Figure 7.2 and presented in the Figure 7.3a.

The failure surface used corresponds to the Mohr-Coulomb model:

$$\tau = \bar{\tau}_t - \mu \sigma \text{ if } \sigma \leq \bar{\sigma}_n \quad (7.1)$$

$$\tau = 0 \text{ if } \sigma \geq \bar{\sigma}_n \quad (7.2)$$

In the normal direction, progressive normal separation at steel-concrete interface is modeled by a surface based cohesive contact. When interface thickness is negligible, this surface-based cohesive behavior defined as a surface interaction property, is preferred to cohesive elements because its ease of use, its ability to be coupled with other surface interaction, and its computation time efficiency. As shown in Figure 7.3b, a traction-separation is assumed by a linear elastic behavior and linear softening stress-normal displacement. Separation occurs when the maximum tensile stress normal to the steel concrete interface is reached.

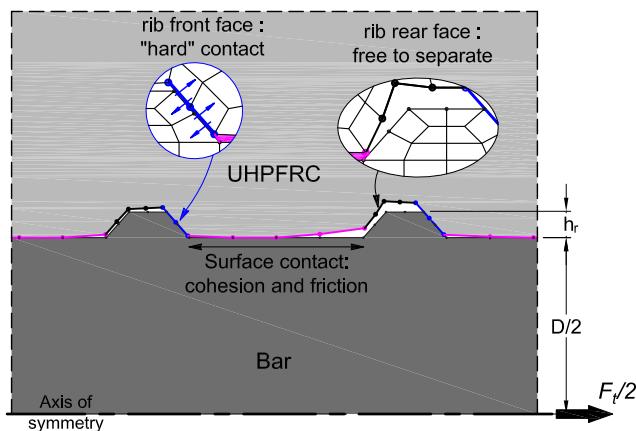


Figure 7.2 : Schematic view of different surface interaction properties at steel-concrete interface

In the shear direction, the shear stresses developed at steel-concrete interface are made up of an adhesion component independent of normal stress and a frictional component that varies in proportion to the normal stress. Adhesion between steel and concrete is modeled by the same kind of surface interaction property defined in the normal direction but for the two shear

directions. Cohesive stiffness ( $K_{tt}$ ,  $K_{ss}$ ), adhesion bond strength ( $\bar{\tau}_t$ ,  $\bar{\tau}_s$ ) and total displacement at failure ( $\delta_t^d$ ,  $\delta_s^d$ ) must be specified (Figure 7.3c). Once the cohesive stiffness starts degrading, the friction model is activated and contributes to the shear stress resistance in proportion to the normal pressure applied to the interface, according to the defined friction coefficient. Because a penalty method is used, a relative motion between the two surfaces is permitted before reaching the critical shear stress at which sliding starts through the definition of an initial elastic stiffness  $K_{el,f}$ . The magnitude of the elastic slip is directly limited by the elastic stiffness as shown in Figure 7.3d. The normal and tangential stiffnesses of the cohesive behavior defined at the steel-concrete interface between ribs are considered uncoupled, such as each traction-separation behavior is independent. Ideally, cohesion should have a virtually infinite initial stiffness. Nevertheless, in the context of a penalty formulation, the contact surfaces have a finite initial stiffness. The choice of the values should be sufficiently high for not affecting the overall compliance of the finite element model, while ensuring a good performance of the surface contact behavior and satisfactory convergence.

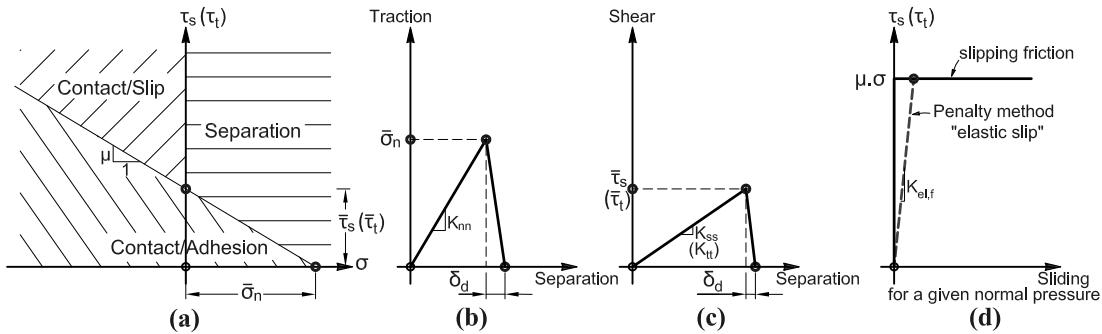


Figure 7.3 : Constitutive model of the steel-concrete interface: (a) interface material states on Mohr-Coulomb surface; contact separation law at interface (b) normal direction (c) shear direction; (d) penalty friction method at interface

Several researchers [13, 17, 27] have reported the need to introduce a soft concrete layer with a reduced initial stiffness in the region next to each reinforcing bar within approximately one bar diameter to correctly reproduce the experimental behavior. They justified this artifice by the high porosity of concrete paste close to the reinforcing bars. In presence of UHPFRC using such strategy is not necessary because UHPFRC is a very dense material with a low water/cement ratio and a maximum particle size (sand) equal to 0.6 mm, which is about 30 times smaller than coarse

aggregates in normal strength concrete, presenting a self-consolidating behavior and a high viscosity.

### 7.3.3 Solution strategy

Initially developed to simulate high-speed impact, explicit formulation for resolution turns out to be very effective for modeling highly nonlinear quasi-static problems. Implicit formulation, based on the inversion of the stiffness matrix at each iteration, is unconditionally stable and in case of severe nonlinearity such as concrete cracking, problems of convergences may rise. With an explicit formulation, the equilibrium equations become dynamic equations that are solved by a direct integration dynamic procedure, namely the explicit central difference method. When challenging quasi-static simulation models involve high material nonlinearity such as concrete cracking and complex contact boundary conditions as considered in this study, explicit dynamics analysis has proven its performance, robustness and efficiency in several civil engineering applications [22, 23, 28-31]. Although the explicit solution technique often requires more increments over an implicit method, the computational time to solve large problems does not increase or even can reduce [32].

The use of explicit dynamic formulation requires a specific consideration to justify the quasi static loading, namely the inertia forces must be insignificant in the system during loading. Throughout the majority of the analysis, the ratio of the kinetic energy to the internal energy of the whole model must remain as low as possible to confirm the quasi-static character of the problem, typically no more than 5%. Thus loads must be applied at a relatively slow rate compared to the fundamental period of the system.

## 7.4 Simulation of tension lap splice specimen in UHPFRC

This section presents the tridimensional finite element analyses that were performed to examine several aspects of the complex behavior of lap splice joint in tension using finite element software ABAQUS/Explicit [20] and concrete constitutive model EPM3D [19]. The tests series of Lagier et al. [3, 11] that serves as reference to assess the accuracy of the 3D finite element model are first succinctly presented, followed in a second step with the presentation of numerical simulation results and their comparison with the experimental results in term of normal stress

distribution, loaded end and free end slip, splitting crack opening displacement, maximum bond strength, failure modes and cracking patterns.

### 7.4.1 Experimental program outline

#### 7.4.1.1 Specimen configuration

An extensive experimental program on tension lap splice specimens in UHPFRC was conducted at Polytechnique Montreal. Test specimens consisted of two pairs of spliced bars cast into an UHPFRC prism without transverse reinforcement. Direct tensile forces applied on spliced bars replicated actual conditions by producing longitudinal tensile stresses in reinforcing bars and concrete as well as tensile ring stresses around the bars induced by the radial pressure exerted by the ribs on the concrete. The specimen configuration can be seen as a local and simplified representation of typical lap splice zones of structural members such as field joints between precast elements [33] or strengthened poorly detailed lap splice in beams [9]. In these zones the mechanical strength of the system is mainly governed by the bond performance associated with the lap splice configuration. The specimen dimension and lap splice configuration were designed so that the main splitting cracks would occur within the concrete cover perpendicular to the plane formed by the two pairs of lapped bars.

A total of 20 lap splice specimens were tested with the goal of investigating the influence of the following characteristics on bond behavior between steel reinforcement and UHPFRC:

- tensile property of UHPFRC obtained by different fiber content selected (0%, 1%, 2%, 4%);
- lap splice length (5, 8, 10, 12, 18  $d_b$ );
- bar diameter (25, 35 mm).

For eight lap splice specimens with the 25 mm diameter bars, strain gauges installed inside a groove machined on two half bars allowed internal strain measurement thereby providing local information on the force transfer mechanism along lap splice reinforcement. Figure 7.4 shows the schematic view of the lap splice test set-up, in which the dimension are defined in terms of bar diameter and where the values of different parameters are reported. Specimen behavior was also monitored by transverse strain gauges and linear potentiometers installed on the concrete surface

to measure the transverse strain and splitting crack opening, and by LVDT to capture the loaded end and free end slip. The internal specimen monitoring began at the time of concrete casting.

The experimental results showed that the use of UHPFRC in lap splice regions with the presence of a small cover/diameter ratio of 1.2, as commonly encountered in structural element for bar diameter 25 and 35 mm, enables to considerably reduce the splice length required to develop yield strength of the reinforcing bar. Typically a splice length of only  $12 d_b$  is required with the use of a 4% fiber content UHPFRC mix to exceed 400 MPa yield strength [3].

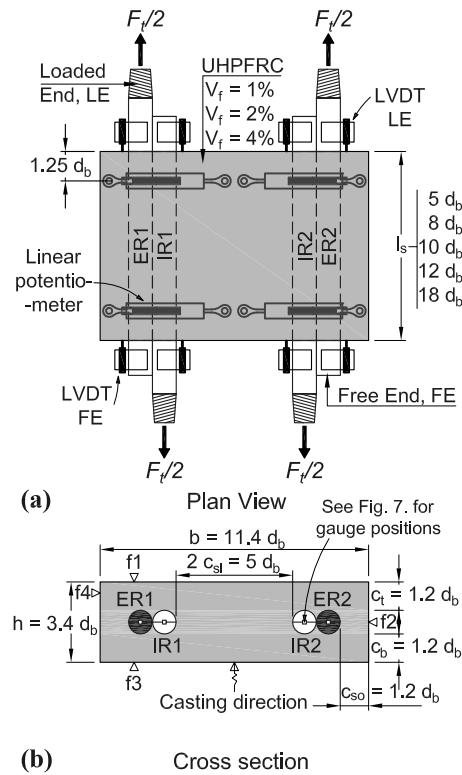


Figure 7.4 : Details of test specimen and experimental setup

The test specimen with a fiber volume fraction ( $V_f$ ) of 4%, a bar diameter of 25 mm with internal strain measurement, and a splice length of  $10 d_b$  was selected for the validation of the numerical model, identified as 25-F4-10D. It is known that the role played by splitting cracks in bond failure emphasizes the importance of tensile properties of concrete around the spliced bars. Thus, test specimens in which reinforcing bars did not yield prior to bond failure were deliberately selected to capture the contribution of UHPFRC tensile behavior for resisting the radial pressure and controlling splitting crack opening.

#### 7.4.1.2 Materials properties

The geometrical and mechanical properties of the Grade 400 reinforcing bars used is summarized in Table 7.1. For UHPFRC-4%, the compressive strength  $f_c$  and Young's modulus  $E_c$ , are equal to 115 MPa and 36800 MPa respectively. Figure 7.5 illustrates the UHPFRC tensile behavior of the three dog-bone specimens associated with lap splice specimen 25-F4-10D. These test results provide the optimal tensile strain hardening and crack opening properties due to the preferential fiber orientation in the tensile load direction. The results of all other characterization samples tested on UHPFRC-4% of the experimental campaign is superimposed to assess the dispersion. Two simplified model curves presented in Figure 7.5 will be addressed later.

Table 7.1 : Geometrical and mechanical reinforcement properties

Nominal diameter, $d_b$ (mm)	25
Core diameter, D (mm)	23.4
Average rib depth, $h_r$ (mm)	1.7
Base rib width, $a_r$ (mm)	5.5
Top rib width, $b_r$ (mm)	2.5
Rib spacing, $s_r$ (mm)	17.0
Rib face angle, $\theta$ ( $^{\circ}$ )	49
Relative rib area, $R_r$ (-)	0.094
Cross-sectional area, $A_b$ ( $\text{mm}^2$ )	485
Young modulus, $E_s$ (GPa)	200
Yield strength, $f_y$ (MPa)	460

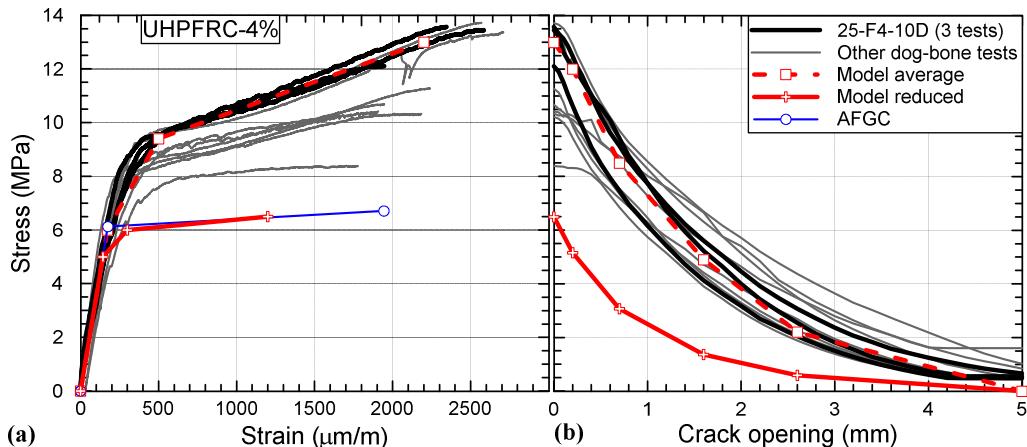


Figure 7.5 : Measured tensile stress-strain curves of all UHPFRC4% test at 28 days from the experimental program [3] and numerical definition of the tensile behavior: (a) strain hardening response up to peak load; (b) crack-opening response

## 7.4.2 Finite Element Model of tension lap splice specimens

### 7.4.2.1 Geometry, boundary conditions and meshing

The geometry and boundary conditions of the lap splice FE model is shown in Figure 7.6a&c.

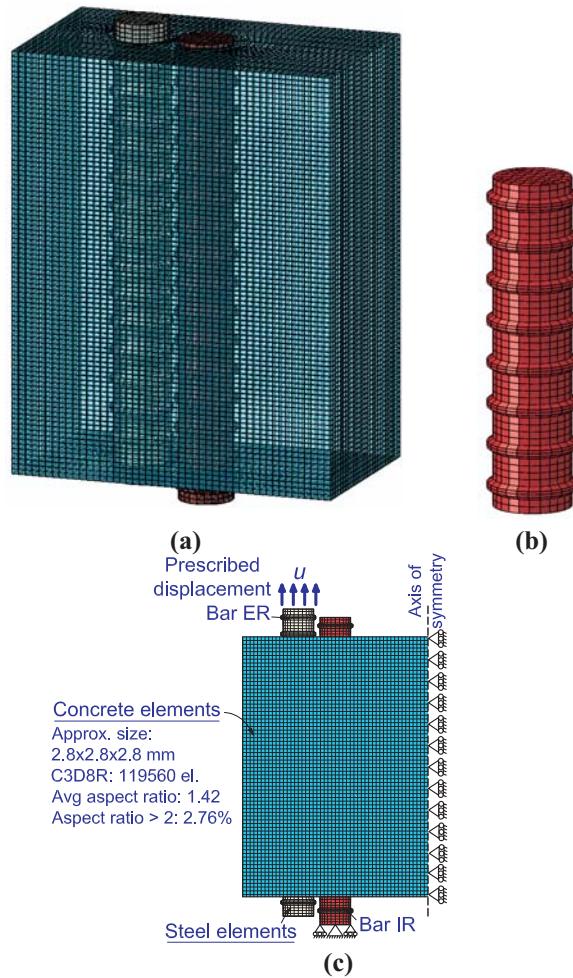


Figure 7.6 : Details of FE model: (a) 3D mesh; (b) 3D mesh bar geometry simplification; (c) boundary conditions and concrete mesh quality control

Using symmetry, only half of the specimen was modeled. The geometrical and mechanical properties of reinforcing bars are given in Table 7.1. The rib modeling respects actual measured geometry and dimension. Only the rib angle with respect to the bar axis was not considered as shown in Figure 7.6b assuming that the idealized pattern simulates the essential action of the ribs on the concrete. General contact is defined as surface to surface contact to account the different interactions aforementioned at steel-concrete interface. Loads are applied by imposing a smooth

displacement function at the top end of the external reinforcing bar (ER). At the bottom end of the internal reinforcing bar (IR), the displacement of this surface was restrained in the longitudinal axis of the bar whereas the displacement at the central node was restrained in the three directions (Figure 7.6c). Tridimensional 8-nodes linear brick elements with reduced integration coupled with a relaxed hourglass stiffness method were used to mesh the bar and concrete (Type C3D8R in ABAQUS).

#### 7.4.2.2 UHPFRC –Material properties

Determining UHPFRC actual properties in a structural element, for the concrete model input or in design situation, requires cautiousness. Most FRC material properties from any test specimens such as dog-bones or beams are not representative of the actual fiber dispersion and orientation in structural elements in which the casting procedure, concrete flow, interference with bars and formwork affect the fiber orientation. For all specimens in these test series, UHPFRC was poured from one location at the center of the specimen which necessarily produces a non-uniform fiber dispersion and orientation over the specimens. Figure 7.5 highlights the effects of the fabrication process on UHPFRC properties where the average tensile properties obtained from dog bone tests with a favorable fiber orientation are compared with the effective tensile properties that are more representative of the global average fiber orientation in the lap splice specimen. As discussed later, the effective tensile properties obtained from back calculations correspond well to the overall lap splice response obtained experimentally.

#### 7.4.2.3 Early age creep and shrinkage simplification

High performance concrete with low water/binder ratio is sensitive to autogenous shrinkage. The presence of restraint such as bars or a rigid interface generates internal tensile stresses in the concrete, causing cracking that could influence the bond behavior. The accumulated restraining stress in the reinforcing bars were measured and considered in the model. The adopted simplified modeling approach consisted of applying an equivalent temperature change to concrete element corresponding to a defined shrinkage strain in a first step before applying load. By doing this, all time dependent effects such as elastic modulus variation, creep and shrinkage, are included in one analysis step.

The total free shrinkage measured on the same UHPFRC after 28 days was approximately 850  $\mu\text{m}/\text{m}$  [34]. Using UHPFRC elastic modulus at 28 days required applying a concrete shrinkage of 480  $\mu\text{m}/\text{m}$  to obtain the measured reinforcing bar stress. This value corresponds approximately to half of the free shrinkage strain which can be explained by the high viscoelasticity of UHPFRC at early age and is compatible with the relaxation capacity about 50%, obtained in Bastien Masse [34] experimental program.

#### 7.4.2.4 Interface parameters

At rib scale, the constitutive behavior of the interface is provided mainly by the wedging action of the ribs coupled with the local adhesion and friction forces developed along the bar surface. Parameter values for normal and tangential strength adhesion and friction coefficients were obtained by inverse analysis based on comparison between numerical and experimental results (Table 7.2).

On the rib face when reinforcing bar elements are in contact with concrete, a contact pressure normal to surface can be transmitted. Node to surface contact elements available in ABAQUS/Explicit were used for steel-concrete interface. The concrete surface, with the finest mesh size was considered as the slave surface to minimize the penetration for hard contact. Moreover, to highlight the effect and importance of interface consideration on the lap splice bond behavior, two additional simulations were performed: a first one with perfect bond or tie condition between concrete and steel elements, and a second one with frictionless interaction, without any cohesive-frictional surface.

Table 7.2 : Estimated steel-UHPFRC interface parameters

Traction-Separation law							Friction Model	
$\bar{\sigma}_n$	$\bar{\tau}_t$	$\bar{\tau}_s$	$K_{nn}$	$K_{tt}$	$K_{ss}$	$\delta_d$	$\mu$	$K_{el,f}$
(MPa)	(MPa)	(MPa)	(N/mm <sup>3</sup> )	(N/mm <sup>3</sup> )	(N/mm <sup>3</sup> )	( $\mu\text{m}$ )	(-)	(N/mm)
2	1.2	1.2	100	20	20	5	0.6	80

#### 7.4.3 Model validation and discussion

In absence of transverse reinforcement in the lap region (Figure 7.4), the properties of the steel-to-concrete bond and UHPFRC tensile strength are the two sets of key parameters that control the performance of the lap splice. Their influence on the steel stress distribution response is

highlighted in a series of preliminary FE analyses carried out with various conditions of interaction between steel and concrete considering UHPFRC pre- and post-peak tensile properties obtained from direct tensile tests (Figure 7.5). Three steel to concrete interaction conditions are first considered: a perfect bond model, a frictionless model with load transmission only by contact pressure in the front rib faces, and an intermediate model in which actual contact pressure in rib front face and cohesive-frictional interface between ribs as defined in (Table 7.2). In the first set of analyses the average tensile properties measured on dog-bone specimens (Figure 7.5) were used.

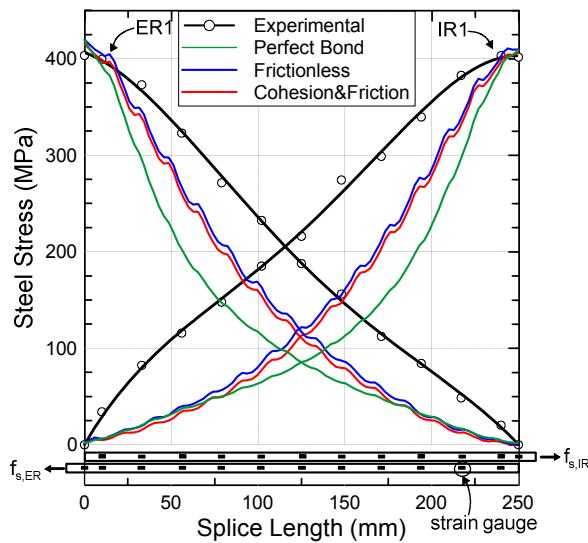


Figure 7.7 : Steel stress distribution at failure - result of FE analysis of various bond models

Analytical results are compared in Figure 7.7 with the experimental steel stress distribution at the maximum load reached at failure in the test 25-F4-10D. The two lapped bars and the location of the internal strain gauges are illustrated below the Figure 7.7. As expected, the load from one bar is transferred to the other through the concrete finite elements. The steel stress distribution obtained from the FE analysis increases from zero at the free end up to a maximum stress at the loaded end. At the maximum steel stress on the loaded end, it can be seen that the perfect bond model fails to reproduce the measured steel stress distribution, with a steep stress gradient in the first third of the splice length. The detailed bond model with cohesive-frictional properties shows a more diffuse stress distribution along the spliced bars. From these observations, two conclusions can be drawn. Firstly, comparison between the three bond models shows that most of the force transfer between the bars and concrete comes from the pressure exerted by the ribs on

the concrete and that both modeling approaches, with or without adherence and friction, could be acceptable. The perfect bond condition is definitely inappropriate. Secondly, in all conditions, the force transfer rate is too high due to the use of the average properties of UHPFRC. This is also confirmed by the visual observations and strain measurements on the concrete surface, as presented later in the final analysis. Further analyses with the average properties using linear elastic properties for the reinforcement led to stress in the bar at ultimate loading corresponding to concrete splitting of 1000 MPa, 750 MPa and 650 MPa for the perfect bond to the frictionless conditions respectively, indicating the unsafe estimation of the force transfer mechanism when excessively optimistic material properties are used.

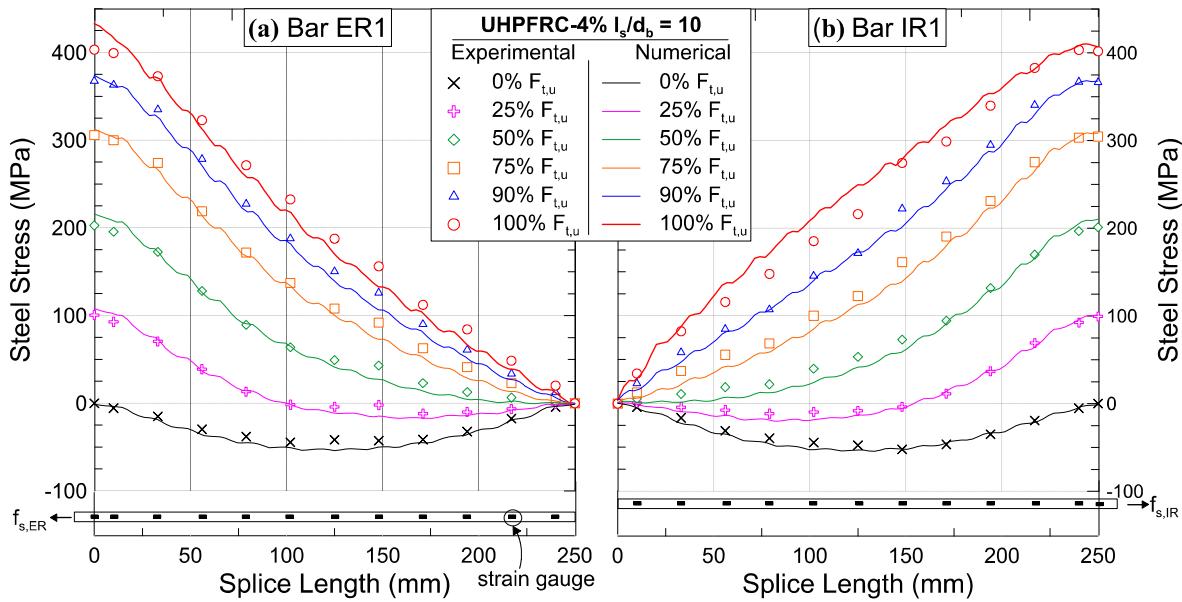


Figure 7.8 : Steel stress distribution from the end of maturation period up to peak load: (a) reinforcing bar ER1, (b) reinforcing bar IR1

The best agreement with experimental results illustrated in Figure 7.8 for the 100%  $F_{tu}$  condition were obtained with the reduced tensile properties of UHPFRC showed in Figure 7.5 using inverse analysis based on comparison between numerical and experimental steel stress distribution. The process of reducing the effective peak stress and the associated strain was done rigorously using the external information: the occurrence of cracking at the loaded end, and the strain measurements from the strain gauge located on the top face,  $1.25 d_b$  from the loaded end. The significant reduction and the good agreement with the internal measurement clearly show the necessity of considering reduced properties that are due to less favorable fiber orientation and

volume at some locations. In congested regions such reduction can be expected due to the presence of interferences in the UHPFRC flow as discussed before.

The identification of the reduced tensile properties from inverse analysis process highlights one of the most important challenges in UHPFRC design, the accurate estimation of the actual properties in the structures. AFGC recommendations [35] propose to consider the impact of fiber orientation and dispersion by the introduction of reduction factors  $K$  that are determined from suitability tests carried out in conditions that are representative of the real structure. Figure 7.5 shows the tensile constitutive properties obtained with  $K = 1.25$  as proposed by AFGC recommendations for global effects in preliminary design. Additional strength reduction factors are applied in design. AFGC method relies in the experimental determination of  $K$  coefficients. In the case of lap splice, one can consider that the testing carried out in the experimental program by Lagier et al. [3, 11] fulfill AFGC recommendation.

In the case studied, it is interesting to note that with  $K = 1.25$  the estimated maximum stress characteristic is very close to the reduced tensile strength obtained numerically by inverse analysis. However with AFGC recommendations only the tensile stress is reduced by the  $K$  factor whereas the maximum strain in the hardening phase obtained from the average experimental values remained unchanged. Two recent studies have shown that both the ultimate strength and maximum strain are strongly affected by the fiber orientation and dispersion [36, 37]. Using unreduced maximum strain as recommended by AFGC is unrealistic and unsafe because it conveys an excessive ductility to the material. As shown in Figure 7.5 a significant reduction of the strain hardening stage was obtained by the inverse analysis performed in this study to reproduce satisfactorily the experimental behavior. Finally, the elastic linear tensile strength needed to be slightly reduced from the direct tensile test results.

From this point, only the cohesion/friction bond model and the reduced tensile properties will be used. The steel stress distribution from FE analysis are compared with the experimental data for six loading levels, expressed in percentage of the ultimate load reached: 0%, 25%, 50%, 75%, 90%, and 100%  $F_{tu}$ . The loading level at 0% corresponds to the initial state of stress in the reinforcing bars due to the restrained shrinkage effect. As shown in Figure 7.8, the FE results with the selected material and bond properties closely reproduce the measured steel stress distribution along the splice length from the end of the curing period up to failure load.

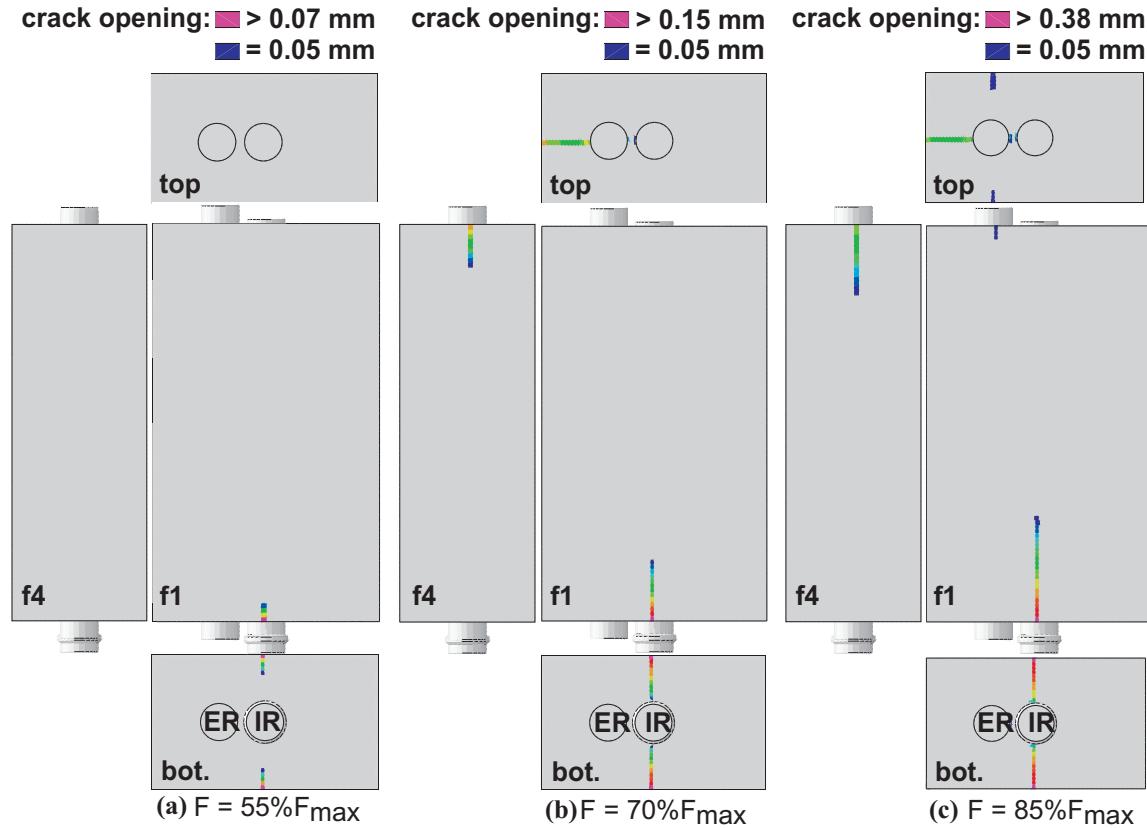


Figure 7.9 : Compute splitting crack opening at different loading level (Filter  $w > 50 \mu\text{m}$ )

Figure 7.9 shows the different locations of crack opening (crack filter set at  $50 \mu\text{m}$ ) which localizes once the end of the strain hardening stage is reached. The first splitting crack (Figure 7.9a) initiates from the loaded end of internal bar (IR) on both top and bottom faces (f1 and f3, Figure 7.4). The crack opening is larger on these faces than at the contact surface between bar and UHPFRC, similarly to the experimental observations [11]. With increasing applied load the longitudinal cracks progress towards the specimen center, along the lap splice and through the concrete cover. A second splitting crack occurs parallel to the plane of the bars at the loaded end of the bar ER1 and a third one along the axis of the bar ER at the same end.

Cracking patterns at failure load is accurately depicted by the numerical analyses as shown in Figure 7.10. The selected side of lapped bars ER1/IR1 in Figure 7.10 is the one for which cracks was more open at ultimate load. The failure mode is characterized by the longitudinal splitting at the splice level and started from bar IR as observed in the experimental test.

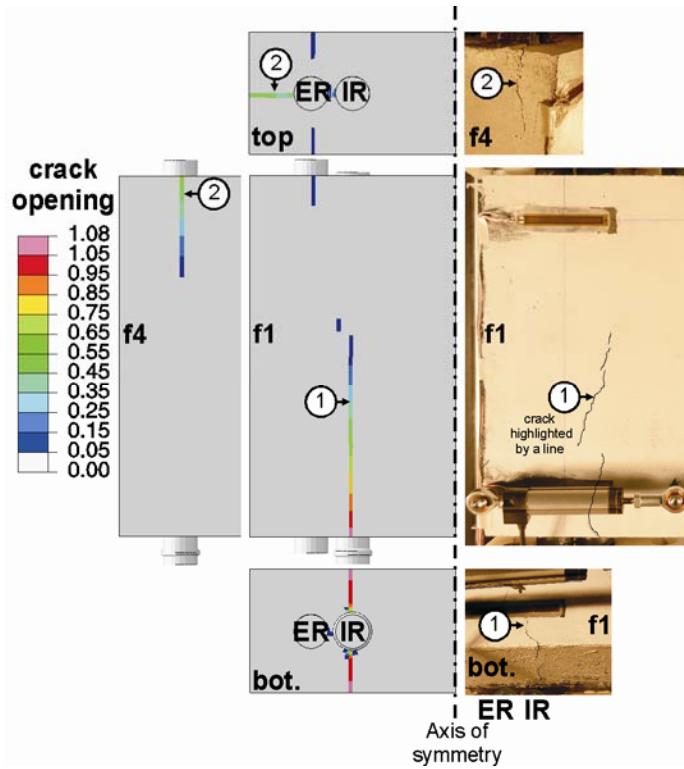


Figure 7.10 : Comparison between FEA and experimental results of crack pattern at failure load  
(Filter  $w > 50 \mu\text{m}$ )

As shown in Figure 7.11a the model average bond stress slip at loaded end is in a good agreement with experimental data. In Figure 7.11b, experimental data of the bar stress at internal reinforcing bars (IR1 and IR2) are plotted and compared with results of the FE analysis as a function of the transverse strain measured on concrete surface at  $1.25 d_b$  on the two opposite faces f1 and f3 from the loaded end of the lap splice. The cross symbol on the experimental curve indicates the loss of strain gauge reading. Numerically, the evolution of the transverse strain between face f1 and f3 is identical due to the perfect symmetry of the model and the homogeneous behavior of the UHPRFC considered in the FE analysis. It is noted for the experimental data in Figure 7.11b that for a given stress level in the bars, the strain hardening at the end of face f1 is significantly larger than the three other ones and is well reproduced by the FE model. Experimentally, it results in a first macrocrack initiation on this face without having another localized crack to the opposite face, contrary to a perfect symmetry in the simulation.

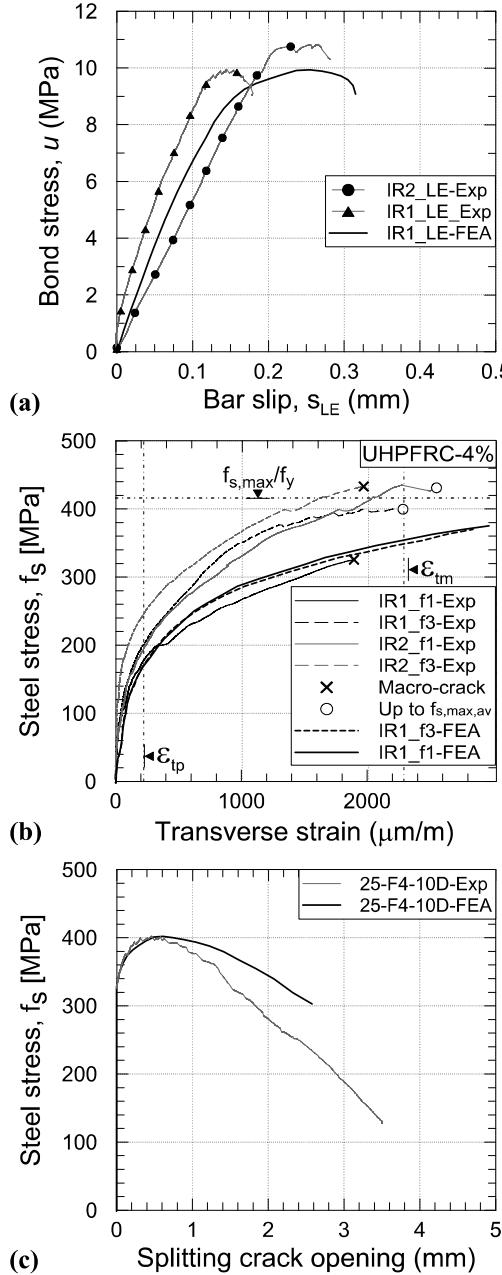


Figure 7.11 : Numerical-experimental comparisons for specimen 25-10D-F4: (a) average bond stress slip at loading end, (b) steel stress at load end of bars vs transverse strain at  $1.25 d_b$  from splice end, (c) steel stress vs splitting crack opening

The transverse strain evolution during loading is closely related to the tensile behavior of UHPFRC in tension. The large strains obtained before splitting cracks initiate emphasize the contribution of the cover around spliced bars to counterbalance the radial bursting pressure generated by the action of ribs. Hence lap splice behavior in UHPFRC is characterized with a ductile plastic response, significantly different to the very brittle behavior observed for lap splice

in normal concrete without transverse reinforcement. As shown, experimentally and numerically in Figure 7.9 and Figure 7.11b, despite the initiation of macro cracks at the end of some face, the UHPFRC cover continues to contribute to an increase in the maximum bond strength. Figure 7.11c shows the evolution steel stress as a function of the main splitting macrocrack opening measured at  $1.25 d_b$  from the loaded end of the specimen. The numerical splitting crack opening at ultimate load is in good agreement with experimental values. The numerical simulation captures very well the softening behavior up to the maximum bond strength.

The 3D finite element approach developed in this study confirms both the validity of the rib scale modeling with the interface assumptions proposed, and the use of the 3D concrete constitutive model EPM3D for UHPFRC to predict realistically the force-transfer mechanism in lap splice in UHPFRC. Steel stress distribution, bond strength, bar slip, cracking patterns, and failure mode correspond well with the experimental response when reduced and realistic tensile properties of UHPFRC are used. Therefore, this approach provides a strong basis for establishing design criteria for tension splices in UHPFRC.

## 7.5 Parametric study

The exceptional tensile properties of UHPFRC has begun to revolutionize the practice of connection design in reinforced concrete. Figure 7.12 presents two innovative solutions of lap splice connection using UHPFRC in the field of bridges.

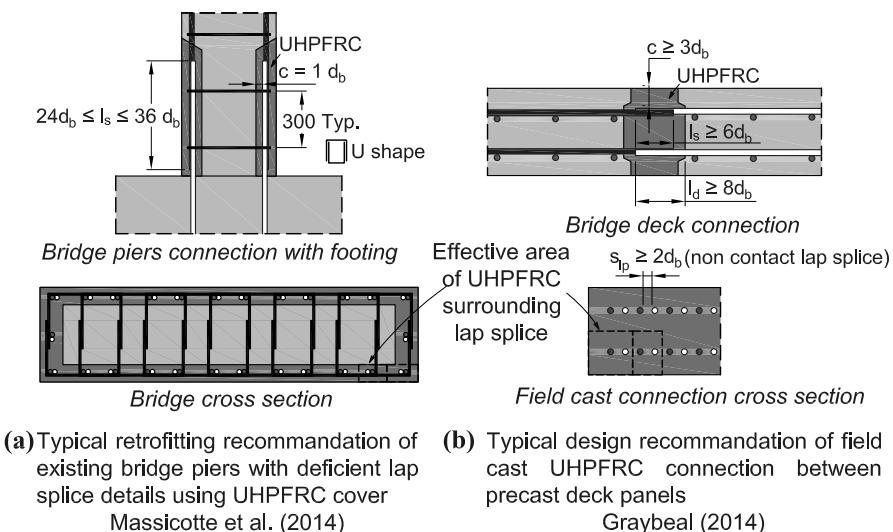


Figure 7.12 : Typical example of lap splice connection in UHPFRC

The first application use UHPFRC cover just above the footing (Figure 7.12a) to provide seismic strengthening of existing bridge piers having deficient lap splices and confining reinforcement details in the plastic hinge region. Based on various research programs, the retrofitting recommendation suggests to replace the existing concrete up to  $1 d_b$  behind the lapped bars by a strain-hardening UHPFRC with a minimum of 3% fiber content [10, 38]. This technique allows eliminating the brittle splitting mode of failure, cover spalling and bar buckling, thereby allowing to reach the lapped bar ultimate strength as if it was continuous, and finally providing the desire seismic ductility to the structural element for the smallest existing lap splice length ( $24 d_b$ ). The second application (Figure 7.12b) applies to the construction of field cast UHPFRC connections between prefabricated bridge deck elements that provides simpler, faster and more durable performance than conventional method. Bar yield strength ( $\sim 500$  MPa) can be guaranteed when a minimum embedment length  $l_d \geq 8 d_b$ , concrete cover  $c \geq 3 d_b$ , lap splice straight length  $l_s \geq 6 d_b$  with a lapped bar clear spacing  $2 d_b \leq s_{lp} \leq l_s$ , using a 2% of fiber content UHPFRC [33].

It is interesting to note that in the case of field cast deck connection very short lap splice lengths are involved with large concrete cover whereas in the case of retrofitting existing lap splices the opposite situation applies with long splice lengths and very small concrete cover (retrofitting existing lap splices). Consequently, it can be seen that a range of splice length between 6 to  $24 d_b$  with cover between 1 to  $3 d_b$  can be found in UHPFRC connection applications.

A parametric analysis has been conducted using the validated 3D finite element model for lap splice connections under direct tension. The selected examples illustrate the use of validated nonlinear model for complementing experimental results and increase the amount of information for the development design guidelines. Moreover, refined analysis provide very valuable information that could not be easily obtained otherwise. It is known that bond is a complex phenomenon influenced by many parameters and geometrical conditions and all practical cases is beyond the scope of the paper. A first set of analyses was therefore performed for illustrating the type of information that can be obtained. Two simple models representing the effective area of UHPFRC surrounding the lap splice zones for the two applications shown in Figure 7.12a and Figure 7.12b were analyzed using an idealized effective area of UHPFRC in the parametric study, as illustrated by dashed line in Figure 7.13a.

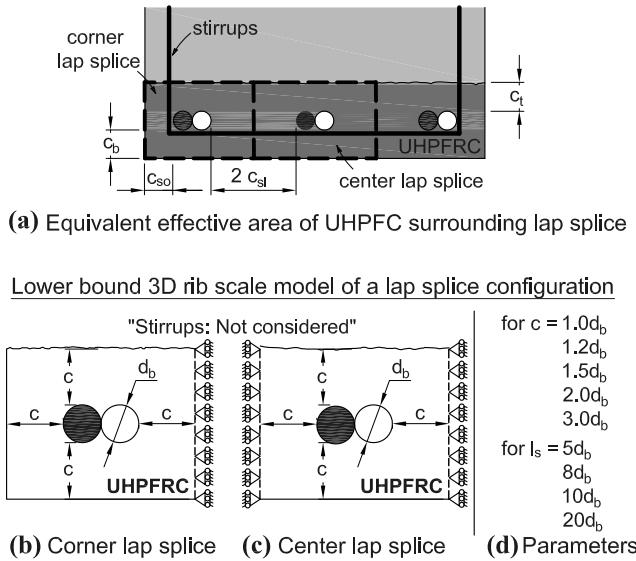


Figure 7.13 : Idealized configuration and lower bound model of UHPFRC contribution around lap splice

Two types of configurations are defined, corner and center lap splices as shown on Figure 7.13b and Figure 7.13c respectively. These selected configurations are intentionally simplified and can be regarded as the conditions leading to the lower bound value of the bond strength that can be obtained for predefined UHPFRC tensile properties. Thus the conditions considered have no transverse reinforcement around the splice, and a constant effective clear concrete cover to bar diameter ( $c/d_b$ ) around contact lap splices. Regarding this latter consideration, experimental tests from Yuan and Graybeal [39] showed that non-contact lap splice specimens in UHPFRC exhibit higher bond strength than contact lap splice specimens under certain limits. The reduced tensile properties for the 4% UHPFRC mix (Figure 7.5) is used. The FE parametric study is performed for these two configurations to obtain the maximum steel stress  $f_s$  under various geometrical conditions considering the behavior of the reinforcing bars is purely elastic. The model is done for a bar diameter of 25 mm with the same rib pattern as defined in Table 7.1. The scope of the parametric study is limited to examine the influence of clear UHPFRC cover to bar diameter ratio and the splice length to bar diameter ratio ( $l_s/d_b$ ). According to the set of parameters listed in Figure 7.13d, a total of 20 simulations is performed for each of the two configurations.

With the selected geometrical conditions and the assumption of an elastic behavior of spliced bars, results of the FE parametric study show that the mode of failure for all specimens is characterized by a longitudinal splitting crack at the splice level (Figure 7.14).

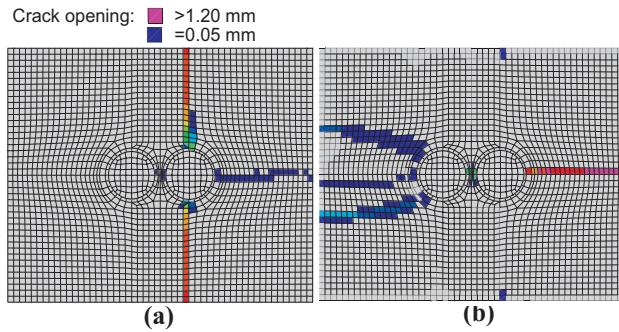


Figure 7.14 : Typical compute crack pattern at failure load for: (a) corner splice condition; (b) center splice condition; with  $c = 2 d_b$

It is interesting to note that the effect of boundary conditions with only one restrained lateral displacement (corner lap splice) or a lateral restraint on both sides (center lap splice) changes the orientation of the main splitting crack. Corner lap splice condition exhibits a splitting perpendicular to the spliced bar plane, contrary to center lap splice condition with a splitting crack in the plane of the spliced bars. This can be explained by the load eccentricity inherent in the load transfer from one bar to the other, generating a couple that adds to the tensile hoop stress in the top and bottom concrete cover ( $c_t, c_b$  in Figure 7.13a) due to the bearing pressure generated by ribs. Consequently, when the lateral displacement is not restrained, the maximum tensile strength is first reached in the concrete cover perpendicular to the spliced bar plane.

The position of the lap splice has also a prejudicial effect on the maximum bond strength reached. As shown in Figure 7.15a, for an equivalent set of parameters ( $l_s/d_b, c/d_b$ ), the maximum bar stress is always higher for center splice than for the corner splice. For the splice length range from 5 to 10  $d_b$  for which Lagier et al. [3, 11], and Yuan and Graybeal [39] have conducted their tests, the increase in splice strength is nearly linearly proportional to the splice length. This directly implies that all ribs along the splice length participate evenly in resisting the total applied load, contrary to high performance concrete without transverse reinforcement. This fact is clearly attributed to the high tensile deformability and softening behavior of UHPRFC. This observation seems true for short splice length. Numerical results (Figure 7.15a) up to a splice of 20  $d_b$  show that splice strength is not infinitely linear with the overlap length. Consequently, design equations could assume a linear relationship with an upper limit of the applicability.

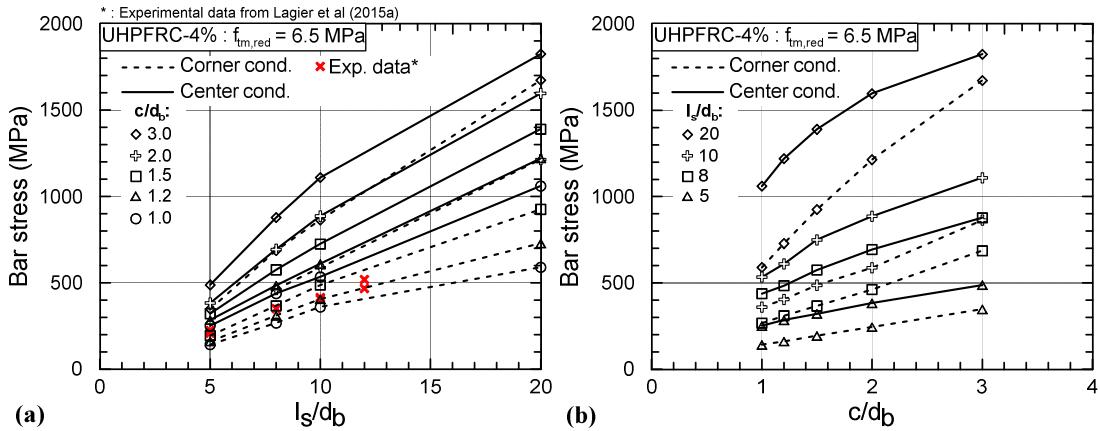


Figure 7.15 : Result of the FE parametric analysis: (a) bar stress at failure as a function of the splice length to bar diameter ratio; (b) bar stress at failure as a function of the UHPFRC cover to bar diameter ratio

The same results of the parametric analysis are reported in Figure 7.15b as a function of the concrete cover to bar diameter ratio. For both the corner and center conditions, the trend of the steel stress evolution as a function of the concrete cover is similar for all splice length, with higher steel stress amplitude for the center splice condition.

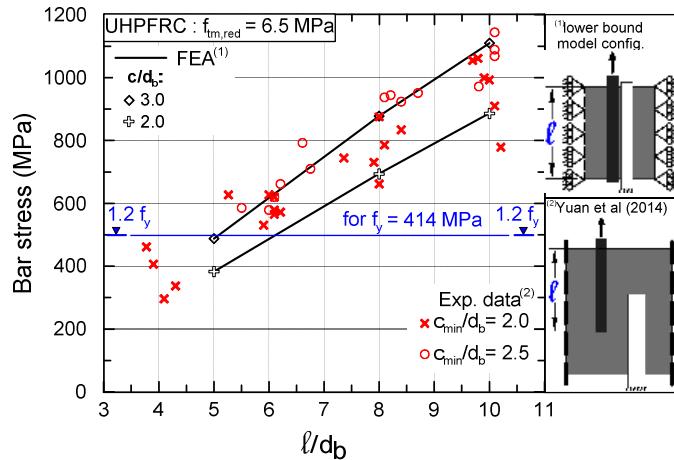


Figure 7.16 : Comparison between the simplified model with center splice condition and the experimental data

In Figure 7.16, the results obtained from the parametric study of this lower bound model configuration, with the reduced tensile properties (Figure 7.5), and the center splice condition are superimposed with the experimental data of Yuan and Graybeal [39]. It is worth noting that the experimental program was done with UHPFRC presenting a maximum tensile strength  $f_{tm} = 5.5$

to 6.9 MPa, using #5 high strength reinforcing bars (ASTM A1035) for the testing bars lapped with conventional #8 bars in a non-contact configuration. A spacing of 100 mm center-to-center between the testing bar and the nearest #8 bar was provided. The test series were done for a minimum cover equal to either  $2 d_b$  or  $2.5 d_b$ . Despite some input considerations in the FE analysis do not strictly match the experimental data program (such as the assumption of the real tensile strength in the experimental UHPFRC joint, non-contact lap splices), FE results provided the same trend as observed in the experimental program, showing the same strength increase as a function of splice length. Moreover, all experimental data fall within a good approximation between the 2 to  $3 d_b$  range of the concrete cover of the numerical simulation. Hence, the local FE model has shown its ability to simulate the influence of both the splice length effect and the confinement effect provided by a UHPFRC.

## 7.6 Conclusions

This research project on lap splice connections has demonstrated the interest of using UHPFRC that presents a strain hardening stage under tension for improving the bond performance. A detailed nonlinear 3D FE model at rib scale was developed for investigating the impact of strain hardening behavior on the performance of lap splice connections. Numerical simulations were carried out using the 3D concrete constitutive model EPM3D implemented in ABAQUS/Explicit.

The numerical results of the adopted model showed the importance of correctly estimating the actual tensile properties of UHPFRC in term of both strength and deformability, accounting for fiber orientation and dispersion. Comparison between experimental and numerical results showed that using the tensile properties directly taken from material characterization specimens strongly overestimates the lap splice strength. Although design guidelines recognize the strength reduction, the analyses confirmed other research conclusions that the maximum strain before localization must also be reduced.

With reduced tensile properties, the rib scale model accurately described the steel stress distribution along the spliced bar, its evolution during loading, the concrete surface transverse strain, the bar slip, and the splitting crack opening. It was observed from analyses that the crack patterns were in good agreement with those observed experimentally whereas the splitting failure mode was well captured.

The validated numerical model was used to carry out a parametric study on two lower bound lap splice configurations representing a corner and an interior conditions. Analyses showed that the developed rib scale model can adequately reproduce the influence of both the splice length effect and the thickness of UHPFRC cover in accordance with experimental results. The methodology presented in the paper demonstrated that these types of models are capable of explicitly expressing the bond performance of lap splice in UHPFRC according to the tensile properties of the concrete, the UHPFRC cover thickness, and the splice length provided. This illustrates how nonlinear finite element analysis can be applied to contribute into the development of design guidelines for lap splice connection in UHPFRC.

Knowing that this type of model provides a good interpretation of stress transfer mechanism and failure mode, further research including several parametric studies with this rib scale model will be carried out for UHPFRC lap splices. The determination of the effect of non-contact splices, the influence of tensile strength properties with other UHPFRC mixes, the effect of bar diameter and rib shape, difference between direct tension specimen and pure bending of lap splice connection will be considered, for providing valuable information for the development rational design criteria related to the structural application of UHPFRC connections.

## 7.7 Acknowledgement

The financial support was provided by Quebec Ministry of Transportation, and the Natural Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC), through the Canadian Seismic Research Network and the Discovery Grant programs.

## 7.8 References

- [1] Brühwiler E, Denarié E. Rehabilitation and strengthening of concrete structures using ultra-high performance fibre reinforced concrete. *Struct Eng Int.* 2013;23(4):450-7.
- [2] Wille K, Kim DJ, Naaman AE. Strain-hardening UHP-FRC with low fiber contents. *Mater Struct.* 2011;44(3):583-98.
- [3] Lagier F, Massicotte B, Charron J-P. Bond strength of tension lap splice specimens in UHPFRC. *Constr Build Mat.* 2015;93:84-94.
- [4] Tepfers R. A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars. Goteborg, Sweden, Chalmers University of Technology; 1973.

- [5] Graybeal B. Field-Cast UHPC Connections for Modular Bridge Deck Elements. FHWA-HRT-11-022: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration; 2010. p. 12.
- [6] Cheung AK, Leung CK. Effective joining of pre-cast concrete slabs with self-compacting HSFRC. *J Adv Concr Technol.* 2011;9(1):41-9.
- [7] Harryson P. High performance joints for concrete bridge applications. *Struct Eng Int.* 2003;13(1):69-75.
- [8] Aarup B, Jensen BC. Bond Properties of High-Strength Fiber Reinforced Concrete. *ACI J SP.* 1998;180:459-72.
- [9] Dagenais M-A, Massicotte B. Tension Lap Splices Strengthened with Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concrete. *J Mater Civil Eng ASCE.* 2014;(published online).
- [10] Massicotte B, Dagenais M-A, Garneau J-F. Bridge pier seismic strengthening using UHPFRC. Proceeding of the 9th international conference on short and medium span bridges. Calgary, Canada 2014. p. 1-15 (paper 355)
- [11] Lagier F, Massicotte B, Charron J-P. Experimental investigation of bond stress distribution and bond strength in unconfined UHPFRC lap splices under direct tension. *Cem Concr Compos.* 2015:(Under sub.).
- [12] Azizinamini A, Pavel R, Hatfield E, Ghosh S. Behavior of lap-spliced reinforcing bars embedded in high-strength concrete. *ACI Struct J.* 1999;96(5).
- [13] Reinhardt HW, Blaauwendraad J, Vos E. Prediction of bond between steel and concrete by numerical analysis. *Mater Struct.* 1984;17(100):311-20.
- [14] Tholen ML, Darwin D. Effects of deformation properties on the bond of reinforcing bars. SM Report, No 42: University of Kansas 1996. p. 370.
- [15] Appl J, Eligehausen R, Ozbolt J. Numerical analysis of splices with headed deformed reinforcing bars. Proceeding of the 3<sup>rd</sup> Conference on Bond in Concrete - from research to standards Budapest, Hungary2002. p. 463-8.
- [16] Daoud A, Maurel O, Laborderie C. Mesoscopic modelling of the interaction between steel reinforcement and early-age cracking during cement hydration. In: Cairns JW, Metelli G, Plizzari GA, editors. Proceeding of the 4<sup>th</sup> Conference on Bond in Concrete: Bond, Anchorage, Detailing. Brescia, Italy2012. p. 201-7.
- [17] Hayashi D, Nagai K, Suryanto B. Investigating the effect of reinforcement arrangement on the anchorage of reinforcement using the three-dimensionnal discrete analysis. In: Cairns JW, Metelli G, Plizzari GA, editors. Proceeding of the 4<sup>th</sup> Conference on Bond in Concrete: Bond, Anchorage, Detailing. Brescia, Italy2012. p. 185-92.
- [18] Fischer C, Ozbolt J. Influence of bar diameter and concrete cover on bond degradation due to corrosion. In: Cairns JW, Metelli G, Plizzari GA, editors. Proceeding of the 4<sup>th</sup> Conference on Bond in Concrete: Bond, Anchorage, Detailing. Brescia, Italy2012. p. 445-51.
- [19] Massicotte B, Ben Ftima M. EPM3D-v3.4 - A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures. Report SR15-05, Montreal, Canada: Polytechnique Montréal; 2015.

- [20] Hibbit, Karlsson, Sorensen. ABAQUS/Explicit user's Manual version 6.11-2: Hibbit, Karlsson & Sorensen; 2010.
- [21] Bouzaiene A, Massicotte B. Hypoelastic tridimensional model for nonproportional loading of plain concrete. *J Eng Mech ASCE*. 1997;123(11):1111-20.
- [22] Ben Ftima M, Massicotte B. Utilization of Nonlinear Finite Elements for the Design and Assessment of Large Concrete Structures. II: Applications. *Journal of Structural Engineering*. 2014.
- [23] Ben Ftima M, Massicotte B. Utilization of Nonlinear Finite Elements for the Design and Assessment of Large Concrete Structures. I: Calibration and Validation. *Journal of Structural Engineering*. 2014.
- [24] Bažant Z, Oh BH. Crack band theory for fracture of concrete. *Mater Struct*. 1983;16(3):155-77.
- [25] de Montaignac R, Massicotte B, Charron J-P. Finite-element modelling of SFRC members in bending. *Mag Concr Res*. 2013;65(19):1133-46.
- [26] Naaman A, Reinhardt H. Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response. *Mater Struct*. 2006;39(5):547-55.
- [27] Salem H, Maekawa K. Pre-and Postyield Finite Element Method Simulation of Bond of Ribbed Reinforcing Bars. *J Struct Eng ASCE*. 2004;130:671.
- [28] Kianoush M, Acarcan M, Ziari A. Behavior of base restrained reinforced concrete walls under volumetric change. *Eng Struct*. 2008;30(6):1526-34.
- [29] Ziari A, Kianoush MR. Finite-Element Parametric Study of Bond and Splitting Stresses in Reinforced Concrete Tie Members. *Journal of Structural Engineering*. 2013.
- [30] Dhanasekar M, Haider W. Explicit finite element analysis of lightly reinforced masonry shear walls. *Comp Struc*. 2008;86(1):15-26.
- [31] Prinja NK, Shepherd D, Curley J. Simulating structural collapse of a PWR containment. *Nuclear engineering and design*. 2005;235(17):2033-43.
- [32] Ben Ftima M. Utilisation de la méthode des éléments finis non-linéaire pour la conception des structures en béton armé : Applications aux structures massives. Ph.D. thesis. Montréal, Canada, Polytechnique Montréal; 2013.
- [33] Graybeal B. Design and Construction of Field-Cast Ultra-High Performance Concrete Connections. FHWA-HRT-14-084: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration; 2014. p. 36.
- [34] Bastien Masse M. Étude du comportement déformationnel des bétons de réparation (Study of deformational behavior of repared concrete). M.Sc. thesis. Montréal, Canada, Ecole Polytechnique de Montréal, Canada; 2010.
- [35] AFGC. Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes. 2013;Recommendations - Revised edition.
- [36] Delsol S, Charron J-P. Numerical modeling of UHPFRC mechanical behavior based on fibre orientation. In: Toutlemonde F, Resplendino J, editors. *Proceedings of the RILEM-fib-AFGC*

International Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete. Marseille, France2013. p. 679-88.

[37] Oesterlee C. Structural response of reinforced UHPFRC and RC Composite Members. Ph.D. thesis. Lausanne, École Polytechnique Fédérale de Lausanne; 2010.

[38] Dagenais M-A. Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de pont par chemisage en béton fibré à ultra haute performance (Seismic retrofitting of bridges piers with deficient lap splices using UHPFRC). Ph.D. thesis. Montréal, Canada, Polytechnique Montréal; 2014.

[39] Yuan J, Graybeal B. Bond Behavior of Reinforcing Steel in Ultra-High Performance Concrete. FHWA-HRT-14-090: U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration; 2014. p. 78.

## CHAPITRE 8 DISCUSSION GÉNÉRALE

Ce chapitre a pour but d'approfondir et de discuter certains développements et résultats obtenus dans le cadre de cette thèse afin d'émettre quelques critiques et constatations constructives pour les futurs projets de recherche dans cette thématique.

### 8.1 Analyser l'interaction armature-béton en lien avec la structure

#### 8.1.1 Manque de critères et de consensus sur les essais de caractérisation de la liaison armature-béton

Suite à ces travaux de recherche, il semble intéressant de revenir sur la représentativité de l'essai expérimental sélectionné pour l'étude des propriétés de la liaison armature-béton vis-à-vis de l'élément de structure étudié. Comme le spécifiait très justement Cairns et Plizarri (2003) dans un article intitulé « Towards a harmonised European bond test », sachant que la liaison armature-béton influence de nombreux aspects de la performance structurale d'éléments en béton armé, la caractérisation des performances de la liaison à partir d'un test unique n'est pas adéquat. L'article présente ainsi les prémisses de spécifications, recommandations et critères en démontrant le besoin de définir davantage une gamme de tests de caractérisation de la liaison armature-béton pour lesquels des mesures relatives à chaque aspect de performance structurale pourront être obtenues. Les auteurs mentionnent très justement que pour représenter la situation la plus défavorable pouvant être rencontrée dans une structure, il est essentiel que le spécimen sélectionné fournisse un faible confinement autour des barres et que les longueurs d'ancrage (ou chevauchement) soient en lien avec les longueurs nécessaires pour atteindre la plastification des armatures. L'avantage des essais avec une longueur d'ancrage relativement longue (lié aux critères de performance souhaités) et un faible confinement est de fournir directement une contrainte tangentielle moyenne proche d'une valeur de dimensionnement. Ce choix garantit une démarche sécuritaire dans la détermination de longueurs d'ancrage nécessaires pour obtenir la plastification d'une barre d'armature en tenant compte indirectement de la non-uniformité des propriétés de la liaison le long de l'ancrage. La démarche n'est pas sécuritaire lorsqu'un processus d'extrapolation des propriétés de liaison mesurées est fait à partir d'essais d'ancrage de courte longueur. Malgré cette proposition lancée par deux chercheurs européens du groupe de travail 4.5 fib « *Bond models* », 10 ans plus tard, aucune recommandation n'a vu le jour pour

définir le type, la géométrie, les directions de coulages, le nombre d'échantillons minimum, les protocoles de chargement selon les applications et critères de performance structurale recherchée. Or, au regard de certains articles qui ont été publiés encore tout récemment à partir de l'essai d'arrachement (Torre-Casanova et al. 2013) et dont les conditions d'essais ne sont pas le reflet de conditions de liaison armature-béton majoritairement rencontrées dans une structure, la prise en compte de telles recommandations par des chercheurs reconnus dans le domaine semblent être primordiales, voire une nécessité. En effet, le test d'arrachement semble bien trop souvent sélectionné sous prétexte de sa standardisation (RILEM/CEB/FIP 1970) ou sa simplicité d'exécution. Néanmoins, il est important de garder à l'esprit que ce n'est pas parce qu'un essai est standardisé qu'il convient forcément pour toute étude scientifique menée sur le sujet. Par exemple, cet essai ne permet pas systématiquement de traduire l'influence des propriétés d'un nouveau béton sur les propriétés de liaison ou pour la calibration d'un modèle numérique. L'ASTM a ainsi clairement spécifié dans le titre de son unique norme sur la liaison armature-béton « Standard test method for **comparing** bond strength of steel reinforcing bars to concrete using beam-end specimens » (ASTM A944 2010), et dans une note, que la résistance de l'ancrage obtenue à partir de l'essai « beam-end » doit être utilisée seulement pour fin de comparaison avec d'autres types de barres d'armature en acier, mais ne doit en aucun cas faire office de valeurs références pour quelconque dimensionnement.

Étant donné le manque de recommandations, une quantité considérable de tests de liaison ont été développées depuis l'avènement des barres crénelées avec les essais assez courants (présentés succinctement dans le rapport du comité ACI 408 (2003)) :

- l'essai d'arrachement, l'essai sur tirant, l'essai d'ancrage sur poutre d'extrémité, l'essai d'ancrage sur poutre en flexion, l'essai de flexion 4 points sur poutre avec armature chevauchée ;

ainsi que des essais plus spécifiques :

- l'essai d'arrachement en traction directe, l'essai de traction directe sur prisme en joint de chevauchement ;

et des essais plus atypiques :

- l'essai de tirant modifié de Jiang et al. (1984) qui permet de voir l'interaction armature-béton durant l'essai, l'essai PIAF (Pour Identifier l'Adhérence et le Frottement) (Tran et al. 2007) qui étudie le comportement de l'interface acier-béton par corrélation d'image avec une configuration d'un essai d'arrachement en traction directe.

Le choix d'un ou plusieurs tests sur la liaison armature-béton doit donc dériver d'une réflexion sur les considérations dont on doit tenir compte dans les essais expérimentaux afin qu'ils traduisent d'une manière équivalente l'influence de la liaison sur la performance structurale de l'élément étudié. La grande variété de tests disponibles exige ainsi de se poser plusieurs questions sur la définition de critères conduisant aux choix de tests, à la géométrie des spécimens, au type de chargement, à l'instrumentation, etc. :

- Quel est l'objectif principal de l'étude expérimental sur la liaison armature-béton?
- Dans quel état de contrainte doit être le béton environnant les barres?
- Quel est l'ordre de grandeur du confinement apporté par le béton autour des armatures (en termes du diamètre des armatures utilisées)?
- Quelles sont les longueurs d'ancrage ou chevauchement caractéristiques de l'application structurale?
- Quel est niveau d'information et le degré de raffinement requis pour la caractérisation (contrainte tangentielle moyenne ou distribution de la contrainte, glissement, etc.)?
- Quel point ou quelle direction de coulée choisir (particulièrement important dans le cas de béton renforcé de fibres)?

La réponse aux questions de cette liste non exhaustive peut permettre d'orienter le choix vers un des tests existants.

Lorsque le type d'essai et les paramètres à analyser sont définis lors d'un programme expérimental sur la liaison armature-béton, il est important de rappeler que le comité ACI 408 (2003) fournit une section (« Chapter 6 – Test protocol) rappelant l'ensemble de informations et des mesures qui doivent être au minimum fournies dans tout rapport d'essai pour permettre une comparaison juste et claire avec d'autres données expérimentales sur la liaison armature-béton. Sachant que le degré de compréhension s'améliore ou évolue avec le temps, davantage

d'informations bien spécifiques sont souvent nécessaires pour comprendre les premiers tests (ACI Committee 408 2003).

### 8.1.2 Validité de l'essai « pull-out » standard pour les BFUP

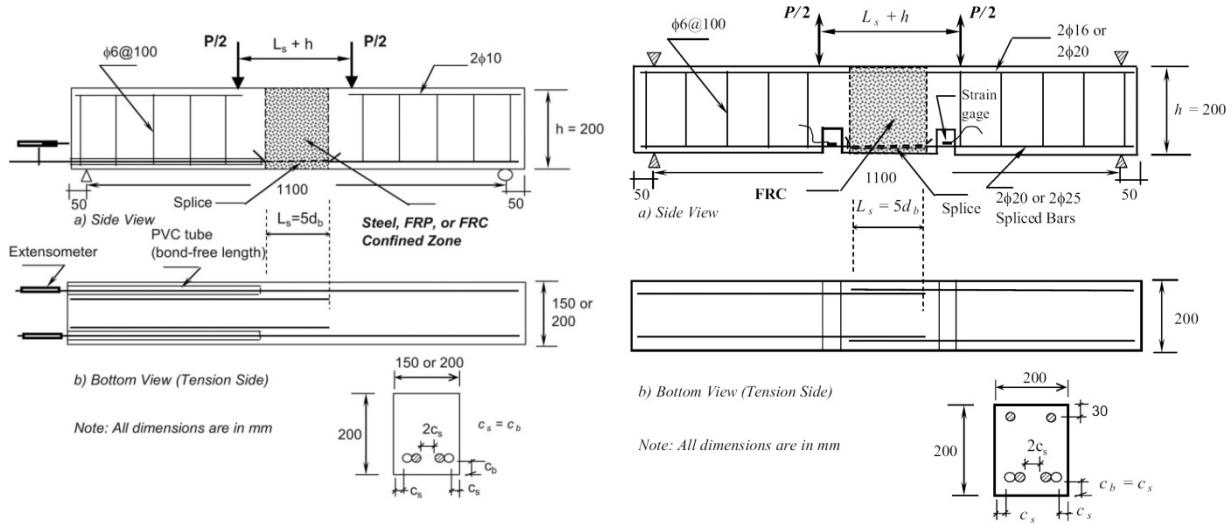
L'essai d'arrachement, dit « pull-out », actuellement spécifié par la RILEM (RILEM/CEB/FIP 1970) a été élaboré au début des années 70 alors que les barres lisses n'étaient plus utilisées dans les projets de construction en béton armé (Cairns et al. 2003). Dans le cas de barres lisses, les mécanismes majeurs de résistance de la liaison armature béton étaient assurés par l'adhésion entre la barre et le béton qui, une fois la contrainte de cisaillement maximale atteint, se traduisait par un glissement de la barre contrôlé par les propriétés de frottement de l'interface. Ainsi, l'influence de l'épaisseur d'enrobage sur la résistance au cisaillement maximale atteinte restait faible. Or, dans le cas de barres d'armatures crénelées, l'épaisseur d'enrobage a une influence majeure car elle contrôle le mode de rupture soit par déchaussement de l'armature, dans le cas d'une épaisseur d'enrobage importante ( $c > 3 \text{ à } 5 d_b$ ), soit par fendage du béton d'enrobage, dans le cas d'une faible épaisseur d'enrobage. L'essai d'arrachement a fait l'objet de nombreuses critiques de la communauté scientifique, quant à la représentativité structurelle des valeurs de contraintes de liaison pouvant être développées pour des barres d'armatures crénelées. En effet, avec le confinement (enrobage) de  $5 d_b$  et l'effet de confinement latéral apporté par les conditions aux limites de cet essai, correspondent à une situation rarement rencontrée dans un élément de structure. Les barres d'armatures sont le plus souvent positionnées le plus proche des parois extérieures à une distance d'enrobage de 30 à 40 mm.

Pour ne citer que quelques références précédant la standardisation du test d'arrachement, Djabry (1952) met en garde quant à la pertinence des valeurs obtenues à partir d'un tel test : « *ce dispositif ne présente aucune analogie avec les cas où l'adhérence assume la fonction de liaison [...] intervenant dans les pièces tendues et dans la partie médiane des pièces fléchies. [...] Cela justifie la nécessité d'entreprendre une étude de l'adhérence dans sa fonction de liaison, c'est-à-dire en traction et en flexion au moyen d'essai appropriés* ». Pour conclure, que l'essai d'arrachement « *reste néanmoins, en raison de sa simplicité, un excellent dispositif d'essai en tant que moyen de comparaison pour des investigations d'ordre général en matière d'adhérence* ». Dans le rapport du comité ACI 408 de 1966 piloté par Ferguson (ACI Committee 408 1966), la dernière recommandation, indique que : « *le classique test d'arrachement est*

*approprié uniquement pour des valeurs relatives de contrainte de cisaillement maximum, mais non en terme de valeur absolue. Un test approprié doit être réaliste selon l'enrobage de béton entourant la barre d'armature testée ».*

Pourtant, la documentation sur le sujet démontre qu'à chaque développement d'un nouveau type de matériau pour lequel la caractérisation des propriétés de liaison armature-béton doit être déterminée, l'essai d'arrachement est souvent le premier choix adopté.

Tel est le cas avec le BRF (Béton Renforcé de Fibres). Au milieu des années 90, Harajli et al. (1995) utilisent l'essai pull-out pour évaluer la contribution des fibres sur les propriétés locales de la liaison par une loi contrainte cisaillement-glisсement  $\tau(s)$ . Ils constatent que les fibres semblent n'avoir aucune influence sur la contrainte de cisaillement maximale et la réponse locale  $\tau(s)$ . Surpris de cette constatation, ils entreprennent des essais avec du BO et BRF sur des poutres en flexion 4 points avec différentes longueurs de chevauchement ( $> 7 d_b$ ) (Harajli et al. 1997) et rapportent une augmentation de la résistance de 55% pour un BRF avec  $V_f = 2\%$  par rapport à un béton ordinaire. La même équipe poursuit son investigation sur le même type d'essai, mais avec cette fois l'utilisation de BHP avec et sans fibre (Hamad et al. 2001). Ils montrent que les fibres sont d'autant plus performantes si elles sont noyées dans une matrice de béton à haute performance pour reprendre les fissures de fendage qui contrôlent la rupture des essais. Les résultats de ces deux études conduisent les auteurs à démontrer clairement que l'essai d'arrachement en présence de BRF ne parvient pas à simuler les conditions de liaison à l'échelle locale qui existent dans des éléments en béton armé en flexion et de traduire correctement l'apport des fibres dans un type de rupture par fendage. Ils ont donc décidé pour caractériser le comportement local  $\tau(s)$  de la liaison armature-BRF de travailler sur une longueur courte ( $5 d_b$ ), mais en présence de joint de chevauchement de barres dans deux types d'essais de flexion (figure 8.1). Divers programmes expérimentaux menés par cette équipe de chercheurs ont permis d'aboutir sur la définition de loi de comportement local  $\tau(s)$  pour les BRF en condition de chargement statique et cyclique (Harajli 2010).



a) Modèle de poutre avec ancrage dans un chevauchement (Harajli et al. 2002)

b) Modèle de poutre avec joint de chevauchement et mesure du glissement d'extrême (Harajli 2010)

Figure 8.1 : Spécimen de joints de chevauchement en flexion pure dans du BRF

Dans le cas du BFUP, la toute première campagne expérimentale est justement menée par Heshe (1988) sur des spécimens d'arrachement en traction directe, tel que montré sur la Figure 8.2. À l'exception de cette étude, et malgré les avertissements faits par certains chercheurs sur la pertinence de l'essai d'arrachement standard pour permettre de mettre en valeur l'apport des fibres, la grande majorité des essais expérimentaux sur l'étude de la liaison armature-BFUP ont été réalisés avec ce type de test (Holschemacher et al. 2004; Jungwirth et al. 2004; Kurita et al. 2002; Leutbecher 2007; Oesterlee 2010; Weisse 2003). L'introduction de l'article 2 de la présente thèse (voir section 5.2 pour plus de détails) montre que les contraintes de cisaillement maximales relevées sur des essais d'arrachement par essai de traction directe ( $\tau \sim 10-20$  MPa) sont grandement différentes des essais par arrachement standard ( $\tau \sim 40-60$  MPa). De plus, globalement les auteurs ayant mené leur étude avec l'essai d'arrachement standard constatent « étonnamment » qu'aucune augmentation majeure de la résistance en cisaillement maximale n'est notée avec l'augmentation du pourcentage de fibres dans le BFUP. Suite à ces rapides constatations, il reste curieux et difficilement justifiable qu'en 2015, des articles (Marchand et al. 2015) soient encore publiés sur l'analyse des mécanismes d'interactions armature-BFUP à partir d'une configuration d'essai d'arrachement classique en prenant en plus le soin de mesurer la distribution des contraintes le long de la longueur d'ancrage par fibre optique, tout en sachant

pertinemment qu'avec ce type d'essai on obtient une inhomogénéité de la contrainte de long de l'interface à cause des efforts latéraux de confinement produits par les réactions d'appui. De même que dans les essais précédemment cités, les auteurs obtiennent des contraintes de cisaillement maximales de la liaison armature-BFUP de l'ordre 50 à 60 MPa. Bien que le comité ACI 408 (2003) spécifie que « *le seul résultat d'essais d'arrachement pour déterminer une longueur d'ancrage est inapproprié et n'est pas recommandé par le comité* », Marchand et al. (2015) concluent leur recherche en expliquant que leur étude expérimentale « *peut être utilisé pour déterminer la longueur d'ancrage dans différentes configurations* ». Une telle affirmation est risquée sans une claire justification de leurs propos ou des conditions réelles de dimensionnement pour lesquelles s'appliquent leurs résultats. L'extrapolation peut conduire à une conception fortement non conservatrice et non sécuritaire.

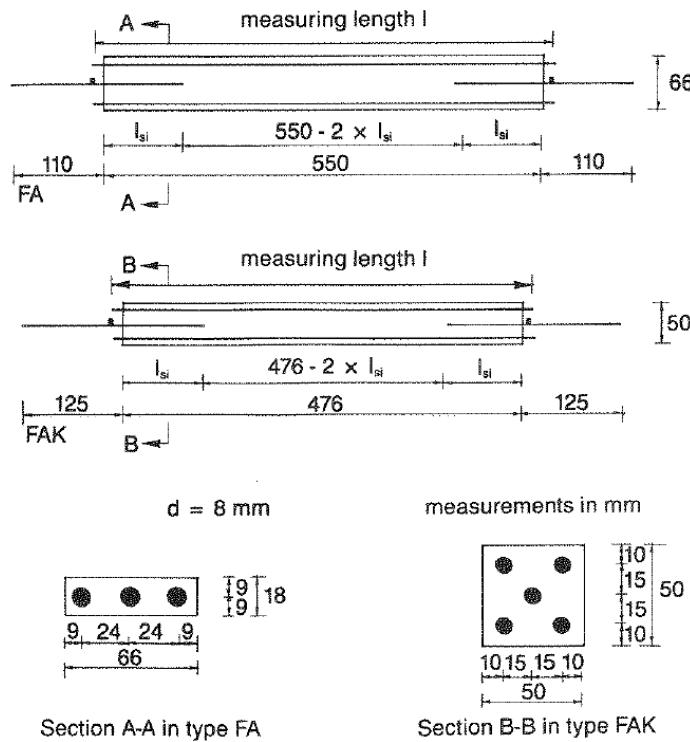


Figure 8.2 : Spécimens d'ancrage en traction direct avec du BFUP (CRC<sup>®</sup>) (Heshe 1988)

Pour conclure cette section, il importe de souligner l'importance d'arrêter de caractériser l'apport du BFUP à partir d'essais pull-out conventionnels.

Tel que mentionné dans les conclusions du rapport *fib* (2000): « *For the time being, standard bond tests must be considered of limited value, and any new reinforcing materials need to be tested for bond performance in structural elements under conditions representative of practice* ».

En effet, l'essai « pull-out » ne met aucunement en avant les propriétés innovantes du BFUP, à savoir sa haute résistance et déformabilité en traction. La relation obtenue à partir d'un tel essai avec une longueur de scellement courte doit être considérée comme la valeur de cisaillement maximale pouvant être atteint à l'interface armature-BFUP. Malgré sa standardisation, l'essai d'arrachement a subi de nombreuses critiques et mises en garde depuis plus de 60 ans. L'essai doit être utilisé pour des barres crénelées seulement si le contexte de recherche démontre l'intérêt d'étudier le comportement d'ancrage dans une zone fortement confinée où le BFUP autour de la barre est dans un état de compression. Ceci pourrait être le cas par exemple, au niveau d'élément en BFUP servant à l'ancrage de précontrainte additionnelle où des armatures passives pourraient être présentes tel que montré sur la Figure 8.3.

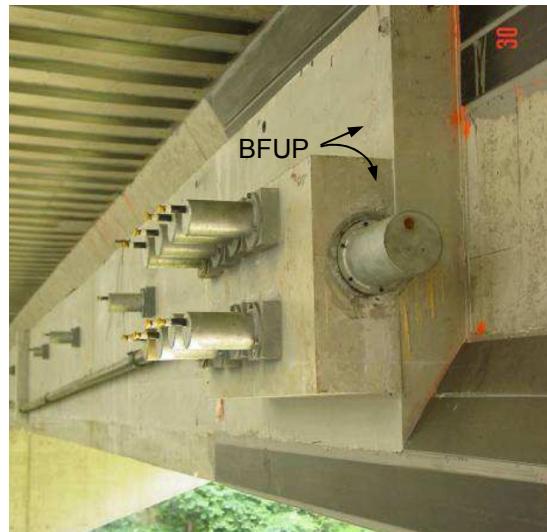


Figure 8.3 : Renforcement par précontrainte additionnelle avec du BFUP (BSI<sup>®</sup>) du pont sur l'Huisne avec du BFUP, France, 2005, tiré de l'AFGC (2013)

### 8.1.3 Sélection du spécimen pour caractériser le joint chevauchement en traction directe

En amont de la campagne expérimentale menée dans ce projet, l'étude détaillée des différentes configurations de spécimen reportées dans la littérature et quelques essais préliminaires ont

permis de valider le choix du test de traction directe de joint de chevauchement dans un prisme en BFUP. Une liste des points ayant conduit à ce choix de spécimen, et qui ont été confirmés durant les différents programmes expérimentaux, est présentée ci-dessous.

Le prisme testé en traction directe a été sélectionné car il :

- permet de tester des joints de chevauchement en traction ;
- traduit un mode de rupture par fendage de la liaison armature-BFUP pour des longueurs de chevauchement inférieures à la longueur nécessaire à la plastification des barres ;
- met en avant le rôle des propriétés mécaniques du BFUP (quantité de fibres, résistance en traction, comportement écrouissant) dans l'amélioration des performances de joint de chevauchement ;
- constitue fort probablement la limite inférieure de la résistance pouvant être offerte par un joint de chevauchement dans du BFUP pour un enrobage donné autour des barres, car la zone chevauchée est complètement isolée et aucun étrier n'est présent dans le spécimen ;
- offre un essai à taille réduite, simple de réalisation, à faible coût une fois le système de mise en traction conçu et dont la manutention peut être faite à la main ;
- facilite le développement d'une instrumentation interne grâce à des longueurs nécessaires très légèrement supérieures à la longueur du chevauchement testée ;
- n'introduit aucune action extérieure pouvant venir modifier les mécanismes de transfert d'effort ;
- permet une mesure directe et aisée du glissement ;
- facilite la modélisation éléments finis à l'échelle de crénelure grâce à une géométrie simple où seul le joint de chevauchement et le BFUP ont besoin d'être modélisés, des conditions aux limites connues (pas de frottement aux appuies, ou autres...), des spécimens de petite taille permettant d'utiliser un maillage fin à temps de calcul réduit; en d'autres termes, cette configuration représente un essai « modèle » pour la validation de modèle numérique.

Un dernier avantage se situe au niveau de l'aisance à suivre la formation et la propagation des fissures car l'ensemble des faces du joint de chevauchement sont visibles et accessibles. Cette dernière remarque avait donné l'idée, lors du programme exploratoire, d'utiliser la mesure de champs de déplacement par corrélation d'image, tel que montré sur la Figure 8.4. Cette technique

n'a finalement pas été retenue dans le programme expérimental car elle n'a pas permis d'obtenir une information qualitative précise lors des essais de validation. Ceci n'est aucunement lié au concept de la méthode, car la corrélation d'images a fait ces preuves depuis une dizaine d'années et est actuellement largement utilisée en aéronautique et en mécanique pour caractériser les progressions et pointes de fissures dans divers alliages. Le manque de précision obtenue est directement lié à l'utilisation d'un appareil de photo amateur et de projecteurs de lumière standard n'offrant pas une intensité lumineuse constante.

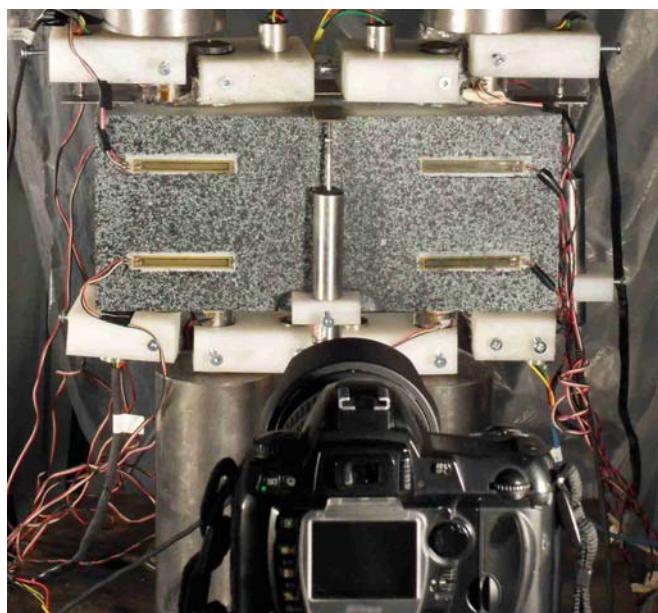


Figure 8.4 : Mouchetis de la face f1 du spécimen et suivi photo pour post-traitement par corrélation d'images de la progression de la fissure de fendage au cours du chargement

Depuis l'acquisition en 2015 d'un système de corrélation d'images professionnel (intégrant appareil photo, triangulation 3D, luminaires spécifiques et logiciel de post-traitement), cette méthode d'instrumentation pourrait fournir de précieuses informations pour la calibration et la validation de modèles numériques de joints de chevauchement. En effet, la force de ce type d'instrumentation est de fournir un champ de déplacement de l'ensemble de la surface analysée qui peut directement être comparé au champ de déplacement d'une solution éléments finis par exemple. Ainsi, la validation numérique de la progression et de l'ouverture d'une fissure de fendage le long de barre chevauchée ne s'effectuerait plus ponctuellement au niveau de la position des capteurs, mais bien globalement sur l'ensemble de la zone d'étude concernée. Des études ont montré la pertinence d'une telle instrumentation dans le domaine du béton, par

exemple pour la caractérisation de la fissuration de retrait au jeune âge (Benboudjema et al. 2014; Lagier et al. 2011).

La configuration du prisme sélectionné dans le présent projet de recherche s'est inspiré de précédents programmes expérimentaux, tel que référencé dans les articles 1 et 2. L'idée de base était d'avoir un spécimen conçu pour tester des joints de chevauchement, dans lesquels le BFUP se situe dans un état de contrainte de traction et qu'aucune interaction vienne interagir sur les propriétés de la liaison armature-BFUP afin qu'elles soient caractérisées de manière locale par une instrumentation interne de barres d'armature. Ensuite les diamètres de barres, la géométrie et l'épaisseur d'enrobage ont été sélectionnés pour le renforcement sismique de piles de ponts. Contrairement au cas réel d'une pile renforcée par un enrobage de BFUP autour des barres, le prisme étudié n'avait aucun étrier, aucune restreinte latérale. De plus, aucune orientation préférentielle des fibres n'a été recherchée lors du coulage. En conséquences, les contraintes de cisaillement maximale rapportées dans le présent projet de recherche peuvent être considérées comme la limite inférieure de la résistance d'une joint de chevauchement noyé dans du BFUP pour : 1) une longueur de chevauchement, 2) un enrobage donné et 3) un type de BFUP donné.

L'analyse paramétrique effectuée à la section 7.5 dans l'article 3 montre que pour un enrobage constant autour d'un joint de chevauchement isolé, le fait de restreindre le déplacement latéral change l'orientation de la fissure de fendage et procure une résistance accrue permettant de développer une contrainte plus grande dans les barres d'armature. En effet, par l'essai utilisé dans le présent programme de recherche, dès lors que la fissure de fendage s'initie à l'extrémité de la barre (IR), la barre chevauchée adjacente (ER) est libre de s'écarte de la barre IR vers l'extérieur. À effort équivalent, cette condition est plus défavorable vis-à-vis de l'ouverture et de la progression de la fissure de fendage le long du chevauchement que si une restreinte latérale existe au niveau de la tranche (s4). La condition d'un joint de chevauchement au sein du chemisage en BFUP dans une pile renforcée présente une certaine restreinte latérale mais sa reproduction aurait (Figure 8.5a) complexifié la conception du spécimen expérimental équivalent à l'échelle locale. Une proposition de modification du test développé dans le cadre de cette thèse pour la réalisation d'essais de traction directe d'un seul joint de chevauchement est présentée à la Figure 8.5b. Cette nouvelle configuration du spécimen ne nécessiterait pas de modification du dispositif de chargement pour effectuer la mise en traction simultanée des 3 barres d'armatures. Seule la capacité maximale de la poutre de transfert et la largeur disponible limiteront les

différentes possibilités offertes par le système en termes de diamètre de barre ( $d_b$ ) et de configuration choisie ( $c_{si}$ ,  $c_b$ ,  $l_s$ ).

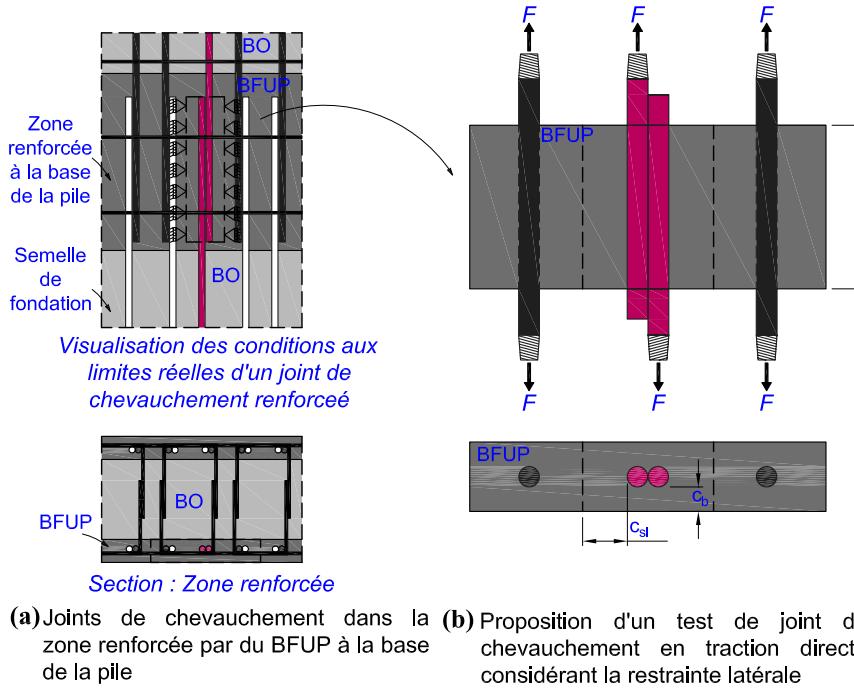


Figure 8.5 : Proposition d'un essai de traction directe sur un joint de chevauchement avec déplacement latéral empêché

Bien que l'essai de joint de chevauchement en traction directe dans un prisme de BFUP sélectionné pour la campagne expérimentale ait répondu à l'ensemble des objectifs de cette recherche, il pourrait être combiné à d'autres essais pour démontrer l'étendue de la contribution du BFUP sur la performance d'une zone d'ancrage ou chevauchement de barres d'armatures.

Au niveau global, l'essai de flexion 4 points sur poutre (ou dalle selon l'application) avec armature chevauchée dans la zone de flexion pure constitue un essai de référence car il traduit un état de contrainte réaliste autour des barres d'armature. Grâce à la simplicité de fabrication de ce type de spécimen et du système de chargement nécessaire, cet essai a fourni la base de données expérimentales ayant conduit aux équations semi-empiriques présentes dans le Code américain (ACI 318 2014) et le Code canadien (CSA A23.3 2004) pour le BO. Les différents programmes expérimentaux menés sur ce type d'essai avec du BFUP confirment toute la validité et la pertinence de l'utilisation de ce test (Cheung et al. 2011; Dagenais et al. 2014; Graybeal 2010;

Harryson 2003; Maya et al. 2013). La Figure 8.6 présente le montage expérimental développé par Dagenais (2014) pour un chargement cyclique alterné.

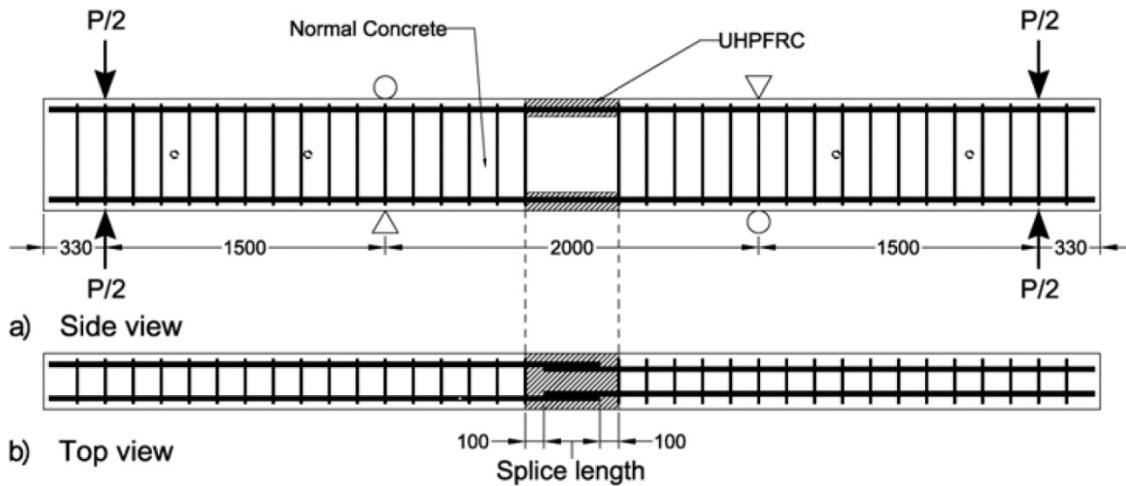
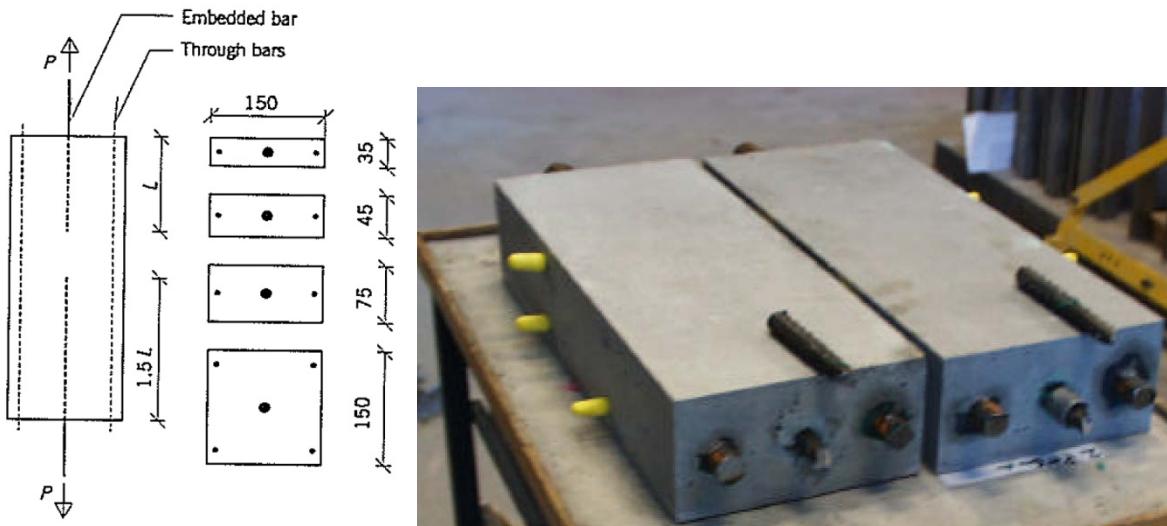


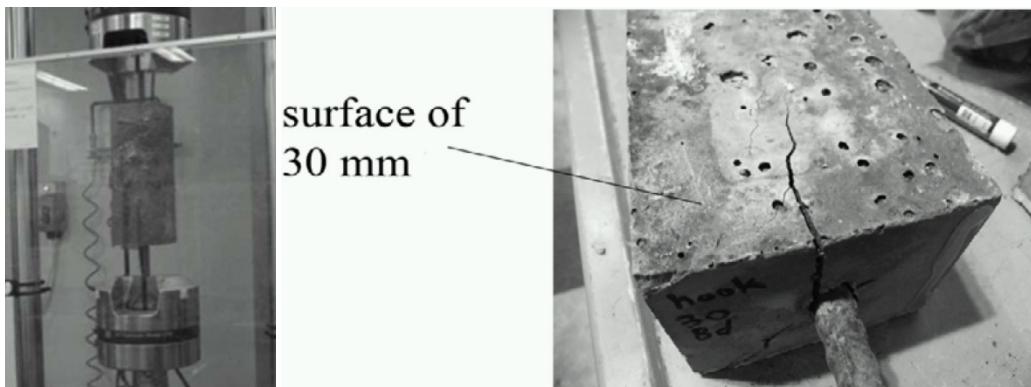
Figure 8.6 : Montage expérimental de poutres en flexion 4 points avec joints de chevauchement renforcés en BFUP sous chargement cyclique alterné (Dagenais 2014)

À l'échelle locale, pour la caractérisation de longueur d'ancrage seulement, l'essai d'arrachement de barres d'armature par traction directe dans du BFUP me semble être l'essai le plus recommandable au vue de sa capacité à reproduire le mode de rupture par fendage avec de faible épaisseur d'enrobage, tel que montré à la Figure 8.7 et à la Figure 8.8. Tout récemment sur le même principe d'arrachement, l'équipe de la FHWA américaine (Yuan et al. 2014) a développé un essai adapté aux joints de chevauchements en traction directe dans l'intention de définir la contrainte maximale atteinte dans la barre arrachée selon la longueur de chevauchement des barres et l'état de confinement fourni par l'enrobage en BFUP (Figure 8.9). Cet essai offre une bonne alternative à l'essai utilisé dans cette campagne. Le système de mise en traction s'effectue par un vérin hydraulique qui repose sur la dalle préfabriquée et non directement sur bande de BFUP, ce qui évite une interférence entre les réactions d'appuis du système de mise en charge et la mesure des performances de la liaison armature-BFUP (Figure 8.10)



(a) détails (Nielsen et al. 1996) (b) exemple de spécimens (Aarup 2002)

Figure 8.7 : Illustration des différentes formes géométriques avec un essai d'arrachement en traction directe



(a) Montage expérimental (b) rupture typique par fendage de l'enrobage

Figure 8.8 : Test d'arrachement par traction directe (Cheung et al. 2011)

L'avantage majeur de l'essai d'arrachement en traction directe réside dans le fait qu'il ne nécessite pas de presse hydraulique puissante, seul un vérin hydraulique est suffisant. Cela rend cet essai très facilement exécutable par tout laboratoire de contrôle.

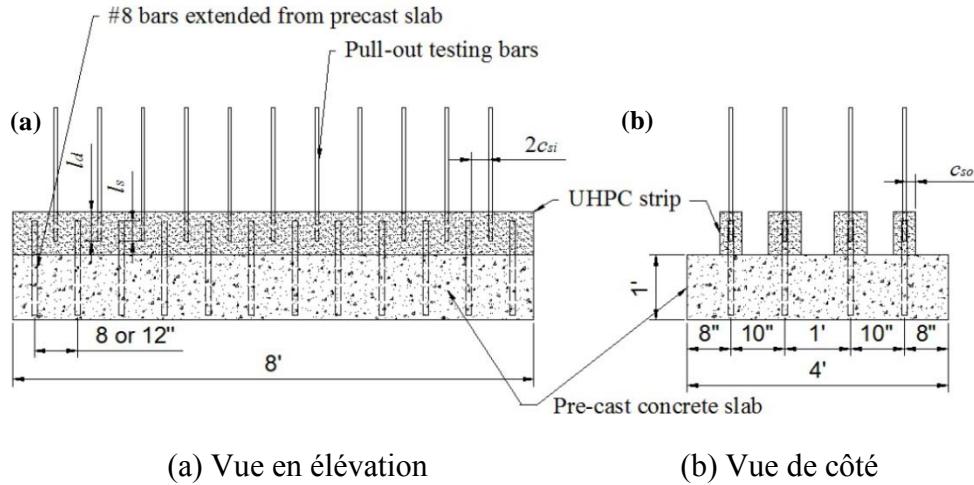


Figure 8.9 : Illustration de l'essai d'arrachement avec barres chevauchées (Yuan et al. 2014)

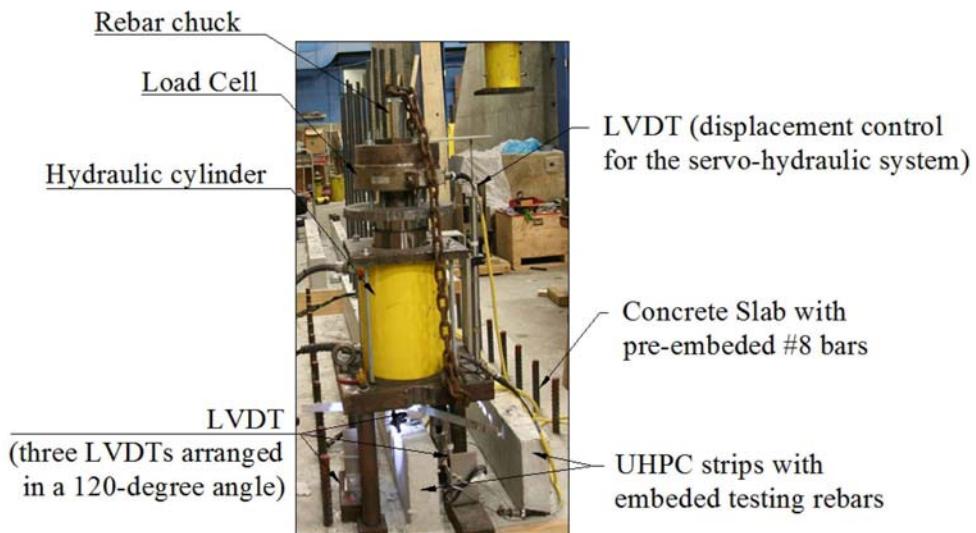


Figure 8.10 : Système d'arrachement de barres à l'aide d'un vérin hydraulique (Yuan et al. 2014)

Dans le cadre d'un projet de connexion avec du BFUP, cet essai pourrait parfaitement être prévu dans un cahier des charges comme éprouvette de contrôle le jour de la coulée sur chantier en parallèle des éprouvettes de contrôle classique (cylindres de compression, os de traction ou dallettes de flexion). Tel que montré sur la Figure 8.11, la prédalle avec plusieurs barres en attente peut être tournée à 90° pour réaliser le coulage à l'horizontale du joint de BFUP de la même manière que le joint de prédalles du pont aura été coulé.

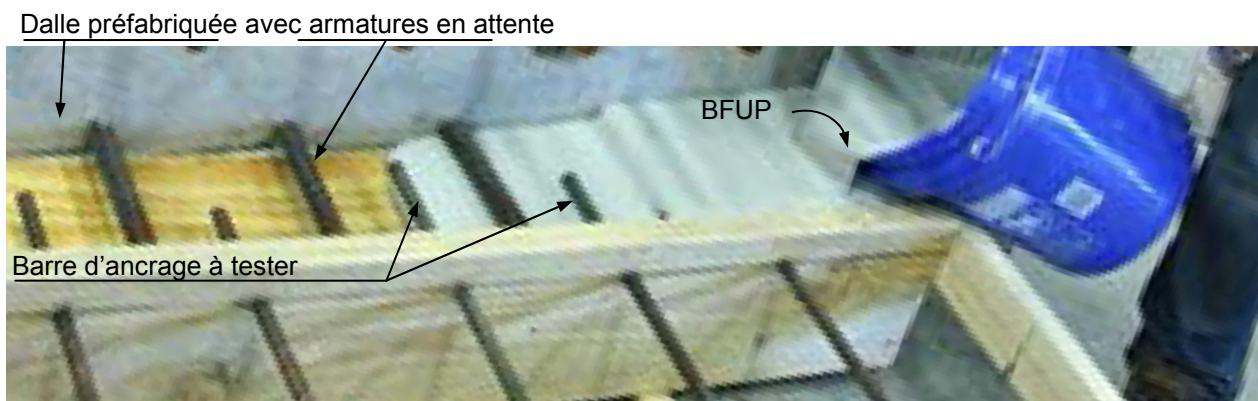


Figure 8.11 : Phase de coulage des spécimens dans un bande de BFUP (Yuan et al. 2014)

## 8.2 Modélisation numérique de joints de chevauchements à l'échelle de la crénelure avec du BFUP

### 8.2.1 Généralités

L'objectif d'un modèle, de manière général, est de décrire et de simuler un comportement physique relevé expérimentalement. Le recours à la modélisation numérique par éléments finis a grandement étendu la capacité à traduire et prédire les phénomènes associés au comportement de la liaison armature-béton par rapport aux approches analytiques développées. La dégradation et la rupture de la liaison acier-béton s'initient au sein du matériau béton. Il est donc primordial que la loi constitutive utilisée pour le béton puisse traduire avec justesse les principales causes de non linéarité associées au comportement du béton (endommagement, fissuration, etc.). De plus, il a été vu dans la revue de la littérature au chapitre 2, qu'il existe différentes échelles de modélisation du comportement de la liaison armature-béton. Le mode de rupture par fendage constitue le mode de rupture qui gouverne dans la majeure partie des éléments en béton armé en présence d'une défaillance d'ancrage ou de chevauchement. Ainsi, les efforts menés dans l'étude numérique précédemment présentée se sont concentrés uniquement sur le développement d'un modèle dans lequel la barre était modélisée à l'échelle des crénelures pour permettre de simuler de manière explicite la pression radiale transférée de la barre au béton (mécanisme initiant la fissuration de fendage). La grande majorité des modélisations à l'échelle de la crénelure proposées dans la littérature ont été limitées à une analyse en 2D, soit dans le plan longitudinal de la barre, soit perpendiculairement à la barre. Dans le premier cas, ce type de modélisation ne peut considérer explicitement la formation de fissures de fendage longitudinales autour de la barre.

Dans le second cas, les modèles sous l'hypothèse de contraintes planes, fournissent uniquement la résistance au fendage maximum d'une section donnée, ignorant toute variation de la contrainte tangentielle associée le long de l'ancrage. Si l'ensemble des mécanismes de transfert d'efforts et types de rupture doivent être simulés entre des barres chevauchées crénelées et le béton environnant, la considération de la troisième dimension dans l'analyse s'avère donc indispensable.

Avec l'augmentation récente et exponentielle de la puissance de calcul des processeurs actuels, sans commune mesure avec ceux disponibles il y a une cinquante d'années au moment où les premiers modèles de liaison ont été proposés (Ngo et al. 1967), une modélisation de la barre à l'échelle des crénelures peut être envisageable, acceptable et justifiable. Sachant que ce type de modèle fournit une bonne interprétation des mécanismes de transferts d'efforts et de rupture, plusieurs études récentes sur différentes thématiques liées à la liaison armature-béton ont montré son intérêt et sa pertinence dans la modélisation locale de zone d'ancrage (Appl et al. 2002; Daoud et al. 2012; Fischer et al. 2012; Hayashi et al. 2012). Ces modèles requièrent indéniablement un très grand nombre d'éléments pour être en mesure de reproduire avec fidélité la géométrie des barres dans la matrice de béton. Ce type de modèle n'a pas la prétention d'être étendu à la modélisation d'un élément de structure en entier. Il n'en reste pas moins un outil fort intéressant pour la communauté scientifique pour le développement d'équations de dimensionnement plus rationnelles avec l'introduction de nouveaux matériaux tel que le BFUP. Il peut offrir aussi des solutions aux ingénieurs faisant face à des problèmes complexes d'évaluation de capacité d'ancrage dans une structure existante.

Les analyses numériques ont été faites à partir d'un ordinateur multiprocesseurs (6 processeurs Intel Core i7-5930) avec 50 Go de mémoire vive disponibles, à l'aide du logiciel ABAQUS/Explicit en utilisant le modèle de béton EPM3D. À titre d'exemple, le temps de calcul (CPU) nécessaire pour la résolution des modèles simplifiés de l'étude paramétrique présenté dans l'article 3 (section 7.5) était de 4 heures pour le spécimen avec  $l_s/d_b = 5$  et  $c/d_b = 1.5$  et 18 heures pour le spécimen  $l_s/d_b = 20$  et  $c/d_b = 1.5$  avec une taille d'éléments finis moyenne identique d'environ 2.8 mm.

### 8.2.2 Information sur l'endommagement locale à l'interface armature-BFUP

Par le passé, certains chercheurs développant des modèles de liaison avec du béton ordinaire à l'échelle de la barre d'armature (avec éléments d'interface) avaient émis quelques remarques et limites quant à la modélisation de l'interaction armature-béton avec des modèles à l'échelle de la crénelure (Cox et al. 1998). La première critique portait sur une supposition idéalisée d'un comportement homogène du béton avec une taille des éléments finis requis (équivalent à la taille de la crénelure) largement inférieure au Volume Élémentaire Représentatif (VER) à l'échelle du comportement macroscopique du béton. La deuxième critique concernait la difficulté à cette échelle de reproduire le mécanisme de fissuration et d'écrasement de la matrice en tête de crénelure venant modifier au cours du chargement l'angle d'inclinaison des pressions de butée des crénelures. La dernière critique était reliée au fait que les modèles à l'échelle de la crénelure pouvaient rencontrer des limites pour simuler de forts glissements dans le cas d'une rupture par déchaussement de la barre d'armature. Ces limitations sont légitimes. Néanmoins, dans le cas de modélisation à l'échelle de la crénelure du béton ordinaire, plusieurs auteurs (Hayashi et al. 2012; Reinhardt et al. 1984; Salem et al. 2004) ont montré que l'introduction d'une couche affaiblie avec un module d'élasticité réduit (« soft layer ») dans une zone d'environ un diamètre de barres autour des crénelures a permis de reproduire le comportement attendu de manière satisfaisante. Avec du BFUP, les considérations sont très différentes, car ses propriétés mécaniques sont nettement supérieures à celles d'un béton ordinaire.

Dans le cas de la matrice du BFUP Polytechnique simulé, la taille du plus gros granulat dans le mélange était de 0.6 mm, soit environ 30 fois plus faible que pour un BO.

Lors de la phase expérimentale, l'état d'endommagement en tête de crénelure n'a pas pu être constaté durant le chargement, alors qu'une inspection lors de la phase de sciage des spécimens suite à l'essai mécanique n'a pas révélé d'endommagement ou écrasement particulier du BFUP, tel que montré sur la Figure 8.12 (spécimen 25-F4-10D). Cette constatation s'explique par le fait que la résistance à la compression à l'échelle macroscopique sur éprouvette est environ 4 fois supérieure à celle d'un béton ordinaire 30 MPa. De plus, à l'échelle microscopique, la matrice cimentaire avoisinant la crénelure est bien plus dense dans le BFUP grâce à la finesse des particules et leur réactivité, alors que dans le béton ordinaire une zone de transition plus poreuse du béton est présente.



Figure 8.12 : Empreinte des crénélures de l'armature dans le BFUP à la fin de l'essai – Spécimen 25-8D-F4

Ainsi, dans le contexte des études expérimentales pour lesquelles les modélisations ont été développées, seulement deux modes de ruptures étaient présents, soit par fendage du béton d'enrobage le long des barres chevauchées (chevauchement trop court), soit par plastification des barres d'armature (chevauchement long). La rupture par déchaussement des barres dans du BFUP est un cas extrême, qui d'une part n'est pas souhaité dans le cas d'une application structurale et, d'autre part, peut se produire uniquement pour des longueurs extrêmement courtes ( $< 5 d_b$ ) en présence d'un fort confinement ( $> 3 d_b$ ). Ces conditions ne reflètent aucun cas d'application des présents travaux de recherche. Il n'a donc pas été jugé nécessaire de mettre l'accent sur la capacité du modèle à prédire un déchaussement de barres.

Pour mettre en évidence toute l'importance des fibres dans le BFUP pour reprendre la pression radiale exercée par les crénélures, un spécimen a été réalisé dans la campagne expérimentale à partir de la même matrice cimentaire, mais sans aucune fibre (25-F0-10D). Ce « BFUP » sans fibre présente donc un comportement extrême fragile en traction. Ainsi, dès qu'une fissure de fendage s'initie à l'une des extrémités du spécimen, la fissure se propage instantanément sur

toute la longueur de chevauchement, conduisant à l'éclatement brutal de l'enrobage autour du joint de chevauchement, tel que montré sur la séquence de photo de Figure 8.13.



Figure 8.13 : Séquence de photo de la rupture fragile du spécimen sans fibre, 25-F0-10

Suite à cette rupture explosive de l'enrobage, un examen direct de l'état de la fissuration autour des crénelures a été facilité. Cela a permis de mettre en relief le mécanisme de butée des crénelures dans un « BFUP » sans fibre. On constate clairement l'initiation d'une fissure inclinée à l'arrière de chaque crénelure, ceci illustre la pression inclinée formée en tête de chaque crénelure. À l'extrémité chargée de la première crénelure, la fissure est beaucoup plus inclinée, lié à un effet de cône d'arrachement de béton. Aucun écrasement en tête de crénelure n'a été relevé, tel que montré sur la Figure 8.14.

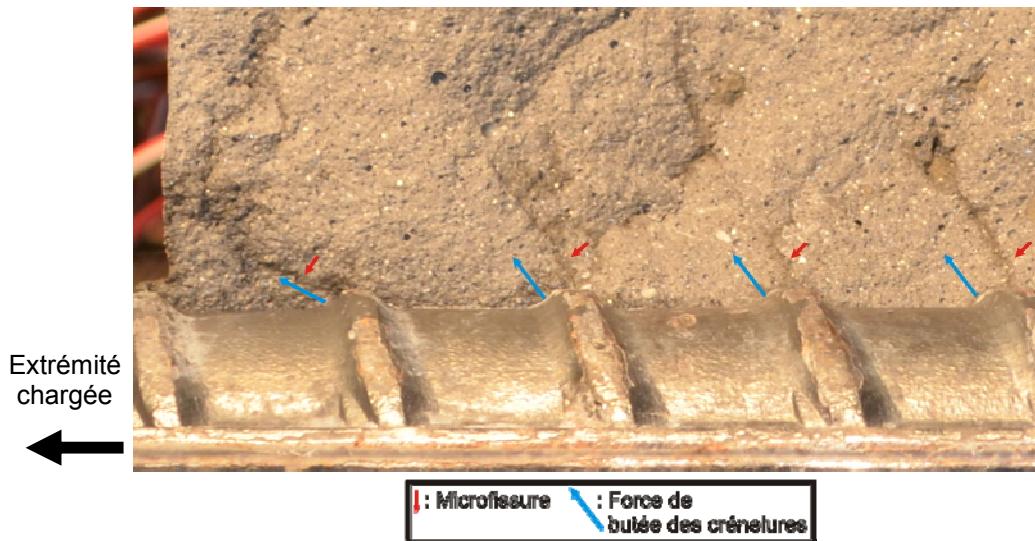


Figure 8.14 : Mécanisme d'interaction armature-« BFUP » sans fibre

### 8.2.3 Mesure de propriétés intrinsèques de l'interface armature/BFUP

Le principe de modélisation de la liaison acier-béton utilisé dans cette thèse repose directement sur la modélisation de la barre d'armature et du béton par des éléments solides 3D dont le transfert d'efforts s'effectue par l'intermédiaire de conditions de contact définies à l'interface.

Un des avantages majeurs de ce type de modèle dit « détaillé » est de ne pas présupposer en amont de l'analyse le comportement de l'interface en fonction de son environnement au travers d'éléments finis d'interface, tel que pour les modèles à l'échelle de la barre. Ainsi, la zone de béton avoisinant la barre constitue directement la réponse du modèle au niveau du comportement de la liaison. Une condition de contact normal aux surfaces est définie. Cette dernière assure le transfert de la pression des éléments solides de la barre aux éléments solides de béton, tout en respectant un critère de non-interpénétrabilité des éléments (méthode de pénalité). Tel que décrit à la section 7.3.2, le problème de contact entre la barre et le béton nécessite de plus la définition des propriétés intrinsèques de la liaison acier-armature, à savoir la résistance de l'adhésion normale  $\bar{\sigma}_n$ , l'adhésion tangentielle (ou cohésion)  $\bar{\tau}_s$ , et le coefficient de frottement acier-BFUP. Pour l'heure, aucune étude des propriétés intrinsèques de l'interface acier-BFUP n'a été menée. Les valeurs définies dans le chapitre 7 ont été déterminées par analyse inverse en accord avec les ordres de grandeur obtenus pour quelques essais menées sur du béton ordinaire (Baltay et al. 1990; Rabbat et al. 1985).

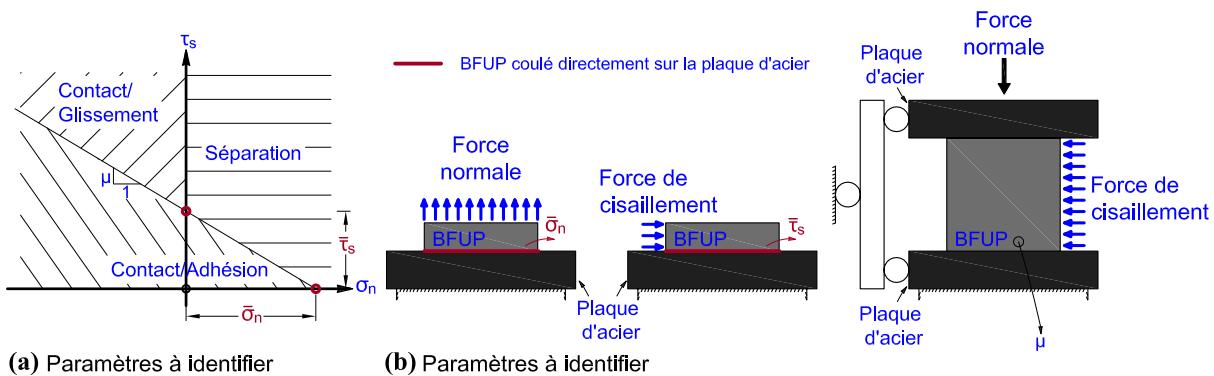


Figure 8.15 : Proposition d'une campagne de caractérisation de l'enveloppe de rupture de la liaison acier-BFUP

Dans de futurs travaux de recherche, une campagne de caractérisation de l'enveloppe de rupture de la liaison acier-béton permettrait de pouvoir valider expérimentalement les valeurs définies

numériques dans le présent projet. Une représentation schématique des différents essais nécessaires est montrée à la Figure 8.15. Les paramètres à identifier sont indiquées en a) et les essais pour les déterminer en b).

#### **8.2.4 Importance d'une mesure interne des déformations dans la problématique d'ancrage des barres d'armature**

Afin de rendre possible la mesure des contraintes  $f_s$  le long de la barre d'armature tout en conservant la continuité du contact entre sa surface extérieure et le béton, une procédure d'instrumentation interne des barres a été effectuée. La méthode d'instrumentation utilisée a permis d'obtenir avec précision la distribution des contraintes normales dans la barre et de déduire la distribution des contraintes de cisaillement se développant à l'interface.

Cette méthode s'est avérée très concluante avec l'utilisation du BFUP. La grande capacité déformationnelle de ce matériau en traction évite toute formation de fissures de traction transversales dans le spécimen durant le chargement en traction directe ou uniaxiale. Cela rend l'exploitation des résultats en termes de courbes lissées très concluantes. Le transfert d'effort dans un joint de chevauchement en BFUP a ainsi été mis en lumière pour la première fois.

De plus, les informations tirées de cette instrumentation constituent une banque de données importante à l'échelle locale pour valider un modèle numérique à l'échelle de la crénelure au-delà de la simple prédiction de la capacité maximale développée par la barre dans le BFUP.

#### **8.2.5 Influence du retrait générée au jeune âge dans un joint de chevauchement en BFUP**

Avec un rapport eau/liant très faible ( $E/L \sim 0.2$ ) et une grande quantité d'ajouts cimentaires, les BFUP présentent un retrait endogène important. Des valeurs de retrait endogène de l'ordre de 750 à 850  $\mu\text{e}$  sont rapportées dans la littérature pour certains BFUP (Bastien Masse 2010; Yoo et al. 2013). Dès que ce retrait devient restreint (substrat en béton, barres d'armature, etc.), des contraintes de traction seront générées dans le BFUP. Des études menées dans le domaine de couches minces de réparation de dalles de pont en BFUP (Brühwiler et al. 2013) ont permis de monter que la formation de macrofissures localisées à l'état de service est peu probable (Kazemi Kamyab 2013). Les travaux de Bastien-Masse (2010) ont montré que le BFUP est suffisamment

viscoélastique au jeune âge pour être en mesure de relaxer plus de 50% des déformations totales de retrait et d'éviter la fissuration de retrait restreint. De plus, la grande capacité de déformation en traction avant la localisation de fissure dans le BFUP permet de reprendre un niveau de contraintes nettement supérieur à un béton ordinaire.

Contrairement aux études menées sur les applications du BFUP en tant que couche mince de réparation sur un substrat de béton, la majorité des programmes de recherche orientés sur l'évaluation des performances de connexion de joints de chevauchement avec du BFUP ne semblent pas apporter d'attention particulière à ce sujet. L'influence du retrait restreint n'est jamais mentionnée et aucune information n'est fournie quant à l'état de contrainte et de fissuration avant le début de l'essai mécanique.

Or, tel que présenté à la Figure 5.7 du chapitre 5, les contraintes générées dans les barres d'armatures à la fin de la période de maturation sont significatives. Pour le spécimen 25-F4-10, une contrainte d'environ 45 MPa a été mesurée dans les barres d'armature au milieu de la longueur chevauchée. Ce niveau de contrainte est directement lié à la longueur du joint de chevauchement et aux propriétés du BFUP au jeune âge (évolution du module d'élastique, du retrait total et du fluage en traction). Dans les travaux de renforcement sismique de piles de pont par un chemisage en BFUP, Dagenais (2014) note que de fines fissures liées au retrait gêné se sont formées lors de la maturation. Ces fissures n'ont cependant pas progressé durant l'essai.

La même constatation a pu être faite dans la présente campagne expérimentale (Figure 8.16) pour lequel un ratio d'armature présente était égal à  $\rho_s = 8\%$  soit le ratio d'armature maximal autorisé par le Code Canadien des Pont (CSA 2006). Néanmoins, il est important de distinguer l'état de fissuration relevé selon le pourcentage de fibres employées. Pour le spécimen de « BFUP » sans fibre (25-F0-10D), sur les faces (f1 et f3) du spécimen, une fissure localisée transversale s'est développée au centre du spécimen. Avec l'ajout de 1% de fibres, la limite d'élasticité en traction du BFUP ( $f_{tp}$ ) reste insuffisante pour contrer la fissuration de retrait restreinte transversale. Cependant, grâce à la présence des fibres, seulement une microfissuration est notée (Figure 8.16b). Avec l'augmentation de 1 à 4% de fibres dans le spécimen, seulement une extrêmement fine fissure a pu être relevée. Ainsi, l'augmentation de la résistance en traction avec l'augmentation du pourcentage de fibres assure un meilleur contrôle des déformations de retrait restreintes au jeune âge.

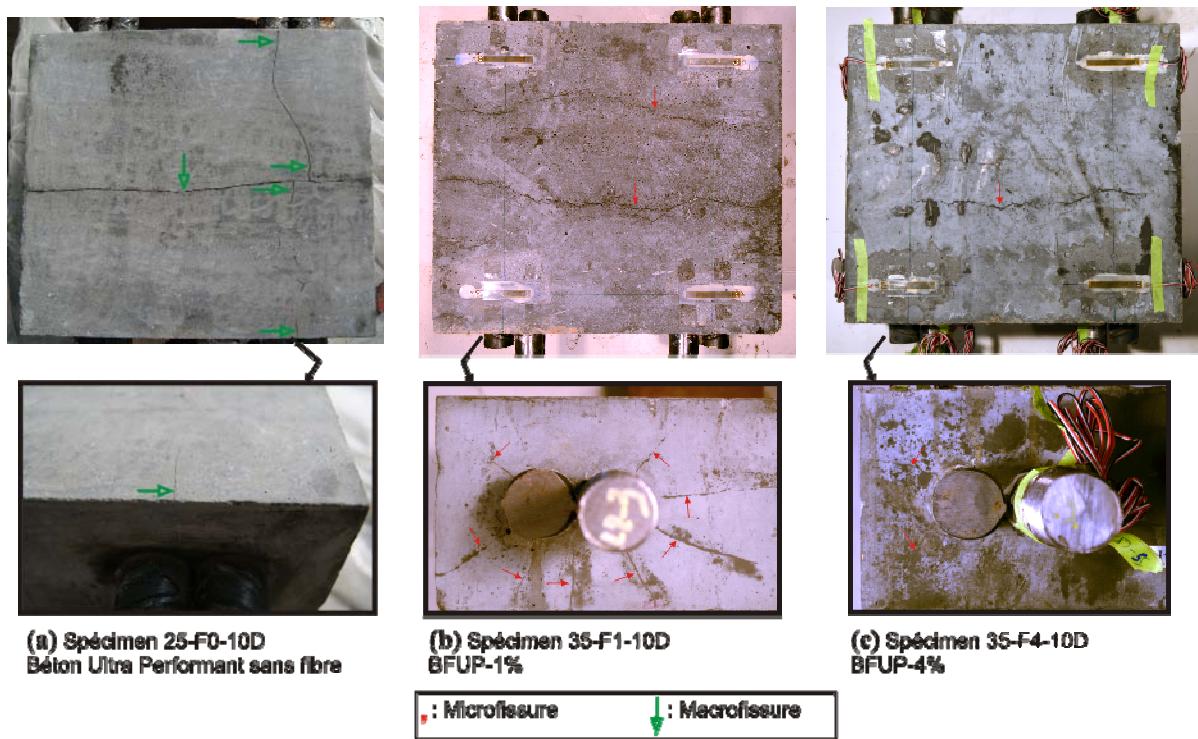


Figure 8.16 : Exemple d'état de fissuration lié au retrait restreint par les barres d'armature chevauchées ( $\rho_s = 8\%$ ) dans un béton ultra performant sans fibre, BFUP-1% et BFUP-4% (fissures humectées pour favoriser leur visualisation)

À partir de l'étude présentée dans le chapitre 5 avec l'instrumentation des barres dans les spécimens, il est possible d'obtenir une estimation de la contrainte dans la section du BFUP le long du joint de chevauchement.

La contrainte causée par le retrait restreint peut être calculée par équilibre des forces à partir de la mesure de la déformation dans les barres  $\varepsilon_s$  :

$$\sigma_c = \frac{-E_s \sum A_b \varepsilon_s}{A_c} \quad (8.1)$$

La Figure 8.17 montre la distribution typique des contraintes dans le béton dans la direction des barres chevauchées à 7 jours et 24 jours. Avant que des fissures de retrait ne se produisent, une distribution parabolique des contraintes est notée pour l'ensemble des spécimens avec le maximum des contraintes atteintes au centre du spécimen. Une contrainte de l'ordre de 4 MPa a été atteinte pour le spécimen 25-F4-10D. Pour la série 5D, non représentée sur la figure ci-dessous, les spécimens étaient suffisamment courts pour éviter toute formation de fissure de retrait durant la période de maturation (c.f Figure 5.7). Par contre, pour la série 10D avec un

fibrage de 1 et 2% de fibres, on note une relaxation des contraintes au centre du spécimen associée à l'apparition de fissures de retrait à 24j. Bien que l'espacement entre les jauge de déformation soit de 23 mm dans ce cas, il ne semble pas que les fissures soient traversantes et génèrent une contrainte nulle. Néanmoins, une instrumentation encore plus fine aurait été nécessaire pour vérifier si une contrainte nulle dans les barres est survenue dans la section.

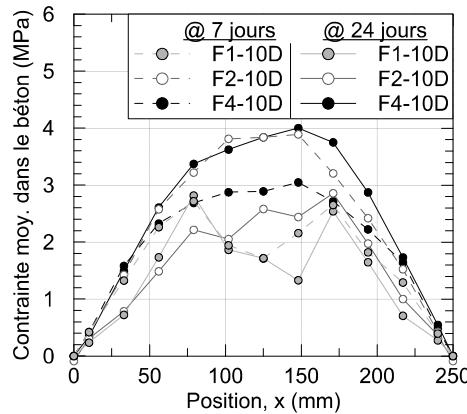


Figure 8.17 : Distribution de la contrainte moyenne dans le BFUP le long du chevauchement à 7j et 24j pour la série 10D

Il est important de retenir que l'ensemble des microfissures transversales de retrait formées au jeune âge ne s'active pas durant le test mécanique par la suite. Ceci a été démontré aux Figure 5.9 et Figure 5.10 par une distribution non modifiée des contraintes dans les barres durant le chargement (Figure 5.9, Figure 5.10).

Le retrait endogène est un retrait volumique de la matrice. Il se forme donc dans les 3 dimensions du spécimen. Ainsi, les contraintes de tractions engendrées dans le BFUP par un retrait restreint ne sont pas uniquement dans la direction longitudinale, mais dans toutes les directions.

Sur les photos d'extrémités des spécimens montrées sur la Figure 8.16, il est très intéressant de constater que des fissures radiales autour des barres se sont formées (selon le pourcentage de fibres dans le BFUP) indiquant que des contraintes orthoradielles autour des barres chevauchées sont générées, lié au retrait restreint du BFUP par le périmètre des barres d'armatures. La même constatation que pour la fissuration transversale liée au retrait géné a été faite, plus la quantité de fibres augmente dans le spécimen, meilleur est le contrôle de la microfissuration au jeune âge. Cette remarque est très importante pour comprendre l'influence que peut avoir le retrait et le dosage en fibres sur la résistance de la liaison.

En effet, au jeune âge le retrait restreint à la circonference des barres génère un anneau de contraintes de traction dans le béton environnant (ou contrainte de traction orthoradiale, appelée communément « hoop tensile stress » en anglais). Or, il a été démontré au chapitre 2 que durant le chargement d'une barre d'armature crénelée, les forces de butée des crénelures sur le béton génèrent une pression radiale autour de la barre qui est contrebalancée par un anneau de contraintes de traction développées au sein du béton d'enrobage. Pour une évaluation précise du niveau de contrainte orthoradiale dans le béton d'enrobage durant le chargement, l'anneau de contraintes de traction généré par le retrait devrait donc être ajouté. Ainsi, pour une résistance à la traction fixée, plus le retrait endogène du béton sera important, plus une partie de la résistance en traction du béton d'enrobage sera « consommée » durant le jeune âge et plus la force maximale offerte pour l'ancrage de la barres sera faible. Ceci est vrai autant pour du BO que pour du BFUP.

Bastien-Masse (2010) rapporte dans son mémoire que le BFUP de la famille des CEMTEC<sub>multiscale</sub>® développé au Laboratoire Central des Ponts (Rossi 2002) présente un retrait total 3 fois plus faible que le BFUP développé au laboratoire de Polytechnique Montréal. Leur rapport E/C plus faible (0,18) et leur dosage en fibres supérieur (6%) peuvent expliquer en partie cette différence. Bien que les résultats ont montré une entière satisfaction avec le BFUP développé à Polytechnique Montréal pour être en mesure d'atteindre la plastification des barres d'armature pour une longueur inférieure à  $24 d_b$  pour l'ensemble des fibrages testés (Figure 4.6), une voie à explorer pour accroître la performance des joints de chevauchement serait de réduire le retrait total sans affecter la résistance en traction maximale. Des travaux ont été initiés sur le BFUP Poly en utilisant un adjuvant réducteur de retrait (Lacroix-Sauvageau et al. 2010) et a permis de diminuer le retrait total de 18 à 45% en variant la quantité d'adjuvant de 1 à 3%. Néanmoins aucun essai de caractérisation n'avait été mené en parallèle pour mesurer l'impact sur la résistance en traction.

Pour conclure, une approximation satisfaisante de l'influence du retrait à partir du modèle éléments finis à l'échelle de la crénelure a été obtenue (Chapitre 7). L'objectif n'était pas d'être en mesure de modéliser les phénomènes complexes et couplés associés au retrait et fluage, mais plutôt de modéliser les conséquences de ces phénomènes sur la performance du joint de chevauchement en considérant leur action d'une manière simplifiée. Ceci a été réalisé par l'imposition d'un gradient de température volumique négatif aux éléments finis de béton

(simulant la contraction volumique de la matrice). La Figure 7.8 montre qu'il est ainsi possible de reproduire l'état de contrainte de compression dans les barres avant le chargement mécanique.

En modélisant le spécimen de BFUP sans fibre 25-F0-10D avec le modèle numérique en imposant le gradient de température défini au chapitre 7, on constate que le modèle est en mesure de reproduire avec fidélité le patron de fissuration constaté expérimentalement (Figure 8.16a), tel que montré sur la Figure 8.18.

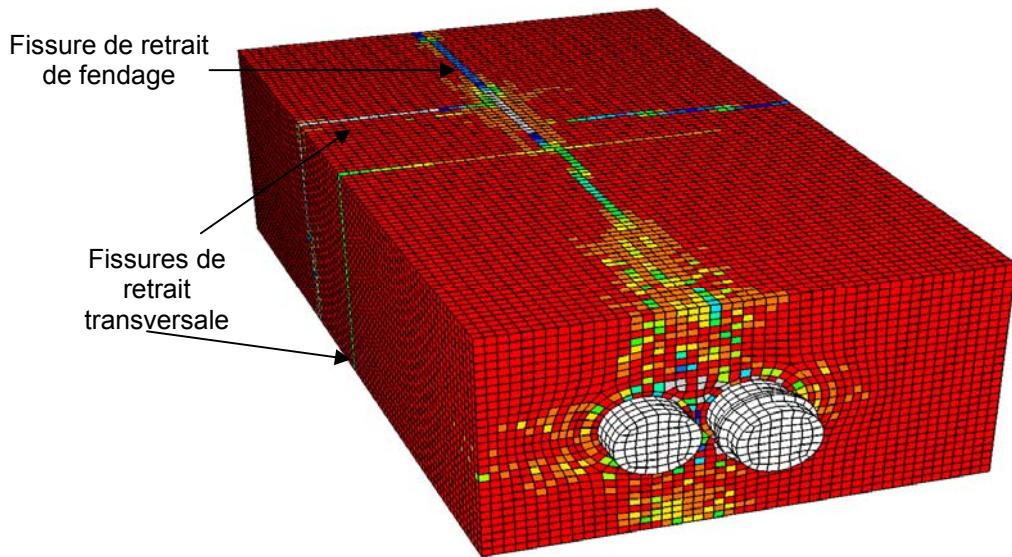


Figure 8.18 : Patron de fissuration lié au retrait restreint avant chargement – Spécimen 25-F0-10D

Il a été vu que le retrait génère des contraintes de traction dans le béton autour des barres d'armature provoquant une réduction de la performance de la liaison. Elles peuvent même conduire à une fissuration radiale le long de l'armature au jeune âge si elles excèdent la résistance en traction de la matrice. Tepfers (1973) avait déjà mentionné ce cas de figure et proposé l'utilisation d'étriers dans la zone de chevauchement, que ce soit pour reprendre les pressions radiales générées par les crénélures, mais aussi pour apporter un meilleur contrôle de la fissuration au jeune âge dans la zone de chevauchement où le retrait restreint par les barres est plus important (ratio d'armature doublé). L'influence du retrait géné par les armatures a été examiné à partir de tirants vis-à-vis de la formation de fissures transversales sur du BO (Goto 1971; Goto et al. 1979; Mimura et al. 2007; Mimura et al. 2011) ou BHP (Maruyama et al. 2006). Néanmoins, que ce soit au niveau du BO, BHP, ou BFUP, la thématique de l'influence du retrait

géné autour des barres d'armature sur les performances d'ancrage ou de chevauchement ne semble pas avoir été examiné clairement. Récemment, des premiers travaux réalisés par une équipe de l'université de Corée du Sud (Yoo et al. 2014) se sont penchés sur le degré de restreinte généré par des barres d'armature lié au retrait du BFUP. Cependant leur étude s'intéressait uniquement à comparer la restreinte fournie entre différents types de barres, lisses, crénelées et des barres composites pour un même BFUP. Malheureusement, l'influence de la résistance maximale d'un ancrage dans le BFUP présentant un retrait total différent n'a pas été étudiée.

### 8.3 Vers le développement d'équations et de recommandations sur l'ancrage et les joints de chevauchement en BFUP

À l'heure actuelle aucune équation de dimensionnement des joints de chevauchement en BFUP n'est disponible. Certaines équations ont été proposées pour le calcul de longueur d'ancrage, mais n'ont pas été validées sur des essais de joints de chevauchement. Il est fortement recommandé aux lecteurs désireux de développer des équations ou des modèles de consulter la section 8.4 « Lessons from and benefits of bond research » et 8.5 « Current Needs and Future Direction » du rapport *fib* (2000). De nombreuses informations pertinentes sont fournies sur les orientations et les visions futures pour le développement d'équations ou de modèles nécessaires à la fois pour la communauté scientifique, mais aussi des outils à offrir aux ingénieurs praticiens.

Actuellement, les règles permettant le dimensionnement des ancrages et chevauchement dans les divers codes nationaux pour le béton ordinaire ont été dérivées d'analyses statistiques semi-empiriques. La résistance de la liaison des barres crénelées dans du béton a été définie à partir de l'hypothèse d'une contrainte de cisaillement uniforme le long de la surface ancrée d'une barre lisse équivalent, *fib* (2000). Il en résulte de la définition de la contrainte de cisaillement moyenne,  $u_b$ , nécessaire pour développer la contrainte de dimensionnement dans les armatures. Avec l'hypothèse de la contrainte de cisaillement uniforme le long de l'ancrage et l'équation empirique de  $u_b$ , il est ensuite possible de réécrire les équations (tel que présenté dans le Code canadien) en fonction de la contrainte dans la barre d'armature  $\sigma_b$  et la longueur d'ancrage  $l_d$  :

$$u_b \pi d_b l_d = \sigma_b \frac{\pi d_b^2}{4} \quad (8.2)$$

$$u_b = \frac{\sigma_b}{l_d} \frac{d_b}{4} \quad (8.3)$$

$$l_d = \frac{1}{u_b} \frac{\sigma_b d_b}{4} \quad (8.4)$$

Avec  $u_b$  : équation empirique définie à partir des paramètres majeurs influençant la résistance de la liaison.

De manière courante,  $u_b$  est décomposée en une contribution du béton,  $u_c$  et une contribution des étriers,  $u_s$  dans la reprise des efforts d'ancrage.

Les premières recherches sur l'ancrage d'armature dans du BFUP (CRC<sup>®</sup>) ont conduit à une première et quasiment unique équation d'ancrage pour du BFUP (Aarup et al. 2000) permettant une détermination de la contrainte de cisaillement maximale d'une barre ancrée,  $u_b$ . Comme la plupart des équations de prédiction de la contrainte de cisaillement développées pour le BO ou BHP, cette équation provient d'une fonction de régression empirique basée sur un calage des points expérimentaux d'essai d'arrachement en traction sur des barres crénelées (Figure 8.7), à partir des paramètres jugés essentiels influençant la résistance conférée à la liaison :

$$\frac{u_b}{\sqrt{f_c}} = 0.5 + 0.7 \frac{c_{\min}}{d_b} \sqrt{\frac{d_b}{l_d}} + 17 \left( \frac{A_{tr}}{d_b l_d} \right) \quad (8.5)$$

Avec :

$f_c$  : résistance moyenne à la compression du béton CRC<sup>®</sup>

$d_b$  : diamètre des barres ancrées

$c_{\min}$  : enrobage minimum autour des barres ancrées

$A_{tr}$  : aire totale des aciers transversaux traversant un plan de fissure ;

$l_d$  : longueur d'ancrage des barres

Cette équation a été dérivée en reprenant quasiment les mêmes paramètres que l'équation (8.6) de référence de l'époque proposée par Orangun et al. (1977) dans le cas du béton ordinaire :

$$\frac{u_b}{\sqrt{f_c}} = 0.1 + 0.25 \frac{c_{\min}}{d_b} + 4.15 \frac{d_b}{l_d} + \left( \frac{A_{tr} f_{yt}}{41.5 s n d_b} \right) \quad (8.6)$$

Avec :

$f'_c$  : résistance caractéristique à la compression ;

$f_{yt}$  : limite élastique des aciers transversaux ;

$s$  : espace longitudinal des aciers transversaux dans la zone d'ancrage ;

$n$  : nombre de barres ancrées ( $A_b$ ) qui développent leur adhérence.

Plusieurs limitations majeures sont à noter quant à l'utilisation de l'équation (8.5) pour la prédiction de la résistance d'ancrage en BFUP.

Premièrement, tel que relevé dans le rapport *fib* (2000), ce type d'équation est très fortement dépendant des données utilisées et de la gamme de paramètres pris en considération. Par conséquent, cette équation ne devrait pas être utilisée en dehors des paramètres pour lesquels elle a été dérivée. Pour information, cette équation a été obtenue à partir d'un seul type de BFUP, le CRC® contenant un volume de fibres de 6%.

Deuxièmement, il a été montré dans le présent programme de recherche que les propriétés en traction du BFUP (résistance et comportement écrouissant) jouent un rôle prépondérant sur la résistance de l'ancrage d'une barre. Il ne semble donc pas judicieux d'introduire comme paramètre la résistance en compression pour traduire la contribution du BFUP dans une zone chevauchée, mais bien des propriétés directement liées à la résistance en traction. Si l'utilisation de la résistance en compression était convenable avec les bétons ordinaires (pour lesquels il a pu être montré que la résistance en traction peut être reliée à la racine carré de la contrainte en compression), elle ne l'est plus pour les BFUP. Ce dernier point vient d'être récemment confirmé par les travaux de Yuan et Graybeal (2014). Suite à une large campagne exploratoire d'environ 200 tests d'ancrage de barres chevauchée en traction directe dans du BFUP (Figure 8.9, Figure 8.10), les auteurs concluent « *que l'effet des propriétés du BFUP sur la résistance de la liaison ne peut pas être efficacement représenté par la résistance à la compression ( $f'_c$ ) ou la racine carré de cette résistance ( $\sqrt{f'_c}$ ). D'autres propriétés mécaniques, particulièrement celles révélant les propriétés écrouissant du BFUP en traction, peuvent être plus appropriées pour déterminer la résistance de la liaison de barres d'armature dans du BFUP* ».

Troisièmement, l'équation (8.5) ne traduit pas le mécanisme majeur de transfert d'effort à la charge ultime entre une barre crénelée et le BFUP effectué par la butée des crénelures, et non par cisaillement en tête de crénelure le long de l'interface.

Une toute récente relation de contrainte de cisaillement dans du BFUP a été proposée (Marchand et al. 2015). Il a été choisi de ne pas la présenter, car elle a été dérivée d'essai « pull-out » classique (section 8.1.2), et a été exprimée en fonction de la résistance en compression du béton. Ces deux points majeurs poussent à croire que cette relation se limite à reproduire le comportement expérimental de leurs essais, mais ne fournit pas une équation prédictive permettant de déterminer des longueurs d'ancrage en BFUP.

La définition d'équation prédictive est loin d'être une tache triviale. Une voie intéressante à explorer, suite à cette thèse, serait d'évaluer la pertinence du modèle analytique de Wang (2009) avec la définition d'une géométrie imaginaire des crénelures de l'armature (Figure 8.19). Validée à partir de différentes banques de données expérimentales sur du béton ordinaire, elle pourrait constituer une bonne base de développement avec le BFUP pour définir un système d'équations de dimensionnement simplifié en fonction des propriétés géométriques de la barre, des conditions de confinement (épaisseur d'enrobage, étriers) et des propriétés en traction du BFUP.

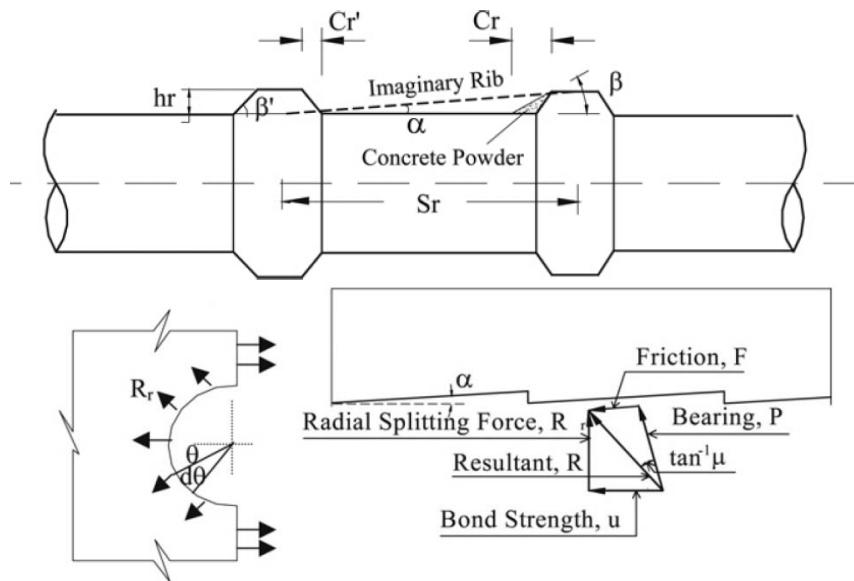


Figure 8.19 : Géométrie imaginaire du modèle Wang (2009)

Les programmes expérimentaux récemment menés sur la connexion de joints de chevauchement avec du BFUP, que ce soit au niveau du renforcement sismique (Dagenais 2014) ou au niveau de

prédalles de ponts (Graybeal 2014), ont démonté la capacité du BFUP à assurer efficacement un transfert d'efforts entre les barres d'armature chevauchées, permettant ainsi d'atteindre la pleine capacité des barres d'armature pour des longueurs extrêmement courtes. Pour l'heure, l'élaboration de recommandations techniques, tel qu'effectué par Dagenais (2014) et Graybeal (2014), semblent être le processus le plus fiable et performant afin de proposer une solution technique innovante pour des projets de construction actuels, tel que montré à la Figure 7.12. Elles garantissent ainsi un cadre d'application clair, avec des exigences au niveau des caractéristiques mécaniques du BFUP précises, ainsi que les épaisseurs d'enrobage requis, pour lequel il est assuré d'obtenir les performances recherchées en accord avec les gammes d'essais expérimentaux réalisés.

Suite aux premières recommandations techniques proposées dans les années 2010 par la FHWA dans le cadre de la conception de joint de prédalles, Graybeal (2014) mentionne que cette technique a été déjà utilisé sur 34 ponts en Amérique du Nord.

Les résultats présentés dans le chapitre 7 montrent qu'un modèle éléments finis 3D à l'échelle de la crénelure avec l'utilisation du modèle EPM3D pour modéliser le comportement du BFUP offre une bonne approximation du comportement de joint de chevauchement en BFUP. De plus, le modèle est capable de reproduire avec succès les mécanismes de rupture par fendage du béton ou la plastification des armatures selon les conditions d'enrobage et les propriétés mécaniques du béton en traction. Le modèle a pu mettre clairement l'accent sur l'importance de la considération des propriétés en traction réduite tenant compte de l'orientation et de la distribution moyenne des fibres dans cette zone. Une première étude paramétrique montre l'attrait d'un tel modèle dans l'évaluation de la contribution de chacun des paramètres contribuant à l'augmentation de la résistance d'un joint de chevauchement. Dans des travaux futurs, une vaste étude paramétrique pourra être effectuée à partir de la modélisation locale uniquement de la zone de chevauchement, en étudiant l'influence de l'espacement des armatures, des propriétés en traction du BFUP, des propriétés géométriques des barres, de l'influence de la contribution d'étriers, du diamètre de la barre, de la différence entre un joint de chevauchement en traction et en flexion pure (effet d'excentricité de la charge versus effet de poussée au vide à l'extrémité). Une telle étude permettrait d'établir des critères de dimensionnement rationnel pour les joints de chevauchement coulée en BFUP. Ce type d'étude peut être grandement facilité à partir de l'écriture de scripts permettant de générer automatiquement la géométrie, le maillage, les conditions aux limites, puis

de démarrer l'analyse et de programmer un post-traitement automatique. Dans le cadre de cette thèse, l'ensemble du pré-processing, et post-processing a été mené à partir de l'écriture de script par un langage objet (Python) directement exécutable par ABAQUS. Le lecteur intéressé par ce type de développement peut consulter deux références, le manuel (ABAQUS 6.11 2011) et le livre de Puri (2011), chacun offrant beaucoup d'exemples.

Par ailleurs, ces travaux futurs pourraient conduire à un développement d'un logiciel ou une simple interface graphique associé à un logiciel d'éléments finis (tel qu'ABAQUS) permettant à un ingénieur-concepteur d'entrer facilement les paramètres de conception ou de renforcement d'un joint de chevauchement en BFUP à l'échelle locale (géométrie des barres d'armature, enrobage, longueur de chevauchement, propriétés pré- et post-pic en traction, présence d'étriers, etc.) pour fournir un outil aide à la conception/renforcement. En effet, il y a déjà 15 ans, le rapport *fib* (2000) concluait sur les développements futurs dans le domaine de la liaison :

*« The overall research trend [...] has been towards micro-level models based on the constitutive formulations of material behavior and away from the macro-level models from which Code rules are derived. [...] In determining the anchorage status, the basic equation is stated in the form of empirical equations developed over the years from experimental studies of bond. Whereas the equations are simple, the behavior certainly is not. There is a clear need for guidance developed from consensus process and for clear concise modeling rules for bond. The need will increase as more structural engineers turn to nonlinear analysis method to determine adequacy of members and structures under load. [...] The conclusion is that we are moving into a new era of practice. There are many new tools for the design and construction of structure including new materials [...] and new types of reinforcing systems, both of which may be outside the bounds of the data used to develop the existing bond relationships. Moreover, new analysis tools principally include computer-based methods. [...] through ongoing research, it is likely that the application of bond models to performance determination will become a reasonable alternative for designers even for typical structures. The future will no doubt include design and analysis software that will enable designers to predict accurately bond stresses and bar-slip in an easy and straightforward manner.»*

## CHAPITRE 9 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

### 9.1 Conclusions

Les progrès dans le domaine des adjuvants, des méthodes de formulation et de l'utilisation des ultrafines ont conduit à une évolution spectaculaire des matériaux cimentaires au début du XXI<sup>ème</sup> siècle. Ces derniers, jumelés à de nombreuses recherches consacrées à l'amélioration de leur capacité de déformation sous chargement par l'utilisation de fibres métalliques, ont conduit au développement d'une nouvelle gamme de matériaux appelés Béton Fibré Ultra Performant (BFUP). Les caractéristiques remarquables de ces bétons permettent d'envisager la conception d'éléments de structure novateurs et le développement de nouvelles méthodes de réhabilitation des structures en béton armé existantes. La spécificité la plus importante du BFUP est sa grande capacité à se déformer en traction, éliminant toute fragilité du comportement du béton en traction. Son comportement écrouissant avec des résistances en traction maximales entre 8 et 15 MPa offre un matériau à base cimentaire ayant une ductilité comparable à celle des métaux. Les caractéristiques mécaniques exceptionnelles de ce nouveau matériau et les concepts innovants qu'ils permettent d'offrir dans le domaine du génie civil constituent un bond technologique comparable à l'introduction du béton précontraint appliqué aux ouvrages d'art dans les années 50. Les BFUP ont donc suscité beaucoup d'intérêt dans le domaine des ponts pour ses propriétés mécaniques et sa durabilité grandement améliorées.

Typiquement, dans une structure, les zones d'ancrages et de chevauchements sont contrôlées par la résistance au fendage offerte par le béton d'enrobage et la présence d'acières transversaux liés aux forces de butée des crénelures des barres d'armatures. Sans présence d'étriers, cette pression radiale générée par les barres ancrées est directement équilibrée par la résistance en traction du béton. Ainsi, l'utilisation du BFUP dans de telles zones va conduire à une performance supérieure grâce à l'amélioration du comportement en traction par rapport à un béton ordinaire. Expérimentalement, il a été montré au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique que remplacer le béton d'une profondeur égale à un diamètre de barre dans la zone de chevauchement déficiente à la base d'une pile de pont existante par un BFUP offre une solution innovante et performante pour le renforcement sismique de piles de pont (Dagenais 2014; Massicotte et al. 2014). L'objectif général de cette thématique de recherche est de pouvoir proposer cette technique de renforcement aux ingénieurs en charge de projet de réhabilitation sismique de piles,

grâce au développement de règles de calcul et de conception ainsi que d'un outil d'évaluation de leur comportement une fois réparées.

L'objet principal de ce doctorat consistait à analyser et comprendre les mécanismes de transfert d'efforts dans une zone de chevauchement renforcée par un BFUP, permettant d'évaluer la contribution des propriétés du BFUP d'enrobage à contrer l'apparition de fissures de fendage et d'assurer le développement de la pleine capacité des barres chevauchées. Ce projet visait plus précisément à examiner l'influence des propriétés en traction du BFUP sur les performances de joints de chevauchement. À partir d'une étude expérimentale et d'une étude numérique, ce projet de recherche a permis de contribuer à l'amélioration de la compréhension des mécanismes de résistance de joints de chevauchement dans du BFUP dans une zone tendue.

### **9.1.1 Conception d'un dispositif de traction directe sur joint de chevauchement**

Les premiers travaux exploratoires de Boucher Proulx (2008), suivis de la première étude de Dagenais (2014) sur le comportement de joints de chevauchement renforcés par un BFUP sur des éléments de structures grandeurs réelles, ont conduit à la nécessité de développer un dispositif expérimental permettant d'isoler et de tester le comportement local de zone renforcée. L'objectif de la conception d'un dispositif de traction directe sur joint de chevauchement était de mesurer expérimentalement le mécanisme de transfert d'effort de barres chevauchées dans du BFUP dans un état de contrainte proche de celui rencontré dans une structure réelle tout en facilitant la mesure locale de la contrainte de liaison et le glissement. Le but était de développer conceptuellement un essai simple où il est possible d'isoler au maximum le nombre de paramètres venant influencer le comportement de la liaison armature-BFUP représentative d'une certaine réalité structurale. Bien que seul le dispositif de traction directe finale avec la méthode d'instrumentation interne choisie soient présentés dans cette thèse, d'importantes études préliminaires ont été nécessaires pour répondre aux exigences attendues. Le dispositif développé a prouvé son efficacité à traduire l'influence du BFUP sur les performances d'armatures chevauchées et tendues applicables à plus que seulement des piles de ponts. Les résultats obtenus dans cette thèse à partir d'un essai local sur joint de chevauchement en traction directe sur prisme fournissent une valeur limite inférieure et se situe donc du côté conservateur de la résistance

offerte de la liaison armature-BFUP. Ceci est lié à un choix de configuration sans aucune restreinte latérale et aucun étrier présent dans les spécimens testés.

Ce dispositif a permis de mesurer localement la distribution et l'évolution de la contrainte dans les barres d'armature de la phase de coulage jusqu'à l'essai de rupture avec succès. Les contraintes tangentielles moyennes obtenues et l'influence du pourcentage de fibres sur le comportement de la liaison ont permis de démontrer toute l'importance de réaliser des tests de caractérisation de la liaison armature-béton représentatif d'une certaine réalité structurale. Le choix d'un ou plusieurs tests sur la liaison armature-béton doit donc dériver d'une réflexion sur les considérations dont on tient compte dans les essais expérimentaux afin qu'ils traduisent d'une manière équivalente l'influence de la liaison sur la performance structurale de l'élément étudié. L'état de contrainte du béton entourant les barres ancrées ainsi que l'épaisseur d'enrobage sont deux des paramètres fondamentaux à respecter.

L'essai « pull-out » standard n'a pas été considéré dans cette thèse, car il doit être utilisé pour des barres crénelées seulement si le contexte de recherche démontre l'intérêt d'étudier le comportement d'ancrage dans une zone fortement confinée où le BFUP autour de la barre est dans un état de compression. Cette condition n'était pas applicable à la zone de chevauchement à la basse d'une pile de pont. Il est important de garder à l'esprit que ce n'est pas parce qu'un essai est standardisé qu'il convient forcément pour toute étude scientifique menée sur le sujet.

### **9.1.2 Étude sur le comportement local de joint de chevauchement dans du BFUP**

L'objectif de cette campagne expérimentale était d'étudier l'influence du comportement en traction de différents BFUP sur la performance de joint de chevauchement en traction. Cette campagne a été menée à partir de l'étude du comportement local d'une zone de chevauchement soumis à une traction directe. Le spécimen d'essai consistait en deux paires de barres chevauchées coulées dans un prisme en BFUP sans aucun étrier additionnel. Les différentes propriétés en traction du BFUP ont été obtenues par l'utilisation de trois pourcentages de fibres différents pour une composition de matrice cimentaire similaire. Deux diamètres de barres (25M et 35M) et cinq longueurs de chevauchement (5, 8 10, 12, 18  $d_b$ ) ont été utilisés dans l'étude.

Les résultats de ce programme expérimental ont amenés les conclusions suivantes.

- Le comportement global des spécimens a montré clairement que l'augmentation du pourcentage de fibres retarde l'initiation et la propagation de la fissure de fendage et permet de développer une capacité maximale dans les barres d'armature supérieures, lorsque la longueur de chevauchement n'est pas suffisante pour atteindre la plastification des barres. Aucune rupture fragile par fendage du béton n'a été constatée, et ce même pour le pourcentage volumique de fibres le plus faible ( $V_f = 1\%$ ).
- La méthode de renforcement de joints de chevauchement avec un BFUP s'est avérée très efficace. Pour un BFUP avec  $V_f = 4\%$ , la plastification des barres d'armature 25M et 35M de nuance 400 MPa, classiquement utilisées en Amérique du Nord, a été atteinte pour une longueur de chevauchement de seulement  $12d_b$ , et ce pour une faible épaisseur d'enrobage de  $1.2 d_b$  sans présence d'étriers.
- Une contrainte de cisaillement moyenne supérieure à 10 MPa a été obtenue pour l'ensemble des spécimens avec  $V_f = 4\%$ .
- L'augmentation du pourcentage de fibres a permis l'augmentation de la contrainte développée dans les barres chevauchées. Pour une longueur de chevauchement de  $10 d_b$ , l'augmentation de  $V_f$  de 1% à 2% et 1% à 4% a conduit à une augmentation de capacité maximale de 29% et 53% respectivement dans des barres 25M et 35M.
- Pour chaque dosage de fibres, l'augmentation de la longueur de chevauchement a montré une augmentation consistante de la contrainte maximale développée dans les barres. Par contre, la tendance générale indique que la relation entre l'augmentation de la longueur de chevauchement et l'augmentation de la résistance n'est pas parfaitement linéaire.
- L'évolution de la déformation transversale mesurée sur la surface du spécimen proche des extrémités du spécimen selon la contrainte dans la barre est reliée aux propriétés en traction du BFUP. Le comportement écrouissant et adoucissant du BFUP en traction permet l'augmentation de la résistance du joint de chevauchement malgré l'initiation d'une macrofissure de fendage, mais aussi limite sa progression par l'effet de couture de la fissure par les fibres conduisant ainsi un mode de rupture par fendage plus ductile.
- Aucune influence réelle du diamètre de barre entre une barre de diamètre 25 mm et 35 mm n'a été constatée sur la résistance maximale normalisée de la liaison armature-BFUP.

Ces résultats démontrent clairement le potentiel offert par le BFUP dans les zones de joints de chevauchement, soit au niveau de la conception de connexion d'éléments préfabriqués optimisés, soit pour le renforcement sismique des joints de chevauchement déficients. L'utilisation localement du BFUP dans les zones de chevauchement de structures en béton armé constitue une application optimale de ce nouveau matériau, dans lesquelles il est fortement sollicité en traction. Les résultats et les conclusions de ce programme expérimental sont applicables aux configurations de joints de chevauchement sélectionnées et aux propriétés en traction des BFUP utilisés. Ils ont fait l'objet d'un article publié dans la revue *Construction and Building Materials*.

### **9.1.3 Étude du transfert d'effort armature-BFUP dans un joint de chevauchement dans du BFUP**

L'objectif de cette étude était de mesurer la distribution des contraintes le long des armatures chevauchées pour évaluer les mécanismes de transfert d'effort et la performance d'un joint de chevauchement dans du BFUP selon le pourcentage de fibres et la longueur de chevauchement utilisés. Afin de rendre possible la mesure des contraintes le long d'une barre d'armature tout en gardant la continuité de contact entre sa surface extérieure et le béton, une méthode d'instrumentation interne des barres d'armature a été développée. L'instrumentation interne des barres d'armature a été réalisée sur sept des spécimens de la campagne expérimentale, uniquement pour des barres 25M. Avec le système d'instrumentation des barres en interne, l'acquisition des déformations était faite dès la phase de coulage jusqu'à la fin du test mécanique. L'influence des déformations au jeune âge (retrait, fluage) du BFUP restreintes par la présence des barres d'armature durant la phase de maturation a pu être ainsi prise en considération. À partir des données expérimentales de la distribution de la contrainte dans les barres, il a été possible de déduire la distribution de la contrainte de liaison tangentielle armature-BFUP durant l'évolution du chargement. Les analyses et les résultats de ces essais menés sur trois pourcentages de fibres différents et trois longueurs de chevauchement différentes ont conduits aux conclusions suivantes.

- La méthode d'instrumentation interne utilisée dans cette étude a été très efficace pour mesurer la distribution de la contrainte dans les barres chevauchées. Grâce à cette méthode, il a été possible d'obtenir une information précise sur la distribution de la contrainte le long des barres chevauchées sans modifications des propriétés d'interface

entre la barre d'armature et le BFUP. Il a pu être montré que c'était une méthode efficace pour déduire la distribution de la contrainte de liaison tangentielle dans du BFUP. Avec une distribution de jauge très rapprochée (max 23 mm), et aucune formation de fissure transversale durant le chargement jusqu'à rupture des joints de chevauchement, l'emploi d'une méthode de lissage des contraintes normales dans la barre a permis d'obtenir une très bonne précision dans l'estimation de la distribution de la contrainte tangentielle.

- La distribution de la contrainte dans une barre d'armature chevauchée dans du BFUP est principalement caractérisée par trois zones distinctes. À l'extrémité libre, un fort gradient de contrainte se développe sur une courte distance, caractéristique du transfert d'effort entre les barres chevauchées. À l'opposé, à l'extrémité chargée, avec l'augmentation de la force dans la barre et l'initiation d'une fissure de fendage, la distribution de la contrainte devient uniforme due à la dégradation progressive de l'interface. Entre les deux extrémités, la distribution de la contrainte est quasi linéaire pour des longueurs de chevauchement de 5  $d_b$  à 10  $d_b$ . Ce point démontre qu'en présence d'un BFUP l'ensemble des crénellures de la barre chevauchée participe de manière équivalente à la force d'ancrage jusqu'à la rupture, contrairement au béton à hautes performances. Cette capacité est liée à la capacité de déformation améliorée en traction du BFUP.
- La distribution de la contrainte de liaison tangentielle est associée à la variation de la contrainte dans la barre et, par conséquent, est caractérisée par trois zones distinctes : deux pics de contrainte de cisaillement aux extrémités et une distribution quasi constante entre ces deux derniers.
- Pour une force totale équivalente, à une position donnée dans la longueur de chevauchement, plus le pourcentage de fibres dans le BFUP est élevé (et donc sa performance mécanique est élevée), plus la contrainte développée dans la barre d'armature est faible. Ceci permet donc d'atteindre des contraintes supérieures dans les barres à l'ultime.

Cette étude fournit une information détaillée sur les distributions des contraintes normales dans la barre et de cisaillement le long de l'interface. Ce programme expérimental constitue une première base de données de référence pour la modélisation éléments finis de l'interaction armature-BFUP de barres chevauchées.

Les résultats de ce programme expérimental ont été présentés dans un article soumis dans la revue *Cement and Concrete Composites*.

#### **9.1.4 Modélisation numérique du mécanisme de rupture par fendage d'un joint de chevauchement dans du BFUP**

L'objectif de cette étude numérique était de développer et de valider un modèle éléments finis 3D d'une zone de chevauchement d'armatures dans du BFUP pouvant constituer un outil numérique utile pour le développement futur d'équations et de recommandations pour la conception. Le modèle numérique devait être en mesure de reproduire le comportement de la liaison armature-BFUP, de simuler un type de rupture par fendage du béton d'enrobage et de tenir compte de l'influence des propriétés en traction du BFUP, ainsi que des conditions géométriques entourant les barres chevauchées. Un modèle éléments finis 3D détaillé non linéaire à l'échelle de la crénelure a été développé à partir du modèle constitutif 3D de béton EPM3D introduit dans le logiciel ABAQUS/Explicit. Le transfert d'effort entre les éléments finis de l'armature et du béton s'effectue à partir de la définition de propriétés de contact à l'interface grâce à une modélisation explicite de la géométrie des crénelures. Le modèle a été testé pour déterminer sa capacité à traduire l'influence de l'épaisseur d'enrobage et de la longueur de chevauchement sur la performance d'un joint de chevauchement dans du BFUP. Les résultats de la validation numérique et d'analyses paramétriques, menées sur un concept de joints de chevauchement idéalisés traduisant une limite inférieure de la résistance offerte, ont conduit aux conclusions suivantes.

- À partir d'une modélisation des crénelures, l'influence des propriétés en traction du BFUP de l'enrobage de barres chevauchées sur le comportement de la liaison armature-BFUP a été prise en considération de manière directe sans modifier les conditions d'interface (définies dans cette étude par des conditions de contact).
- Lorsque la longueur de chevauchement est insuffisante pour atteindre la plastification des barres, le modèle à l'échelle de la crénelure avec la définition d'une interaction par contact offre une bonne performance pour simuler un mode de rupture par fendage.
- La comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques a mis en avant l'un des points fondamentaux du dimensionnement d'éléments structuraux en BFUP, à savoir la définition des propriétés en traction (contrainte et déformabilité) du BFUP selon

l'orientation et la dispersion moyenne des fibres. L'utilisation dans le modèle numérique des propriétés obtenues par l'essai de caractérisation de traction directe surestime énormément la résistance du joint de chevauchement.

- Avec des propriétés réduites en traction, le modèle développé est capable de reproduire la distribution de la contrainte dans les barres chevauchées, son évolution durant le chargement, la déformation transversale en surface, le glissement de la barre et l'ouverture de fissure de fendage à rupture. Il a été observé que le patron de fissuration concorde relativement bien avec celui observé expérimentalement.
- Une étude paramétrique a démontré la capacité du modèle à traduire l'influence de la longueur de chevauchement et de l'épaisseur d'enrobage sur la résistance maximale pouvant être développée à partir d'un concept de joint de chevauchement idéalisé.

Cette étude numérique a permis de montrer l'intérêt de l'utilisation d'un modèle de liaison à l'échelle de crénélures pour exprimer explicitement les performances d'une liaison armature-BFUP selon les propriétés en traction du BFUP, la longueur de chevauchement et l'épaisseur d'enrobage. Les paramètres nécessaires pour définir les conditions de contact sont directement liés à des paramètres intrinsèques du comportement de la liaison acier-béton, contrairement aux modèles avec éléments d'interface. Pour ces derniers, une loi locale contrainte de cisaillement-glisement doit être définie en amont et devrait, dans l'idéal, être en mesure de varier selon le béton utilisé et les conditions géométriques environnant la zone d'ancrage. Ces travaux fournissent des premiers éléments d'information pour le développement de règles de conception. Les résultats de cette étude numérique ont été présentés dans un article soumis dans la revue *Journal of Structural Engineering, ASCE*.

## 9.2 Recommandations

L'objectif global du programme de recherche dans lequel ce projet de recherche s'inscrit est de proposer des règles de conception pour la réhabilitation sismique des piles de pont par la technique de chemisage en BFUP. Le vaste programme de recherche à l'échelle structurale mené par Dagenais (2014), jumelé au présent projet de recherche à l'échelle locale pour l'étude des mécanismes de transfert d'efforts dans un joint de chevauchement coulé dans du BFUP, a permis de démontrer l'efficacité de cette nouvelle technique de renforcement sismique. Cette méthode est capable d'éliminer le mode de rupture fragile en flexion par perte d'ancrage des barres

chevauchées liée au fendage du béton d'enrobage. Récemment, Garneau (2015) dans ses travaux de maîtrise, a étudié la performance de la méthode de renforcement sismique de piles de pont par chemisage en BFUP dans des conditions combinant à la fois un mode de rupture probable par fendage des barres chevauchées et par cisaillement. Les résultats de cette étude menée sur deux piles de pont grandeurs réelles testées suivant l'axe fort ont démontré que cette technique de chemisage permet aussi de contrer le mode de rupture par cisaillement de pile existante ayant une quantité d'étriers insuffisante dans la zone de chevauchement.

Ces trois projets de recherche menés à Polytechnique Montréal constituent une avancée majeure dans le renforcement sismique de piles de pont fortement rectangulaires pour lesquelles aucune méthode simple et optimale n'avait été encore proposée. Différentes recommandations de travaux d'approfondissement seront présentées dans les sections suivantes. Néanmoins, cette méthode est applicable dès à présent sur des piles de ponts existantes ne respectant pas les normes sismiques actuelles. Une pile de pont existante, possédant des armatures crénelées de diamètre maximum 45M qui se chevauchent à la base de la pile sur une longueur d'au moins  $24 d_b$ , avec des étriers (en U ou fermés) espacés au maximum tous les 300 mm, peut donc être renforcée sismiquement si les conditions suivantes sont respectées :

- l'épaisseur de substitution du béton ordinaire autour de la zone chevauchée par un BFUP est au minimum d'un diamètre de barre ;
- un pourcentage minimum de 3% de fibres est utilisé dans le mélange de BFUP ;
- une résistance moyenne maximale en traction directe du BFUP supérieure à 8 MPa, présentant un comportement écrouissant, et une déformation au pic supérieur à 2000  $\mu\text{m/m}$ .

La définition de recommandations techniques ci-dessus garantisse ainsi un cadre d'application clair avec des exigences au niveau des caractéristiques mécaniques du BFUP, ainsi que les épaisseurs d'enrobage requis, pour lesquelles il est assuré d'obtenir les performances recherchées en accord avec les gammes d'essais expérimentaux réalisés.

## 9.2.1 Travaux expérimentaux complémentaires

### 9.2.1.1 Caractérisation des propriétés d'interface acier-BFUP : adhésion et frottement

L'utilisation de modèles éléments finis à l'échelle de la crénelure nécessite la définition des propriétés intrinsèques de la liaison acier-béton à savoir l'adhésion et le frottement. En dehors des essais d'arrachement standards avec du béton ordinaire, très peu d'études se sont concentrées sur la détermination des propriétés d'adhésion et de frottement entre l'acier et le béton en présence d'un confinement contrôlé. Il serait intéressant de valider expérimentalement les valeurs de la résistance de l'adhésion normale  $\bar{\sigma}_n$ , l'adhésion tangentielle (ou cohésion)  $\bar{\tau}_s$  et le coefficient de frottement acier-BFUP définis dans le modèle numérique. Des essais de traction directe et de cisaillement d'interface entre un prisme de BFUP et une plaque d'acier laminée permettrait de déduire ces propriétés et, par la même occasion, de valider les valeurs utilisées dans le modèle numérique.

### 9.2.1.2 Joint de chevauchement en traction

Les travaux expérimentaux de cette thèse ont démontré l'intérêt et la pertinence de l'essai de joint de chevauchement en traction directe dans un prisme en BFUP. À partir du montage de mise en traction des joints de chevauchement développés dans ces travaux, des études expérimentales complémentaires pourraient être entreprises.

#### 9.2.1.2.1 Analyses cycliques alternées

Les essais menés dans ces travaux de thèse ont été effectués à partir d'un test de traction directe monotonique jusqu'à rupture. Or dans le cas d'un renforcement sismique, les barres chevauchées vont subir une sollicitation cyclique alternée. Le système de mise en traction des spécimens de chevauchement à l'échelle local a été conçu pour pouvoir réaliser aisément des essais de traction/compression de manière cyclique alternée. Pour ce faire, les tiges filetées couplées à chaque extrémité de barres d'armature doivent être fixées en parties supérieure et inférieure de la poutre de transfert. L'objectif d'un tel programme expérimental serait de quantifier la dégradation de la liaison armature-BFUP à partir de cycles de traction/compression pour un niveau de contrainte égale à la limite d'élasticité des armatures.

#### 9.2.1.2.2 Configuration relative à une connexion de dalles préfabriquées

Dans le cas de connexions d'armatures de dalles préfabriquées de tablier de pont, les diamètres de barres couramment utilisées ne dépassent pas de la 20M. Dans ce contexte, les épaisseurs d'enrobage sont souvent égales ou supérieures à 40 mm. Le degré de confinement autour des barres chevauchées se situe donc entre  $2 d_b$  et  $3d_b$  environ. Ce degré de confinement nettement supérieur à celui étudié dans le contexte de renforcement sismique permet de minimiser davantage les longueurs requises de joint de connexion entre éléments préfabriqués, tel que montré dans l'étude de Yuan et al. (2014). À partir de la même configuration de spécimen proposée dans cette thèse, il serait très intéressant d'étudier l'influence de la variation de l'épaisseur d'enrobage de  $1 d_b$  à  $3d_b$  à partir d'un BFUP avec un minimum de 3% de fibres. Cette étude permettrait de définir les longueurs de chevauchement nécessaires pour développer la pleine capacité des barres d'armature à partir du BFUP développé à Polytechnique Montréal. De plus, les résultats de cette campagne expérimentale serviraient à valider les premières tendances numériques présentées dans cette thèse.

#### 9.2.1.2.3 Barres à haute résistance

Dans un élément de structure, le principe de base d'un chevauchement d'armatures dans du béton est d'assurer un transfert d'effort d'une barre à l'autre jusqu'à la plastification des barres d'armature. Dans ce projet, toutes les barres d'armature avaient une nuance de 400 MPa, avec une limite d'élasticité réelle entre 460 et 480 MPa. Or, dans le cadre de développement de critère de dimensionnement de connexion par chevauchement d'armatures, seuls les résultats ayant eu une rupture par fendage du béton avant d'atteindre la plastification des barres fournissent une information sur la capacité maximale offerte par le béton d'enrobage avoisinant les barres d'armature. Il serait donc intéressant pour la suite des projets de recherche sur l'étude des connexions de chevauchement dans du BFUP, de réaliser les essais avec des barres hautes résistance d'une nuance de 830 MPa (ASTM A1035M) qui permettraient d'étendre les tendances pour des chevauchements plus long et des épaisseurs d'enrobage plus importantes.

#### 9.2.1.2.4 Essais avec restreintes latérales

Contrairement au cas réel d'une pile renforcée par un enrobage de BFUP autour des barres, le prisme étudié n'avait aucun étrier et aucune restreinte latérale. Dans l'intention de valider les

résistances et les modes de rupture obtenue à partir de l'étude paramétrique numérique pour un joint de chevauchement centrale possédant une restreinte latérale représentant en pratique une succession de barres chevauchées ou autre, une nouvelle configuration de spécimens de traction directe sur joint de chevauchement pourrait être développée, tel que montré à la Figure 8.5b.

### **9.2.1.3 Étude du comportement déformationnel de bétons de réparation**

Au-delà de l'étude des joints de chevauchement, l'instrumentation interne des armatures a permis de mesurer l'influence du retrait restreint du béton sur les barres d'armatures. Le niveau de contrainte atteint dans les barres d'armature est ainsi directement lié au comportement déformationnel (retrait, fluage) durant la phase de maturation. Ces armatures instrumentées pourraient donc constituer un essai relativement simple permettant de comparer le comportement déformationnel au jeune âge de différents types de bétons de réparation. Une seule barre d'armature centrée dans un prisme en béton avec une épaisseur d'enrobage constant pourrait être une idée de configuration de spécimens.

### **9.2.2 Recommandations générales pour le coulage des joints de chevauchement en BFUP**

Contrairement à certaines idées reçues, il n'est pas nécessairement désirable de rechercher, lors du coulage, une orientation préférentielle des fibres. Bien que cela puisse être fortement bénéfique dans une certaine direction, la performance du BFUP en traction sera diminuée dans les directions orthogonales, tel est le cas pour la connexion de barres chevauchées dans du BFUP. En effet, par exemple dans une zone de chevauchement d'une poutre renforcée par du BFUP soumis à de la flexion, deux directions principales de traction contrôlent le comportement de l'élément structural. La première direction perpendiculaire à l'axe neutre de la poutre permet de reprendre les efforts de traction développés par le mode de sollicitation en flexion. La deuxième, parallèle aux barres d'armatures, permet de reprendre les efforts de traction liés à la butée des crénelures autour des barres chevauchées. Dans ce contexte particulier, il ne semble donc pas souhaitable d'avoir une orientation préférentielle dans une direction privilégiée. De plus, assurer un bon contrôle de l'orientation des fibres dans une zone de connexion de joints de chevauchement est illusoire. Une orientation plutôt aléatoire des fibres sera présente par la forte perturbation de l'écoulement du BFUP autour des barres et au contact des surfaces entre le

coffrage et le béton existant, tel qu'illustré sur la Figure 9.1, lors des coulages de connexion de dalles préfabriquées de ponts aux États-Unis.



Figure 9.1 : Phase de coulage sur chantier de joint de dalles de pont préfabriquées avec du BFUP  
(Graybeal 2014)

### 9.2.3 Travaux numériques complémentaires à l'échelle de la crénelure

Loin de penser que les modèles à l'échelle de la crénelure puissent être extrapolés à l'échelle de la modélisation d'une structure, il n'en demeure pas moins un outil très pertinent pour évaluer la capacité réelle d'un joint de chevauchement avec des matériaux innovants, tel que le BFUP, pour lesquels aucune équation rationnelle de design n'est disponible actuellement. Dans ce type de modèle numérique, les seules complexités résident en une bonne maîtrise de la qualité du maillage et des conditions de contact. Leur principal avantage est de tenir compte explicitement de l'épaisseur d'enrobage, des propriétés en traction du BFUP, de la géométrie des crénelures et de la longueur de chevauchement, ensemble des paramètres majeurs contrôlant la résistance d'un ancrage. Sachant que ce type de modèle a permis d'obtenir une bonne interprétation des mécanismes de transferts d'efforts ainsi qu'une prédiction de la résistance maximale pouvant être développée, plusieurs études paramétriques pourront être effectuées dans des travaux futurs. Dans un premier temps, le modèle pourra être validé pour l'ensemble des essais expérimentaux réalisés dans cette thèse pour différentes longueurs et différents comportements en traction. De plus, à partir de la modélisation locale de la zone de chevauchement, il serait intéressant d'étudier en détail l'influence des propriétés en traction (résistance et déformation), l'effet d'espacement des

armatures chevauchées, l'effet du diamètre de barre et la différence entre un joint de chevauchement en traction directe et un joint de chevauchement en flexion pure (effet d'excentricité de la charge versus effet de poussée au vide à l'extrémité) sur la résistance développée.

Par ailleurs, la loi de BFUP développée dans le modèle de béton EPM3D n'a été validée que pour des essais de traction et de flexion. Dans un premier temps, des travaux supplémentaires doivent être effectués pour valider le comportement du modèle de BFUP dans le cas de rupture par cisaillement à partir d'essais disponibles dans la littérature. Il s'agit d'un point important en vue de la modélisation d'éléments de structures plus complexes. Dans un second temps, dès que des études expérimentales menées sur le comportement multiaxial du BFUP seront disponibles dans la littérature (sollicitation de bi-traction, bi-compression, compression-traction, tri-traction, tri-compression et chargements non proportionnel), l'enveloppe de rupture 3D définie pour le BFUP dans le modèle constitutif de béton EPM3D pourra être validée et être modifiée si requis.

### 9.3 Perspectives

Avec les premières recommandations techniques sur la conception de structures en BFUP, que ce soit en France ou au Japon, les BFUP entament leur entrée dans l'ère industrielle après une vingtaine d'années de développement et d'optimisation de la composition et des propriétés rhéologiques et mécaniques. Pour Jacques Resplendino, membre du groupe AFGC sur les BFUP, « *la culture technique des ingénieurs doit donc évoluer. [...] Si le BFUP est encore peu utilisé aujourd'hui, c'est qu'il bouleverse les habitudes des concepteurs. Il leur faut penser autrement* ». Avec ses caractéristiques mécaniques exceptionnelles, son imperméabilité et son insensibilité à la corrosion, le spectre de l'usage du BFUP est très large. En 2011, Laurence Jacques, directrice du département Ductal de Lafarge, mentionnait justement : « *Entre les idées des architectes, des ingénieurs et le potentiel des BFUP en rénovation, j'estime que nous n'avons exploré que 30% des applications offertes par ce matériau.* ». Selon Alain Simon, responsable du Pôle ouvrages d'art chez Eiffage TP : « *Il faut désacraliser le BFUP : il est à la portée de tous les concepteurs et ingénieurs depuis que des recommandations sur les règles de dimensionnement existent* ».

La technique de renforcement par chemisage en BFUP, applicable pour tous types de géométrie de piles, pourrait s'avérer être la meilleure alternative pour le renforcement sismique des grands

ouvrages du réseau routier comportant de nombreuses piles où le couplage au tablier ne permet pas l'usage de systèmes de réduction des efforts sismiques (amortisseur, systèmes de blocage, etc.). Il s'agit de la seule technique applicable aux éléments rectangulaires, qui allie à la fois l'efficacité et la simplicité, et ce, sans altérer l'apparence des piles, car le gainage n'excède pas les dimensions d'origine de la pile. Cette nouvelle technique de réparation ne demande pas de main d'œuvre spécialisée autre que celle utilisée dans les constructions usuelles et la méthode de réparation requise est la même que celle préconisée par le Ministère des Transports du Québec pour les réparations des piles endommagées. De plus, comme le BFUP est un matériau autonivelant, sa mise en place est facilitée et peut être utilisé dans une grande variété de conditions (Massicotte et al. 2012a).

Pour conclure, il est important de garder à l'esprit que l'ensemble des essais expérimentaux menés sur le développement de la technique de renforcement par un BFUP sont réalisés à partir de spécimens sains ou de piles saines construits uniquement pour les essais en laboratoire. Or, au Canada, les piles concernées par un renforcement sismique sont des structures construites il y a plus de 30 ans. Au-delà des simples problèmes structuraux, ce type de structure présente souvent des problèmes de durabilité avant même d'avoir atteint leur durée de vie, ce qui rend la structure d'avantage vulnérable. En particulier, la base des piles en zone urbaine est fortement affectée par son environnement extérieur. Directement dans la zone d'éclaboussure de la chaussée, elles sont fortement exposées aux ions chlores en période hivernale. De surcroît, elles subissent la forte concentration en  $\text{CO}_2$  dégagé par le trafic routier. Remplacer une certaine épaisseur de béton ordinaire par un BFUP à la base des piles pour le renforcement sismique agit également comme protection contre les agents agressifs et contribue à augmenter la durée de vie de l'ouvrage. Les armatures deviennent protégées de la corrosion et le phénomène de carbonatation du béton est évité.

Avec la construction de la première passerelle en BFUP du monde à Sherbrooke en 1997, le Québec était parmi les leaders dans le monde de l'utilisation et l'application du BFUP. Depuis ce temps, les premières recommandations pour la conception en BFUP ont été développées, et améliorées. Quinze ans après, le BFUP a déjà fait ses preuves dans plusieurs projets pilotes. Plusieurs projets récents ont adopté l'utilisation de ce matériau en Europe dans différents domaines du génie civil, que ce soit en conception ou réhabilitation, ainsi qu'aux États-Unis,

pour la conception des joints entre prédalles de pont dans le concept de construction accélérée de pont (ABC : Accelerated Bridge Construction).

Les ponts sont le système le plus vulnérable de tous les types de transport. Le programme de recherche global mené à Polytechnique Montréal sur le renforcement sismique des piles de pont par l'utilisation d'un chemisage en BFUP dans lequel s'inscrit le présent projet constitue une opportunité exceptionnelle de voir l'utilisation du BFUP, dans un futur proche, permettre l'amélioration des conditions de sécurité ainsi que l'augmentation de la durée de vie des ouvrages d'art au Québec et au Canada.

## RÉFÉRENCES

- A23.2-8C-14, C. (2014). *Flexural Strength of Concrete (Using a Simple Beam with Third Point Loading)* Mississauga, Ont.: Canadian Standard Association.
- Aarup, B. (2002). "High strength joints for precast bridge slabs." *Summary report*,, Aalborg Portland, Denmark, Denmark, 1-14.
- Aarup, B., Karlsen, J., Lindström, G. (2000). "Fiber reinforced high performance concrete for in-situ cast joints." *Proceedings from International Symposium on High Performance Concrete*, 25-27.
- ABAQUS 6.11 (2011). *Scripting user's manual*.
- Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jirsa, J. O., Kreger, M. E. (1999). "Experimental investigation of seismic repair of lap splice failures in damaged concrete columns." *ACI Structural Journal*, 96(2), 297-306.
- ACI 318 (2014). "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary." American Concrete Institute.
- ACI Committee 408 (1966). "Bond Stress - The State of the Art." American Concrete Institute, Ed.Farmington Hills, MI, 49.
- ACI Committee 408 (2003). "Bond and Development of Straight Reinforcing Bars In Tension (ACI 408R-03) (Reapproved 2012)." American Concrete Institute, Ed.Farmington Hills, MI, 49.
- AFGC (2013). "Bétons fibrés à ultra-hautes performances." Recommandations - Édition révisée.
- Appl, J., Eligehausen, R., Ozbolt, J. "Numerical analysis of splices with headed deformed reinforcing bars." *Proc., Proceeding of the 3<sup>rd</sup> Conference on Bond in Concrete - from research to standards* 463-468.
- ASTM A944 (2010). "Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimens1." *A944-10*, ASTM, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM C39 (2010). "Standard Test Method : Compressive Strength and Static Modulus of Elasticity, Poisons Ratio of Concrete in Compression." *C39/C39M and C449/C469M*, ASTM West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM C78-08 (2008). "Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading)."ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM C469 (2010). "Static Modulus of Elasticity and Poisons Ratio of Concrete in Compression." *C469/C469M-10*, ASTM, West Conshohocken, PA, USA.
- Aubrée, N. (2014). "Caractérisation du comportement post-pic en compression du béton armé et non armé, et extension au béton renforcé de fibres." M.Sc.A, Polytechnique Montréal, Montréal, Canada.
- Azizinamini, A., Chisala, M., Ghosh, S. K. (1995). "Tension development length of reinforcing bars embedded in high-strength concrete." *Engineering Structures*, 17, 512-522.

- Azizinamini, A., Stark, M., Roller, J. J., Ghosh, S. K. (1993). "Bond performance of reinforcing bars embedded in high-strength concrete." *ACI Structural Journal*, 90(5), 554-561.
- Baltay, P., Gjelsvik, A. (1990). "Coefficient of friction for steel on concrete at high normal stress." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2(1), 46-49.
- Bastien Masse, M. (2010). "Étude du comportement déformationnel des bétons de réparation (Study of deformational behavior of repared concrete)." M.Sc., Ecole Polytechnique de Montréal, Canada, Qc., Canada.
- Bažant, Z., Oh, B. H. (1983). "Crack band theory for fracture of concrete." *Materials and Structures*, 16(3), 155-177.
- Beaurivage, F. (2009). "Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures." M.Sc. Thesis, Polytechnique Montréal, Montréal, Canada.
- Ben Ftima, M. (2013). "Utilisation de la méthode des éléments finis non-linéaire pour la conception des structures en béton armé : Applications aux structures massives." Ph.D, Polytechnique Montréal, Montréal, Canada.
- Ben Ftima, M., Massicotte, B. (2004). "Introduction du modèle de Bouzaiene et Massicotte (1995) dans ABAQUS (Version 6.4.1 Standard et Explicit)", Polytechnique Montréal, Rapport interne, Montréal, Canada.
- Benboudjema, F., De Sa, C., Lagier, F. (2014). "Couplage corrélation d'images et simulations numériques pour l'analyse de la fissuration par retrait." AUGC Orléans, France.
- Boshoff, W., Van Zijl, G. (2007). "A computational model for strain-hardening fibre-reinforced cement-based composites: technical paper." *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, 49(2), 24-31.
- Boucher-Proulx, G. (2008). "Réhabilitation sismique de piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en BRF et en BFUP (Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with FRC and UHPFRC jackets)." M.Sc. Thesis, École Polytechnique de Montréal, QC, Canada.
- Bouzaiene, A. (1995). "Caractérisation et modélisation du comportement non linéaire d'élément en béton armé et non armé sous sollicitations multiaxiales." Ph.D. Thesis, École Polytechnique de Montréal, Qc., Canada.
- Bouzaiene, A., Massicotte, B. (1997). "Hypoelastic tridimensional model for nonproportional loading of plain concrete." *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 123(11), 1111-1120.
- Braike, S. (2007). "Conception d'éléments préfabriqués de pont avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance (Design of precast deck with high and ultra high performance fibre reinforced concrete)." M.Sc. Thesis, Polytechnique Montréal, Montréal, Canada.
- Brühwiler, E., Denarié, E. (2013). "Rehabilitation and strengthening of concrete structures using ultra-high performance fibre reinforced concrete." *Structural Engineering International*, 23(4), 450-457.
- Burkhardt, C. J. (2000). "Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton (Behavior of lap splices in high strength concrete)." Ph.D. Thesis, RWTH Aachen University, Aachen, Germany.

- Cairns, J., Jones, K. (1996). "An evaluation of the bond-splitting action of ribbed bars." *ACI Materials Journal*, 93(1), 10-19.
- Cairns, J., Plizzari, G. A. (2003). "Towards a harmonised European bond test." *Materials and Structures*, 36, 498-506.
- Canbay, E., Frosch, R. J. (2005). "Bond strength of lap-spliced bars." *ACI Structural Journal*, 102(4), 605-614.
- Chai, Y. H., Priestley, M. J. N., Seible, F. (1991). "Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance." *ACI Structural Journal*, 88(5), 572-584.
- Chamberlin, S. J. (1952). "Spacing of spliced bars in tension pull-out specimen." *ACI Journal*, 49(19), 261-274.
- Chen, W.-F., Duan, L. (2003). *Bridge engineering, Seismic design*, CRC Press.
- Cheung, A. K., Leung, C. K. (2011). "Effective joining of pre-cast concrete slabs with self-compacting HSFRCC." *Journal of Advanced Concrete Technology*, 9(1), 41-49.
- Chinn, J., Ferguson, P. M., Thompson, J. N. (1955). "Lapped splices in reinforced concrete beams." *ACI Journal*, 52(15).
- Cho, J.-Y., Pincheira, J. A. (2006). "Inelastic analysis of reinforced concrete columns with short lap splices subjected to reversed cyclic loads." *ACI Structural Journal*, 103, 280-290.
- Cox, J. V., Herrmann, L. R. (1998). "Development of a plasticity bond model for steel reinforcement." *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 3, 155-180.
- CSA-S6-14 (2014). "Canadian highway bridge design code." Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, 465.
- CSA (2006). "Canadian highway bridge - design code" *CAN/CSA S6-06*, Canadian Standards Association, Mississauga, ON, Canada.
- CSA A23.3 (2004). *Design of Concrete Structures*, Mississauga, Ont.: Canadian Standard Association.
- Dagenais, M.-A. (2014). "Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de pont par chemisage en béton fibré à ultra haute performance." Ph.D. Thesis, Polytechnique Montréal, Montréal, Canada.
- Dagenais, M.-A., Massicotte, B. (2014). "Tension Lap Splices Strengthened with Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concrete." *Journal of Materials in Civil Engineering ASCE*, (published online).
- Daoud, A., Maurel, O., Laborderie, C. (2012). "Mesoscopic modelling of the interaction between steel reinforcement and early-age cracking during cement hydration." *Proceeding of the 4<sup>th</sup> Conference on Bond in Concrete: Bond, Anchorage, Detailing*, J. W. Cairns, G. Metelli, etG. A. Plizzari, eds. Brescia, Italy, 201-207.
- Darwin, D. (2005). "Tension development length and lap splice design for reinforced concrete members." *Progress in Structural Engineering and Materials*, 7(4), 210-225.
- Darwin, D., McCabe, S. L., Brown, C. J. "Fracture analysis of steel-concrete." *Proc., Proceeding US-Europe workshop on fracture and damage in quasibrittle structures*, 549-556.

- Darwin, D., Tholen, M. L., Idun, E. K., Zuo, J. (1996). "Splice strength of high relative rib area reinforcing bars." *ACI Structural Journal*, 93(Compendex), 95-107.
- de Groot, A. K., Kusters, G. M. A., Monnier, T. (1981). "Numerical modeling of bond-slip behaviour." *Heron*, 26.
- de Montaignac, R., Massicotte, B., Charron, J.-P. (2013). "Finite-element modelling of SFRC members in bending." *Magazine of concrete research*, 65(19), 1133-1146.
- Delsol, S. (2012). "Évaluation du coefficient d'orientation des fibres dans les bétons renforcés de fibres métalliques." M.Sc., Ecole Polytechnique de Montréal, Canada, Qc., Canada.
- Dhanasekar, M., Haider, W. (2008). "Explicit finite element analysis of lightly reinforced masonry shear walls." *Computers & Structures*, 86(1), 15-26.
- Djabry, W. (1952). "Contribution à l'étude de l'adhérence des fers d'armature au béton." Ph.D. Thesis, Techn. Wiss. ETH Zürich, Zürich.
- Elgehausen, R. (1979). "Übergreifungsstöße zubeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden (Lapped splices of ribbed bars with straight ends)." Ph.D. Thesis, Schriftenreihe DAfStb, N°301, Berlin.
- Elgehausen, R., Popov, E. P., Bertero, V. V. (1983). "Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations." Report No UCB/EERC 83-23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Feldman, L. R., Bartlett, F. M. (2007). "Bond stresses along plain steel reinforcing bars in pullout specimens." *ACI Structural Journal*, 104(6).
- Ferguson, P. M., Breen, J. E. (1965). "Lapped splices for high strength reinforcing bars." *ACI Journal*, 62(9), 1063-1078.
- Ferguson, P. M., Briceno, E. (1968). "Bond stress development length for a lapped splices in reinforced concrete beams and walls." The University of Texas, Progress Summary, Austin, Texas, 27.
- Ferguson, P. M., Krishnaswamy, C. N. (1971). "Tensile Lap Splices, Part II: Design Recommendations for Retaining Wall Splices and Large Bar Splices." The University of Texas, Center for Highway Research, Research Report 113-3, Austin, Texas.
- fib (2007). *Seismic bridge design and retrofit—structural solutions*, CEB-FIP-International Federation for Structural Concrete Lausanne, Switzerland.
- fib/ceb/fip (2000). "Bond of reinforcement in concrete: state-of-art report." *Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete*, 427.
- Fischer, C., Ozbolt, J. (2012). "Influence of bar diameter and concrete cover on bond degradation due to corrosion." *Proceeding of the 4<sup>th</sup> Conference on Bond in Concrete: Bond, Anchorage, Detailing*, J. W. Cairns, G. Metelli, etG. A. Plizzari, eds. Brescia, Italy, 445-451.
- Fujii, S., Morita, S. (1983). "Splitting bond capacities of deformed bars : Part 2 A proposed ultimate strength equation for splitting bond failure " *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, 324, 45-53.

- Garneau, J.-F. (2015). "Réhabilitation sismique des piles-murs de pont rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance." M.Sc.A., Polytechnique Montréal, Montréal, Canada.
- Giuriani, E., Plizzari, G., Schumm, C. (1991). "Role of Stirrups and Residual Tensile Strength of Cracked Concrete on Bond." *Journal of Structural Engineering ASCE*, 117(1), 1-18.
- Goto, Y. (1971). "Cracks formed in concrete around deformed tension bars." *ACI Journal*, 68(4), 244-251.
- Goto, Y., Otsuka, K. (1979). "Experimental studies on cracks formed in concrete around deformed tension bars." *The Technology Report of the Tohoku University*, 44(1), 49-83.
- Graybeal, B. (2010). "Behavior of Ultra-High Performance Concrete connections between precast bridge deck elements." *Proceeding of 2010 Concrete Bridge Conference: Achieving Safe, Smart & Sustainable Bridges*, PCA, ed. Phoenix, USA, 1-13.
- Graybeal, B. (2014). "Design and Construction of Field-Cast Ultra-High Performance Concrete Connections." *FHWA-HRT-14-084*, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 36.
- Hamad, B. S., Harajli, M. H., Jumaa, G. (2001). "Effect of fiber reinforcement on bond strength of tension lap splices in high-strength concrete." *ACI Structural Journal*, 98, 638-647.
- Hamad, B. S., Mansour, M. (1996). "Bond strength of nonconctact tension lap splices." *ACI Structural Journal*, 93(3), 1-11.
- Han, T.-S., Feenstra, P. H., Billington, S. L. (2003). "Simulation of highly ductile fiber-reinforced cement-based composite components under cyclic loading." *ACI Structural Journal*, 100(6).
- Harajli, M. H. (2007). "Numerical Bond Analysis Using Experimentally Derived Local Bond Laws: A Powerful Method for Evaluating the Bond Strength of Steel Bars." *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 133(5), 695-705.
- Harajli, M. H. (2009). "Bond Stress--Slip Model for Steel Bars in Unconfined or Steel, FRC, or FRP Confined Concrete under Cyclic Loading." *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 135(5), 509-518.
- Harajli, M. H. (2010). "Bond Behavior in Steel Fiber-Reinforced Concrete Zones under Static and Cyclic Loading: Experimental Evaluations and Analytical Modeling." *Journal of Materials in Civil Engineering ASCE*, 22(7), 674-686.
- Harajli, M. H., Hamad, B. S., Karam, K. (2002). "Bond-slip response of reinforcing bars embedded in plain and fiber concrete." *Journal of Materials in Civil Engineering ASCE*, 14(6), 503-511.
- Harajli, M. H., Hout, M., Jalkh, W. (1995). "Local bond stress-slip behavior of reinforcing bars embebbed in plain and fiber concrete." *ACI Materials Journal*, 92(4), 343-354.
- Harajli, M. H., Salloukh, K. A. (1997). "Effect of fibers on development/splice strength of reinforcing bars in tension." *ACI Materials Journal*, 94(4), 317-324.
- Harryson, P. (2003). "High performance joints for concrete bridge applications." *Structural Engineering International*, 13(1), 69-75.

- Hayashi, D., Nagai, K., Suryanto, B. (2012). "Investigating the effect of reinforcement arrangement on the anchorage of reinforcement using the three-dimensionnal discrete analysis." *Proceeding of the 4<sup>th</sup> Conference on Bond in Concrete: Bond, Anchorage, Detailing*, J. W. Cairns, G. Metelli, etG. A. Plizzari, eds. Brescia, Italy, 185-192.
- Heshe, G. (1988). "Experimental Research on Compact Reinforced Composite (CRC) Beams." *Bygningssstatiske Meddelser*, 59(1), 1-80.
- Holschemacher, K., Weisse, D. (2004). "Bond of reinforcement in fibre reinforced concrete." *Sixth RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concrete (FRC) BEFIB* Varennna, Italy.
- Houde, J. (1974). "Study of force-displacement relationships for the finite element analysis of reinforced concrete." Ph.D. Thesis, McGill University, Montreal, Quebec.
- Hsieh, S. S., Ting, E. C., Chen, W. F. (1982). "A Plasticity-fracture model for concrete." *International Journal of Solids and Structures*, 18, 181-197.
- Hung, C.-C., El-Tawil, S. "Cyclic model for high performance fiber reinforced cementitious composite structures." *Proc., The 2009 ATC&SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures, San Francisco*, 9-11.
- Hung, C.-C., Li, S.-H. (2013). "Three-dimensional model for analysis of high performance fiber reinforced cement-based composites." *Composites Part B: Engineering*, 45(1), 1441-1447.
- Jiang, D. H., Shah, S. P., Andonian, A. T. (1984). "Study of the transfer of tensile forces by bond." *ACI Journal*, 81(24), 251-259.
- Judge, R. C. B., Scott, R. H., Gill, P. A. T. (1990). "Strain and Bond Stress Distributions in Tension Lap Joints in Reinforced Concrete." *Magazine of concrete research*, 42(150), 5-14.
- Jungwirth, J. (2006). "Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton." Ph.D. Thesis, Lausanne.
- Jungwirth, J., Muttoni, A. (2004). "Versuche zum Tragverhalten von ultra hochfestem Beton – Teil 1 Material." *IS-BETON, Bericht 00.02.R3* Lausanne, 104.
- Kabele, P. (2007). "Multiscale framework for modeling of fracture in high performance fiber reinforced cementitious composites." *Engineering Fracture Mechanics*, 74(1), 194-209.
- Kabele, P., Takeuchi, S., Inaba, K., Horii, H. "Performance of engineered cementitious composites in repair and retrofit: Analytical estimates." *Proc., 3<sup>rd</sup> International RILEM Workshop on HPFRCC*, 617-627.
- Kazemi Kamyab, M. (2013). "Autogenous Shrinkage and Hydration Kinetics of SH-UHPFRC under Moderate to Low Temperature Curing Conditions." Ph.D, EPFL, Lausanne, Suisse.
- Kianoush, M., Acarcan, M., Ziari, A. (2008). "Behavior of base restrained reinforced concrete walls under volumetric change." *Engineering Structures*, 30(6), 1526-1534.
- Kim, I. S., Jirsa, J. O., Bayrak, O. (2011). "Use of carbon fiber-reinforced polymer anchors to repair and strengthen lap splices of reinforced concrete columns." *ACI Structural Journal*, 108(5), 630-640.

- Kurita, M., Shioya, T., Yoshitake, K., Tanaka, H., Aarup, B. (2002). "Properties of steel fiber-reinforced cementitious composites with 70 to 180 MPa of compressive strength." *Proceeding of the 1<sup>st</sup> fib congress* Osaka, Japan, 1-6.
- Lacroix-Sauvageau, M., Androuet, C., Charron, J.-C. (2010). "Réduction du retrait total d'un béton fibré à ultra hautes performances (BFUP)." Polytechnique Montreal, Rapport EPM-GRS-BFUP-RET-TOT-2.1, 24.
- Lagier, F., Jourdain, X., De Sa, C., Benboudjema, F., Colliat, J.-B. (2011). "Numerical strategies for prediction of drying cracks in heterogeneous materials: Comparison upon experimental results." *Engineering Structures*, 33(3), 920-931.
- Lettow, S. (2006). "Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße (Bond Element for nonlinear Finite Element Analysis - Application to Lap Splices)." Ph.D. Thesis, Fakultät Bauingenieur und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart, Stuttgart.
- Leutbecher, T. (2007). "Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC)." Ph.D. Thesis, Kassel University, Kassel, Germany.
- Lin, Y. (1996). "Seismic behavior of bridge pier column lap splices." Ph.D. Thesis, University of Illinois Urbana.
- Lukose, K., Gergely, P., White, R. N. (1982). "Behavior of reinforced concrete lapped splices for inelastic cyclic loading." *ACI Journal*, 79(36), 355-365.
- Lundgren, K. (1999). "Three-Dimensional modelling of bond in reinforced concrete theoretical model, experiments and applications." Ph.D. Thesis, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden.
- Lundgren, K. (2005). "Bond between ribbed bars and concrete. Part 1: Modified model." *Magazine of concrete research*, 57(7), 371-382.
- Lundgren, K., Magnusson, J. (2001). "Three-Dimensional Modeling of Anchorage Zones in Reinforced Concrete." *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, 127(7), 693-699.
- Lura, P., Plizzari, G. A., Riva, P. (2002). "3D finite-element modelling of splitting crack propagation." *Magazine of concrete research*, 54(6), 481-493.
- Lutz, L. A., Gergely, P. (1967). "Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete." *ACI Journal*, 64(11), 711-721.
- Mains (1951). "Measurement of the distribution of tensile and bond stresses along reinforcing bars." *ACI Journal*, 48(11), 225-252.
- Malvar, L. J. (1992). "Bond of reinforcement under controlled confinement." *ACI Materials Journal*, 89(6), 593-601.
- Marchand, P., Baby, F., Khadour, A., Battesti, T., Rivillon, P., Quiertant, M., Nguyen, H.-H., Généreux, G., Deveaud, J.-P., Simon, A., Toutlemonde, F. (2015). "Bond behaviour of reinforcing bars in UHPFRC." *Materials and Structures*, 1-17.
- Maruyama, I., Kameta, S., Suzuki, M., Sato, R. "Cracking of high strength concrete around deformed reinforcing bar due to shrinkage." *Proc., ConcreteLife'06-International RILEM-*

*JCI Seminar on Concrete Durability and Service Life Planning: Curing, Crack Control, Performance in Harsh Environments*, RILEM Publications SARL, 104-111.

- Massicotte, B., Boucher-Proulx, G. (2008). "Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with UHPFRC jackets." *Proceeding of the 7<sup>th</sup> RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: design and applications - BEFIB*, R. Gettu, ed. Chennai, India, 969-975.
- Massicotte, B., Dagenais, M.-A., Garneau, J.-F. (2014). "Bridge pier seismic strengthening using UHPFRC." *Proceeding of the 9th international conference on short and medium span bridges* Calgary, Canada, 1-15 (paper 355)
- Massicotte, B., Dagenais, M., Lagier, F. (2012a). "Développement d'une méthode de renforcement sismique des piles rectangulaires - Développement des règles de conception." *N/R: SR12-05 / P4122, V/R: R685.1*, Rapport de recherche, Polytechnique Montréal, Montréal, Canada.
- Massicotte, B., Elwi, A. E., MacGregor, J. G. (1988). "Analysis of concrete panels." S. e. report, Ed., Department of civil engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada.
- Massicotte, B., Nour, A., Ben Ftima, M., Yildiz, E., Conciatori, D. (2012b). "EPM3D-v3.1 - A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures." Polytechnique Montréal, Report SR12-03, Montreal, Canada.
- Maya, L. F., Zanuy, C., Albajar, L., Lopez, C., Portabella, J. (2013). "Experimental assessment of connections for precast concrete frames using ultra high performance fibre reinforced concrete." *Construction and Building Materials*, 48, 173-186.
- Melek, M., Wallace, J. W. (2004). "Cyclic behavior of columns with short lap splices." *ACI Structural Journal*, 101(6), 802-811.
- Mimura, Y., Yoshitake, I., Morimoto, K., Hamada, S. (2007). "Debonding and fracture between deformed bars and early-age concrete." *Proceeding of the 6<sup>th</sup> international conference FramCos*, Taylor & Francis, ed. Catania, Italy, 1-7.
- Mimura, Y., Yoshitake, I., Zhang, W. (2011). "Uniaxial tension test of slender reinforced early age concrete members." *Materials*, 4(8), 1345-1359.
- Mirza, S. M., Houde, J. "Study of bond stress-slip relationships in reinforced concrete." *Proc., ACI Journal Proceedings*, ACI.
- Mitchell, D., Devall, R. H., Kobayashi, K., Tinawi, R., Tso, W. K. (1996). "Damage to Concrete Structures Due to the January 17, 1995, Hyogo-Ken Nanbu (Kobe) Earthquake." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23(3), 757-770.
- Morita, S., Fujii, S. "Bond capacity of deformed bars due to splitting of surrounding concrete." *Proc., Bond in concrete*, Applied Science, 331-341.
- MTQ (2007). "Communication personnelle."
- Naaman, A., Reinhardt, H. (2006). "Proposed classification of HPFRC composites based on their tensile response." *Materials and Structures*, 39(5), 547-555.
- Ngo, D., Scordelis, A. C. (1967). "Finite element analysis of reinforced concrete beams." *ACI Journal*, 64(14), 152-163.

- Nielsen, C. V., Olesen, J. F., Aarup, B. (1996). "Effect of fibres on the bond strength of high-strength concrete." *4<sup>th</sup> International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete* Paris, France, 1-10.
- Oesterlee, C. (2010). "Structual response of reinforced UHPFRC and RC Composite Members." Ph.D. Thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.
- Orangun, C. O., Jirsa, J. O., Breen, J. E. (1977). "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices." *ACI Journal*, 74(11), 114-122.
- Ožbolt, J., Eligehausen, R. "Numerical simulation of cycling bond slip behaviour. Proceeding of." *Proc., Proceding of "Bond in concrete : From research to practice"*, 12-27 12-33.
- Paulay, T., Zanza, T. M., Scarpas, A. (1981). "Lapped splices in bridge piers and in columns of earthquake resisting reinforced concrete frames." Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, 126.
- Plizzari, G. A., Marchina, E., Giuriani, E. (1996). "Experimental study of splitting and flexural cracks in a RC beam with overlapped splices." *Materials and Structures*, 29(1), 19-27.
- Prieslley, M. J. N., Chai, Y. H. (1992). "Design guidelines for assessment retrofit and repair of bridges for seismic performance." Report No. SSRP-92/01, University of California, San Diego (California), 266.
- Priestley, M. J. N., Seible, F. (1991). "Seismic assessment and retrofit of bridges." Department of Applied Mechanics and Engineering Seinces, University of California, Rep. No. SSRP 91/03, San Diego, La Jolla, California.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley and Sons.
- Prinja, N. K., Shepherd, D., Curley, J. (2005). "Simulating structural collapse of a PWR containment." *Nuclear engineering and design*, 235(17), 2033-2043.
- Puri, G. (2011). *Python scripts for Abaqus: learn by example*, Gautam Puri.
- Rabbat, B., Russell, H. (1985). "Friction coefficient of steel on concrete or grout." *Journal of Structural Engineering*, 111(3), 505-515.
- Radaelli, D. (2009). "Comportement et modélisation des éléments de structure en Béton Fibré à Ultra-Hautes Performances avec armatures passives." PhD, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne.
- Rehm, G. (1961). "Ueber die Grundlagen des Verbunds zwischen Stahl und Beton (The basic principle of bond between steel and concrete)." *Deustcher Ausschuss für Stahlbeton*, 138, 59.
- Reinhardt, H. W. (1984). "Fracture mechanics of an elastic softening material like concrete." *Heron*, 29(2), 1-42.
- Reinhardt, H. W., Blaauwendraad, J., Vos, E. (1984). "Prediction of bond between steel and concrete by numerical analysis." *Materials and Structures*, 17(100), 311-320.
- Reynolds, G. C., Beeby, A. W. "Bond Strength of deformed bars." *Proc., Bond in concrete*, Applied Science, 434-445.

- Richter, B. P. (2012). "A new perspective on the tensile strength of lap splices in reinforced concrete members." M.Sc. Thesis, Purdue University, West Lafayette, USA.
- RILEM/CEB/FIP (1970). "Bond test for reinforcing steel : 2 pull-out test." *CEB*, Recommendation RC 6, 3.
- Rossi, P. "Development of new cement composite material for construction." *Proc., Innovations and Developments in Concrete Materials and Construction. Proceedings of the International Conference, Dundee, Scotland*, 17-29.
- Sadouki, H., Denarié, E. (2006). "D26 - Modelling of UHPFRC in composite structures." European project 5th FWP / SAMARIS – Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructures – WP 14: HPFRCC, 68.
- Saenz, L. P. (1964). "Discussion of equation for the stress-strain curve of concrete by Desai and Krishnan." *ACI Journal*, 61(9), 1229-1235.
- Sagan, V. E., Gergely, P., White, R. N. (1991). "Behavior and design of non contact lap splice subjected to repeated inelastic tensile loading." *ACI Structural Journal*, 88(4), 420-431.
- Salem, H., Maekawa, K. (2004). "Pre-and Postyield Finite Element Method Simulation of Bond of Ribbed Reinforcing Bars." *Journal of Structural Engineering ASCE*, 130, 671.
- Schlaich, J., Schäfer, K. (1998). *Konstruieren im Stahlbetonbau*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin.
- Scott, R. H. (1996). "Intrinsic mechanisms in reinforced concrete beam-column connection behavior." *ACI Structural Journal*, 93(3), 336-346.
- Seible, F., Priestley, M. N., Hegemier, G. A., Innamorato, D. (1997). "Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets." *Journal of composites for construction*, 1(2), 52-62.
- Shima, H., Chou, L.-L., Okamura, H. (1987). "Bond characteristics in post-yield range of deformed bars." *Journal of Japan Society of Civil Engineers* 6(378), 12.
- Sirijaroonchai, K. (2009). "A macro-scale plasticity model for high performance fiber cement composites." Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, , Ann Arbor, MI, USA.
- Spieth, H. A. (2002). "Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben." Ph.D. Thesis, Fakultät Bauingenieur und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart, Stuttgart.
- Tailhan, J.-L., Rossi, P., Boulay, C. (2012). "Tensile and bending behaviour of a strain hardening cement-based composite: Experimental and numerical analysis." *Cement and Concrete Composites*, 34(2), 166-171.
- Tamaoki, K., Wada, N., Kawakami, T., Sasaki, K., Fujiwara, Y. (1996). "Experimental study on the seismic retrofit of wall RC piers." *51th Annual Convention, Japan Society of Civil Engineers* Tokyo, Japan, 1064-1065.
- Tepfers, R. (1973). "A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars." Ph.D. Thesis, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden.

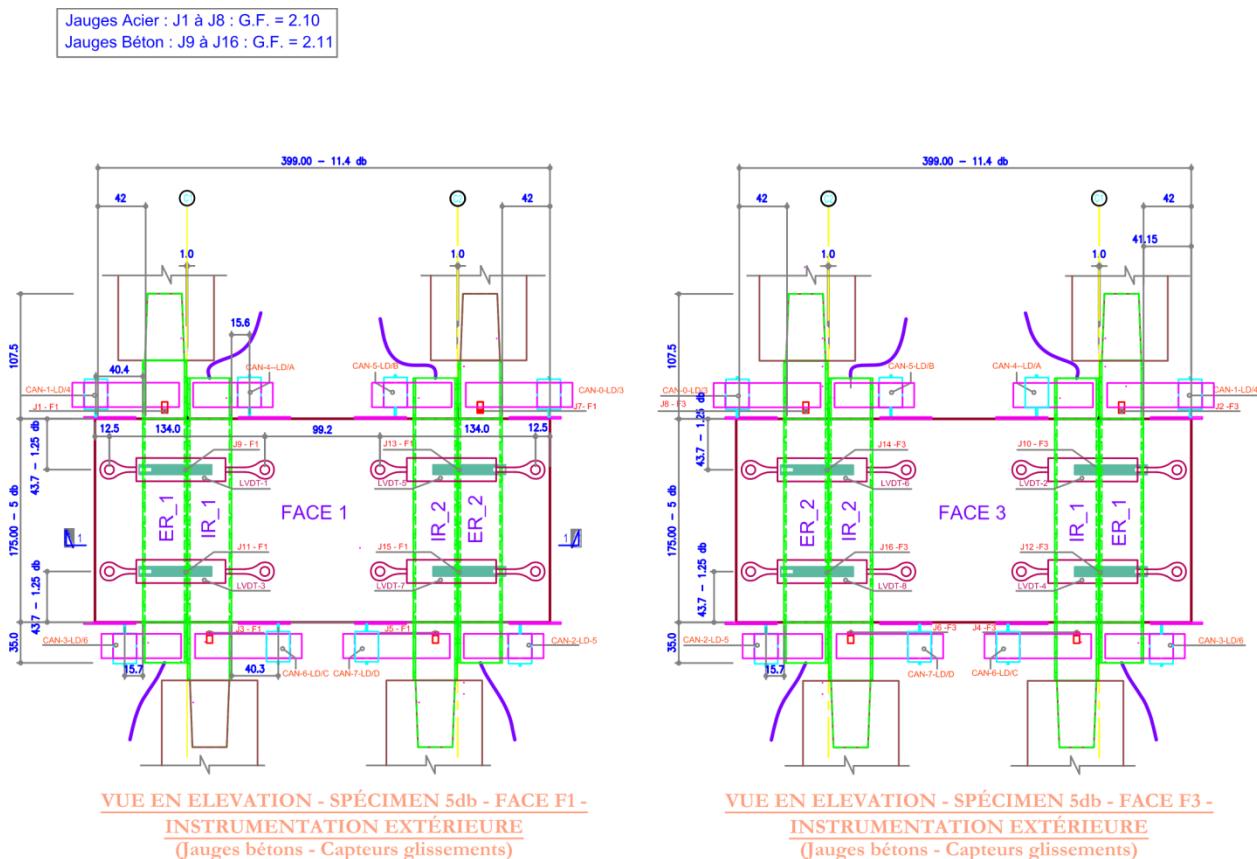
- Torre-Casanova, A., Jason, L., Davenne, L., Pinelli, X. (2013). "Confinement effects on the steel-concrete bond strength and pull-out failure." *Engineering Fracture Mechanics*, 97, 92-104.
- Tran, B. H., Berthaud, Y., Ragueneau, F. (2007). "Essais PIAF: Pour Identifier l'Adhérence et le Frottement." *18ème Congrès Français de Mécanique (Grenoble 2007)*, 1-6.
- Trüb, M. (2011). "Numerical modeling of high performance fiber reinforced cementitious composites." Ph.D. Thesis, Swiss Federal Institute of Technology, Zürich, Switzerland.
- van Mier, J. (1978). "Onderzoek naar het schuifspannings - slip gedrag van geprofileerd wapeningsstaal en beton (Investigation of shear slip behaviour of deformed reinforcing steel and concrete)." Ph.D. Thesis, Eindhoven University of Technologie, Eindhoven, Netherlands.
- Wang, H. (2009). "An analytical study of bond strength associated with splitting of concrete cover." *Engineering Structures*, 31(4), 968-975.
- Weisse, D. (2003). "Verbundverhalten der Bewehrung in UHFB." *Ultrahochfester Beton - Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft* Bauwerk-Verlag, ed. Germany, Berlin, 199-214.
- Willam, K., Warnke, E. (1975). "Constitutive model for the triaxial behavior of concrete." *Proceedings of the International Assoc. for Bridge and Structural Engineering* Bergamo, Italie, 1- 30.
- Wille, K., Parra-Montesinos, G. J. (2012). "Effect of beam size, casting method, and support conditions on flexural behavior of ultra-high-performance fiber-reinforced concrete." *ACI Materials Journal*, 109(3).
- Wright, T., DesRoches, R., Padgett, J. E. (2011). "Bridge Seismic Retrofitting Practices in the Central and Southeastern United States." *Journal of Bridge Engineering ASCE*, 16(1), 82-92.
- Xiao, Y., Ma, R. (1997). "Seismic retrofit of RC circular columns using prefabricated composite jacketing." *Journal of Structural Engineering ASCE*, 123(10).
- Yoo, D.-Y., Park, J.-J., Kim, S.-W., Yoon, Y.-S. (2013). "Early age setting, shrinkage and tensile characteristics of ultra high performance fiber reinforced concrete." *Construction and Building Materials*, 41, 427-438.
- Yoo, D.-Y., Park, J.-J., Kim, S.-W., Yoon, Y.-S. (2014). "Influence of reinforcing bar type on autogenous shrinkage stress and bond behavior of ultra high performance fiber reinforced concrete." *Cement and Concrete Composites*, 48, 150-161.
- Yuan, J., Graybeal, B. (2014). "Bond Behavior of Reinforcing Steel in Ultra-High Performance Concrete." *FHWA-HRT-14-090*, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 78.
- Ziari, A., Kianoush, M. R. (2013). "Finite-Element Parametric Study of Bond and Splitting Stresses in Reinforced Concrete Tie Members." *Journal of Structural Engineering*, 150(5), 1-10.

**ANNEXES**

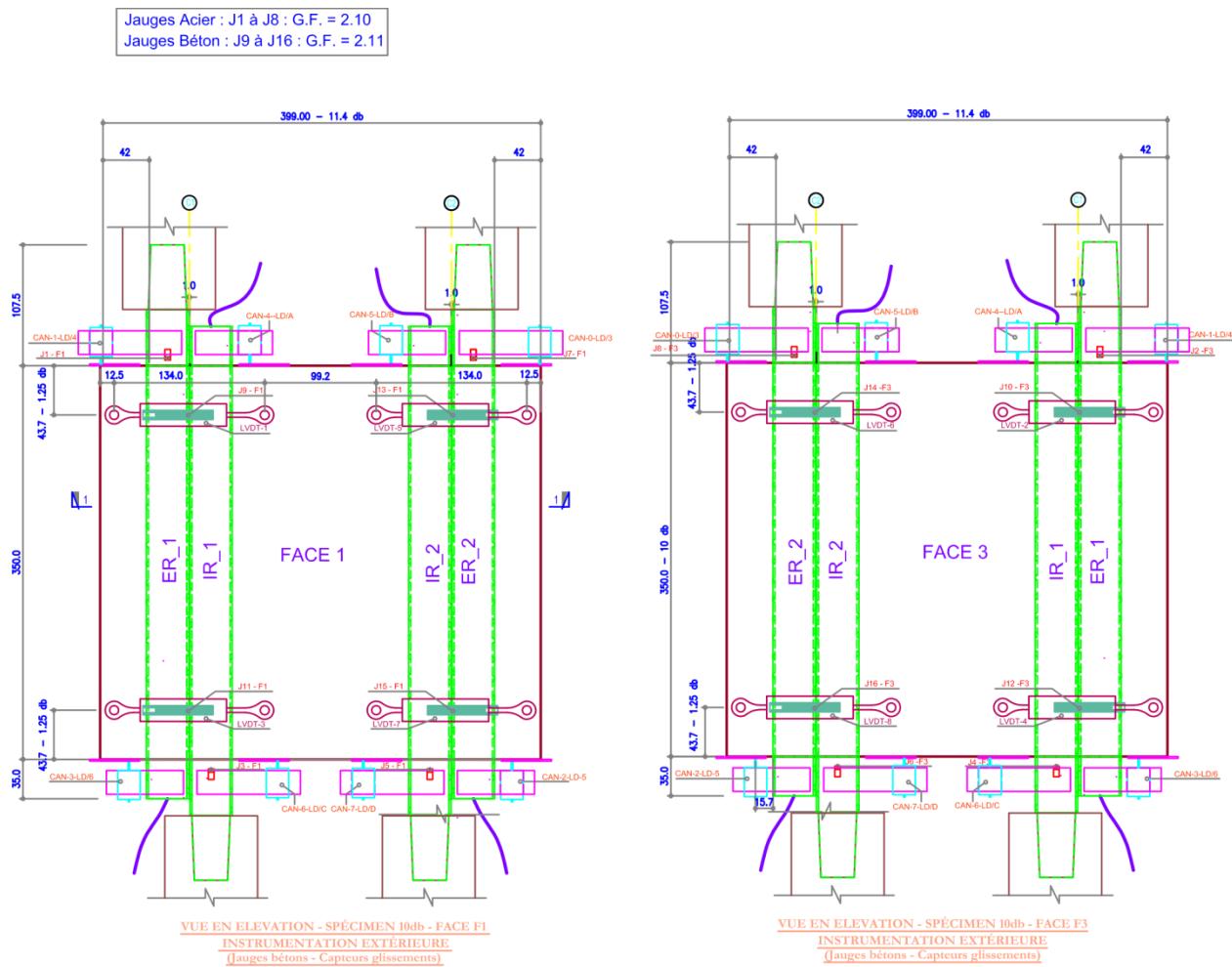
## ANNEXE A - PLANS

### A.1. Géométrie et instrumentation des spécimens

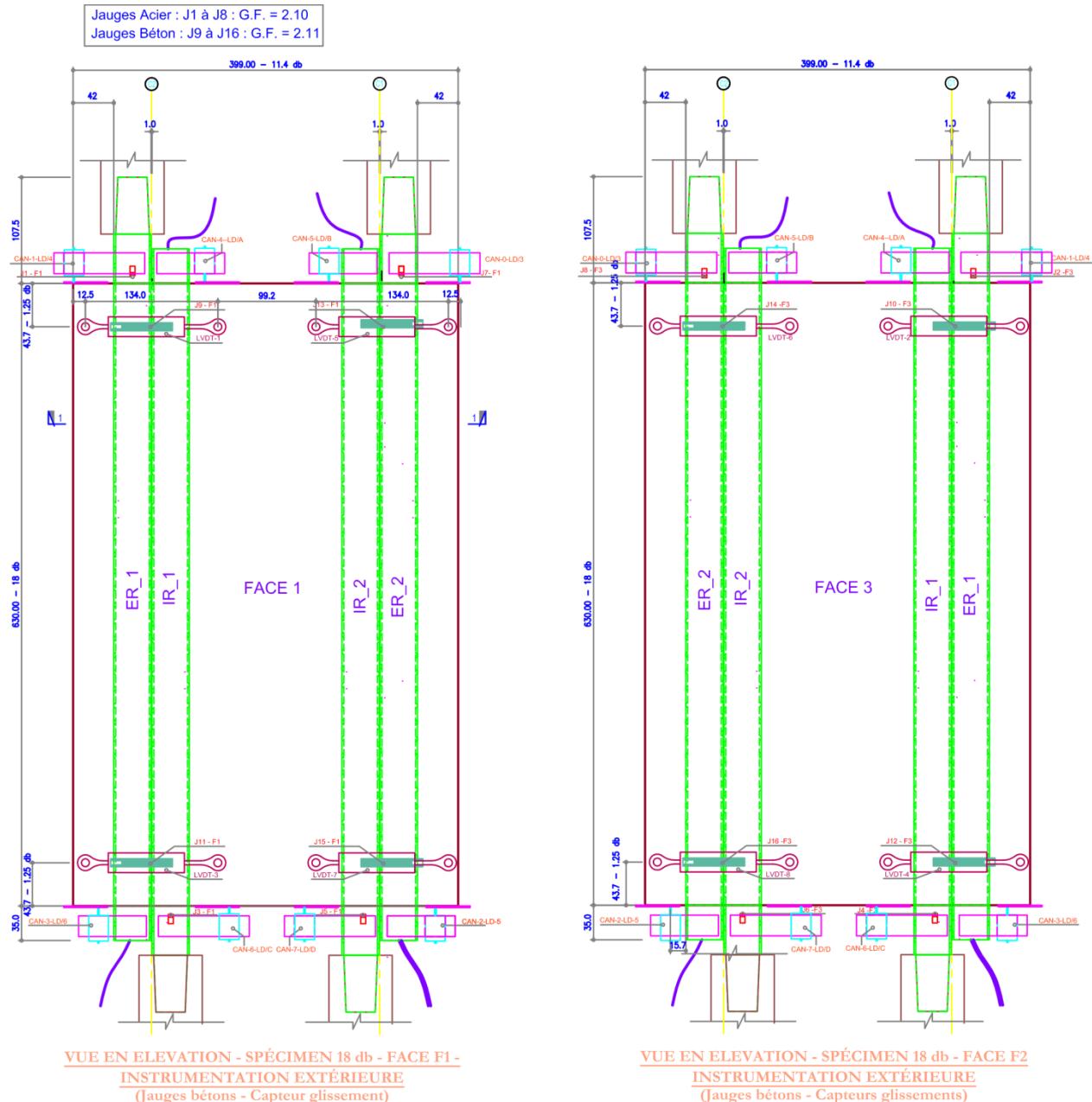
#### A.1.1 Spécimen 35-5D



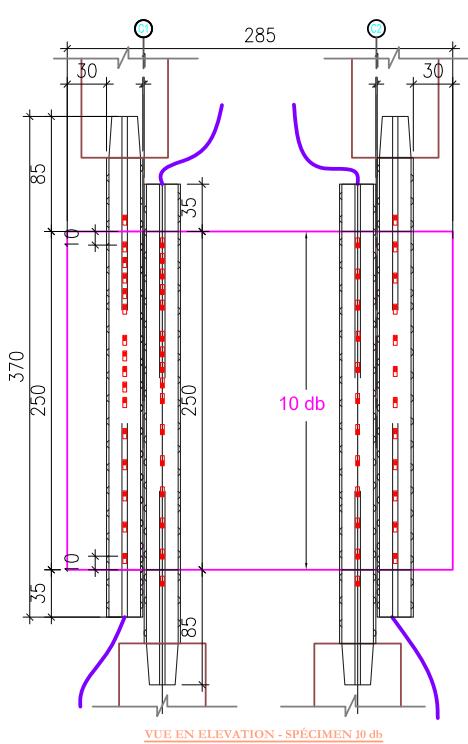
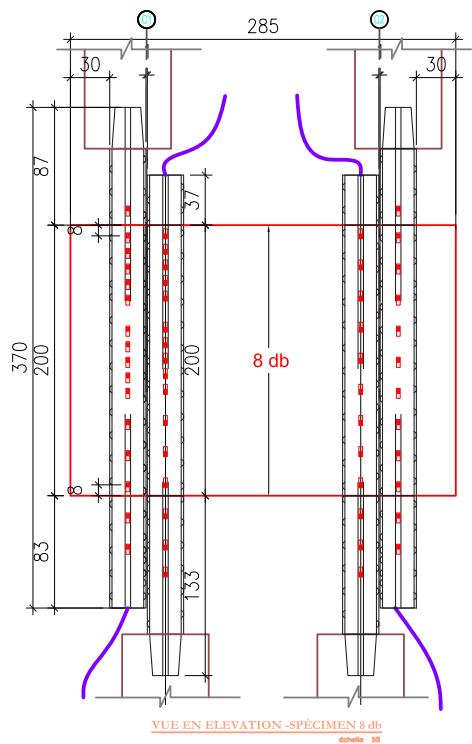
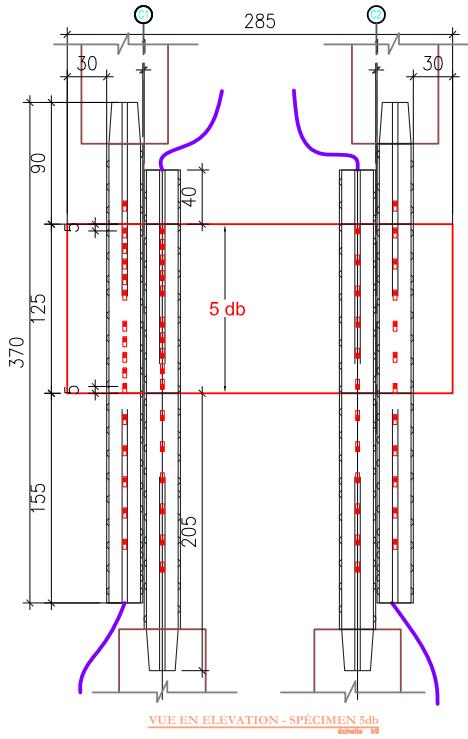
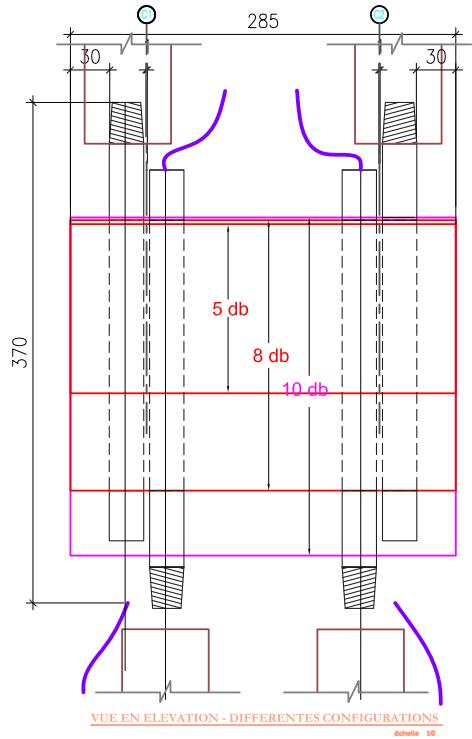
## A.1.2 Spécimen 35-10D

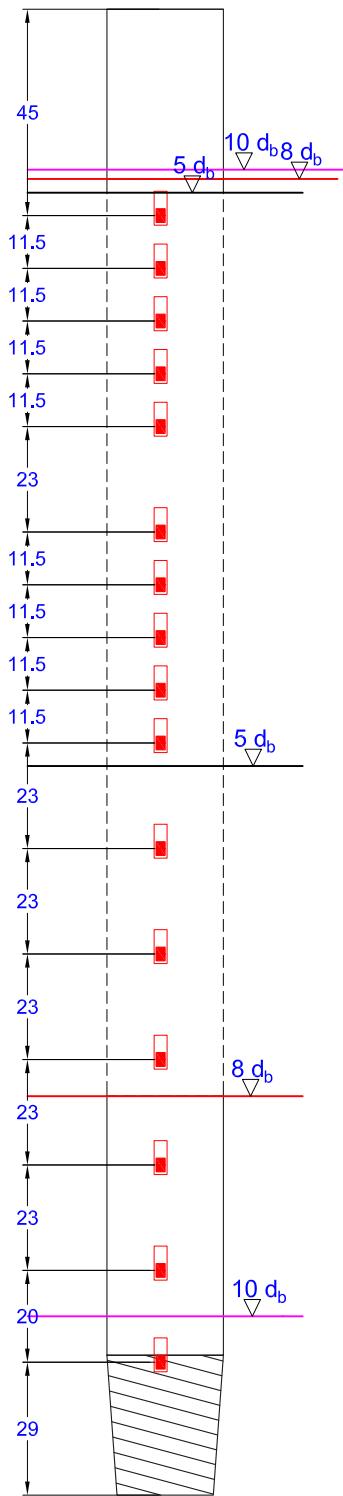


### A.1.3 Spécimen 35-18D

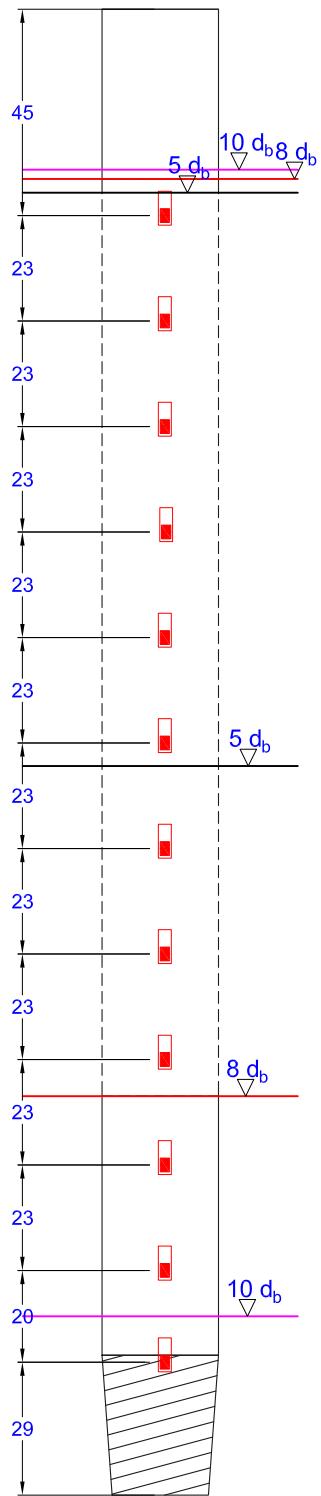


## A.2. Configuration de l'instrumentation interne des barres





BARRES ER1 &amp; IR1



BARRES ER2 &amp; IR2

## **ANNEXE B - PROCÉDURE D'INSTRUMENTATION INTERNE DES BARRES D'ARMATURES**

### **B.1. Usinage de deux demi-barres**

1. À partir d'une même barre d'armature, découper deux longueurs équivalentes à la longueur de la barre souhaitée plus 12" (correspondant à 6" de chaque côté de la barre à fraiser pour pouvoir fixer à l'étau la barre aux deux extrémités lors du fraisage).
2. Identifier pour chacune des barres la partie à faire fraiser et la partie à conserver.  
Note : Dans l'intention d'obtenir une orientation opposée des crénélures une fois les demi-barres recollées, il est important de faire fraiser les deux demi-sections opposées à partir des deux barres.
3. Définir clairement sur le plan de soumission la tolérance acceptée pour le fraisage de la demi-section et le fraisage de la rainure. Le fraisage de la demi-barre et le fraisage de la rainure interne sont réalisés avec une fraise à embout (fraise N1000). Le fraisage de la demi-section doit être un fraisage dans le sens longitudinal de la barre, et ne doit pas être effectué par des passes transversales multiples.
4. Contrôler à la réception des barres fraîchement usinées :
  - L'alignement entre les rainures de chaque demi-barre en reconstituant une barre complète à partir des deux demi-barres
  - Mesurer le demi-diamètre de chaque barre fraîchement usinée en trois points de mesure au pied à coulisse pour évaluer la précision du fraisage.

### **B.2. Nettoyage et préparation de surfaces des barres**

5. Passer un chiffon imbibé de dissolvant de rouille (Releasall) sur les surfaces extérieure et intérieure de chaque barre. Si des points de rouilles sont présents, frotter avec un coton-tige imbibé de dissolvant de rouille pour enlever le produit de corrosion.



Figure B1 : Application du dissolvant de rouille

6. Dégraisser la barre d'armature à l'acétone à l'aide d'un chiffon.
7. Abraser la surface des barres qui sera à coller avec un papier sablé grossier (P60). Effectuer le sablage à 45° par rapport à l'axe longitudinal de la barre.



Figure B2 : Sablage des surfaces à coller

8. Dégraisser complètement de la barre dans un premier temps avec un chiffon propre imbibé d'acétone, puis ensuite, dégraisser la rainure en imbibant un coton-tige d'acétone. Réaliser plusieurs passages en utilisant à chaque fois un nouveau coton-tige. Arrêter l'opération une fois que le coton-tige est dénué de toute impureté.



Figure B3 : Nettoyage, dégraissage de la rainure à l'acétone

### B.3. Prise de différentes mesures et identification

9. Peser chaque demi-barre.
10. Mesurer au pied à coulisse la longueur de chaque demi-barre.
11. Mesurer le demi-diamètre à 3 points de mesure.
12. Mesurer la largeur et la profondeur des crénélures à l'extrémité haute et basse de la barre.
13. Mesurer la position de la crénelure d'extrémité par rapport à l'extrémité de la barre.



Figure B4 : a) Mesure du demi-diamètre de la barre, b) identification de la barre, Haut, Bas, et si cette demi section correspond à la partie supérieure ou inférieure.

## B.4. Procédure de préparation et collage des jauge

14. Au préalable, effectuer le marquage des axes transversaux sur les surfaces extérieures en dehors de la rainure.

15. Préparation des jauge et des terminaux sur la vitre :

- Scotcher la jauge sur la plaque de verre dans le sens de la longueur du scotch. Aligner la jauge pour qu'elle soit parfaitement parallèle au scotch.
- Déposer un caoutchouc sur la jauge fixée par un deuxième scotch.
- Découper un terminal le plus proche possible des zones à souder.
- Maintenir une petite extrémité du terminal par un tout petit morceau de ruban adhésif.
- Déposer un très fin cordon de soudure sur les deux surfaces à souder du terminal (< 0.2 mm).
- Retirer doucement le scotch du côté des fils de jauge.
- Positionner le terminal (avec ces cordons de soudure déjà réalisés) contre la jauge. Aucun espace ne doit être présent entre ces derniers.
- Souder les fils de connexion de la jauge aux terminaux.
- Découper l'excédent des fils de connexion à l'extrémité.
- Refermer le scotch.
- Retirer le caoutchouc avec son scotch.
- Découper avec grande attention l'excédent de scotch de part et d'autre de la jauge et du terminal. La découpe doit s'effectuer à un exalto et une règle métallique. La largeur de la bande de scotch doit être inférieure à 3.8 mm.

16. Collage de la jauge dans la rainure

- A l'aide de cotons-tiges, dégraisser, conditionner, neutraliser la zone de la rainure où la jauge va être collée. Deux passages doivent être effectués pour chaque produit.
- Positionner un morceau de caoutchouc de largeur inférieure à 4 mm sur une des extrémités du ruban adhésif replié.

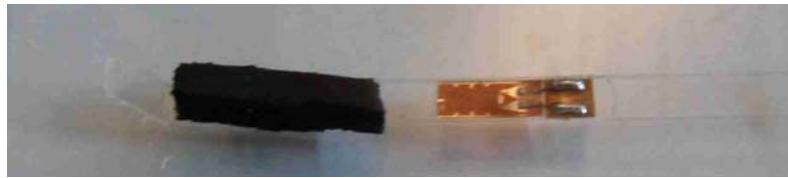


Figure B5 : Jauge terminée d'être préparée sur la plaque de verre, prête à être positionnée dans la rainure

- Descotcher le ruban avec un angle ouvert avec le morceau de caoutchouc du côté de la jauge.
- S'aligner sur les repères d'axe de la jauge sur les lignes d'axe tracées sur la barre en tenant le ruban bien tendu.
- Coller l'extrémité du scotch où se situe le morceau de caoutchouc. A l'aide du caoutchouc, effectuer une pression sur ce dernier afin de venir fixer la première extrémité du scotch, puis appliquer une légère pression sur le reste du scotch à fixer dans la rainure avec un coton-tige.
- Décoller la partie du scotch où se situe la jauge tout en gardant un point de fixation au niveau du caoutchouc.
- Appliquer le produit bleu sur le terminal puis la jauge. Laisser s'évaporer le produit
- Déposer une à deux gouttes de M-Bond 200 dans la rainure à l'aide d'une pointe métallique
- Refermer le scotch et coller la jauge en appliquant une première pression avec un coton-tige.

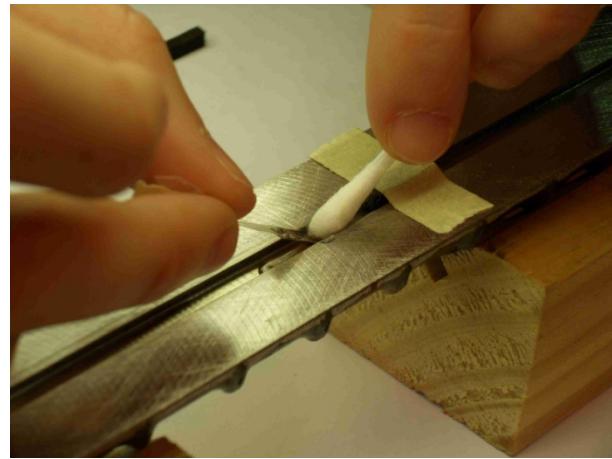


Figure B6 : Phase de collage de jauge

- A l'aide de deux morceaux de caoutchouc souple de dimension inférieure à la largeur de la crénelure, appliquer une pression avec le premier caoutchouc sur la jauge et avec le deuxième, sur le terminal durant une minute minimum. Apporter une plus grande attention sur la pression appliquée sur la jauge.

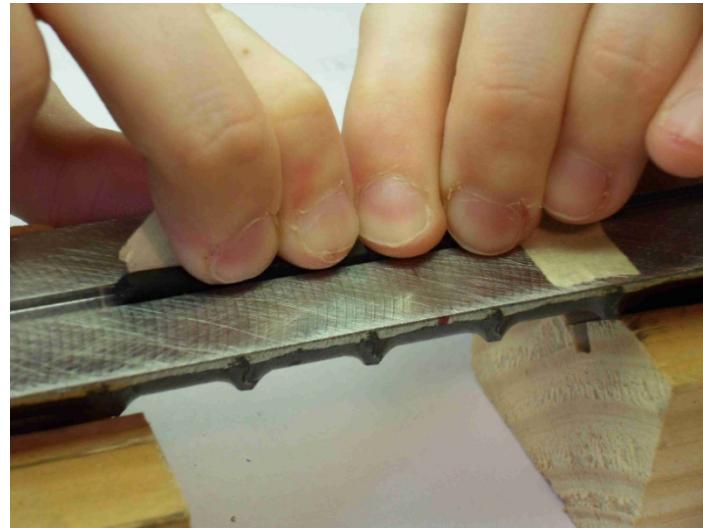


Figure B7 : Appliquer une pression sur la jauge et le terminal à partir de caoutchouc souple  
durant une minute

Le résultat final de l'étape de collage est présenté sur la Figure B8.

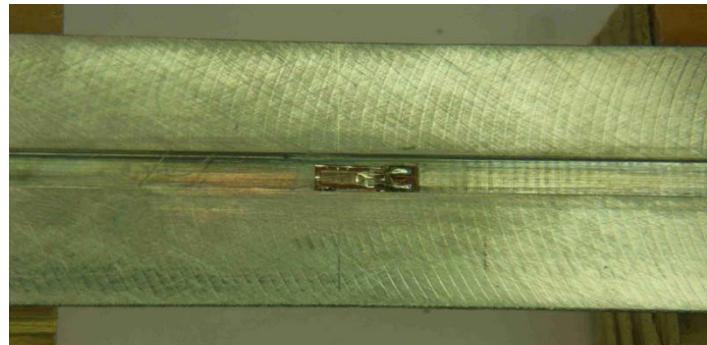


Figure B8 : Résultat du collage d'une jauge dans la rainure interne

17. Tracer deux points rouges de chaque côté de la barre où se situe l'axe de la jauge. Ce marquage permettra de localiser facilement la position des jauge une fois les demi-barres collées.

## B.5. Fin de préparation de l'instrumentation

18. Dénuder les petits fils avec la pince coupe en frottant très légèrement la protection plastique des fils.
19. Étamer les extrémités dénudées. Étamer le fils blanc et noir ensemble et le fil rouge seul.
20. Souder les fils sur les terminaux.
21. Appliquer une couche de Rosin Solvent pour enlever toutes les impuretés.
22. Appliquer une couche fine de Polyurethane liquide durcissant à l'air (M-Coat-A).



Figure B9 : a) Application du Rosin Solvent, b) Application de la fine protection de polyuréthane (M-Coat-A)

23. Vérifier la réponse de la jauge à partir d'un boîtier de lecture.

24. Vérifier qu'aucun court circuit n'est présent entre la jauge, les fils et la barre d'armature à l'aide d'un Ohmmètre.
25. Déposer une protection fine gomme noire sur les fils de jauge.

## B.6. Protéger/isoler les fils de connexion de la colle époxy

26. Déposer un petit bouchon de colle à 35 mm de l'extrémité haute de la barre (là où le filetage conique sera réalisé) dans chaque rainure des demi-barres. Ce bouchon de colle doit permettre de minimiser les infiltrations d'huile durant le processus de filetage.
27. Protéger par du ruban adhésif les deux surfaces des demi-barres à coller.
28. Sortir au maximum les fils de la rainure.
29. Enduire généreusement la rainure de gelée de pétrole.
30. Repositionner les fils dans la rainure.



Figure B10 : a) Rainure remplie de gelée de pétrole, b) Repositionnement des fils dans la rainure

31. Appliquer de nouveau un film de gelée de pétrole au dessus des fils de connexion.
32. Racler à l'aide d'une spatule l'excédent de graisse.
33. Décoller les scotchs.

## B.7. Collage des demi-barres d'armature

34. Déposer légèrement de la graisse blanche sur les crénélures extérieures afin que la colle ne s'accroche pas sur ces dernières.
35. Positionner un film de polyane.
36. Déposer la colle sur les surfaces à coller, puis étaler la colle avec une petite spatule en bois.
37. Bloquer la demi-barre inférieure avec deux points de colle HBM sur le système de serrage.



Figure B11 : Phase d'étalage de colle, épaisseur 0.1 mm

38. Positionner la demi-barre supérieure puis refermer le système de serrage avec le deuxième élément.
39. Serrer les serre-joints



Figure B12 : Mise en place du système de serrage et enregistrement des données

40. Attendre un temps de séchage de la colle de 48h.
41. Enregistrer les données de l'ensemble des jauge (Vérification de leur réponse).

## B.8. Réalisation du filetage conique à Armaco

42. Couler à l'extrémité qui sera filetée du silicone blanc dans la rainure pour isoler l'extrémité de tout apport d'huile durant le filetage.

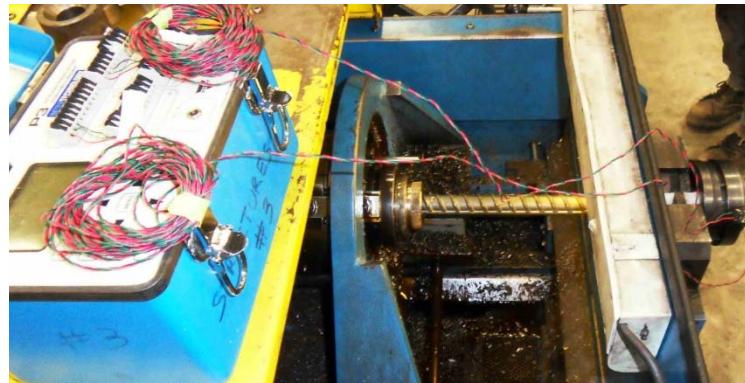


Figure B113 : Phase de filetage

43. Assister à la réalisation des filetages de barres.
44. Enregistrer les données de l'ensemble des jauge (Vérification de leur réponse).

### **B.9. Coulage du spécimen de joint de chevauchement**

45. Connecter l'ensemble des fils au système d'acquisition
46. Couler le béton à partir du centre du spécimen.
47. Enregistrer les données de l'ensemble des jauge (Vérification de leur réponse).
48. Protéger l'échantillon par un polyane.

### **B.10. Cure et acquisition**

49. Suivre la déformation de la barre durant l'hydratation, intervalle d'acquisition 5 min

### **B.11. Test mécanique**

50. Débrancher l'ensemble des fils de connexion du système d'enregistrement.
51. Installer le spécimen dans la presse.
52. Rebrancher l'ensemble des fils.

## **ANNEXE C - PROCÉDURE DE L'ESSAI DE TRACTION DIRECTE SUR JOINT DE CHEVAUCHEMENT – PRESSE MTS**

### **C.1. Montage du système de mise en traction dans la presse**

#### **C.1.1 Assemblage au sol de la partie inférieure**

1. Mettre en place les 2 entretoises inférieures au niveau des trous de fixations prévus, soit un espacement de 750 mm.
2. Assembler au sol les deux poutres de transfert avec les 3 entretoises à l'aide des tiges filetées 1/2", rondelles, écrous hexagonaux. L'assemblage doit être réalisé sur la base métallique de la presse MTS, de manière à avoir une planéité parfaite pour l'assemblage des poutres.
3. Effectuer un serrage léger des tiges filetées sur les entretoises.

#### **C.1.2 Assemblage au sol de la partie supérieure**

4. Amener un chariot élévateur au pied du montage et resserrer ses fourches de manière à avoir entre 500 et 550 mm entre les bords extérieurs des pales.
5. Assembler au sol les deux poutres de transfert avec les 3 entretoises à l'aide des tiges filetées 1/2", rondelles, écrous hexagonaux. L'assemblage doit être réalisé sur la base métallique de la presse MTS, de manière à avoir une planéité parfaite pour l'assemblage des poutres.
6. Soulever le système de poutre raidie (150 kg) avec le pont roulant et le déposer sur le chariot élévateur.
7. Positionner les 2 blocs d'entretoises aux extrémités des poutres de transferts sur le chariot élévateur.
8. Installer deux plaques de plywood (dim 4" x 12") de part et d'autre de chaque bloc d'entretoise tel que montré sur la Figure C2 et serrer le tout avec deux serre-joints. Le bloc ainsi serré ne peut plus tomber durant la manutention.
9. Fixer temporairement le système de poutre raidie sur les pales du chariot élévateur à l'aide de serre-joints.

### C.1.3 Assemblage de la partie supérieure sur la base de la presse

10. Lever le système de poutres raidies avec entretoises à l'aide du chariot élévateur en face des trous prévus pour la fixation de la partie supérieure.
11. Insérer dans chaque boulon socket head 23", la rondelle et la plaque d'appui prévues (15 kg), puis visser dans le trou fileté de la plaque supérieure de la presse.
  - Une personne va maintenir une plaque d'appui (5,4kg) au contact inférieur des poutres de transfert.
  - Une deuxième personne va faire passer un boulon de 23 pouces avec rondelle à travers la plaque d'appui jusqu'au trou de fixation et faire un premier serrage manuel grâce à une clé Allen adaptée (Idem pour l'autre extrémité)
12. Retirer le chariot élévateur de l'emprise de la presse.

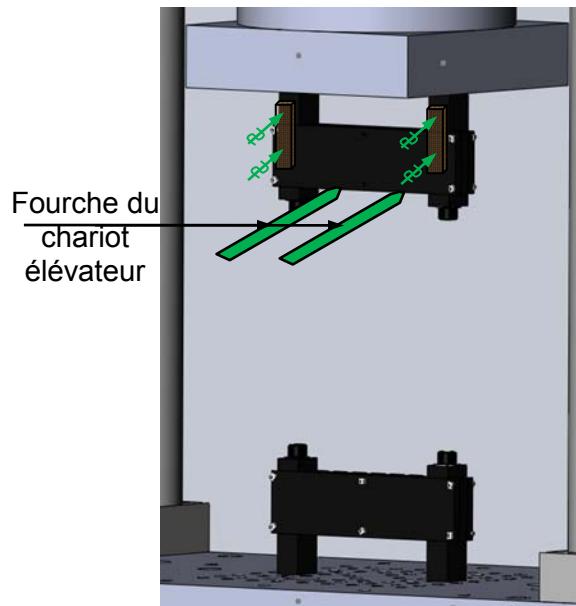


Figure C1 : Installation du la partie supérieur de la presse

### C.1.4 Assemblage de la partie inférieure sur la base de la presse

13. Lever le système de poutre raidie à l'aide du chariot élévateur avec une sangle.
14. Déposer le système de poutre raidie sur les 2 entretoises.
15. Fixer à chaque extrémité du montage à l'aide d'un serre joint deux plywood (dim 4" x 12") venant maintenir les poutres de transfert aux entretoises, tel que montré sur la Figure C2.

Cette opération assurera le maintien des poutres de transfert jusqu'à la phase de post tension ultérieure.

16. Effectuer un serrage fort sur le raidisseur.

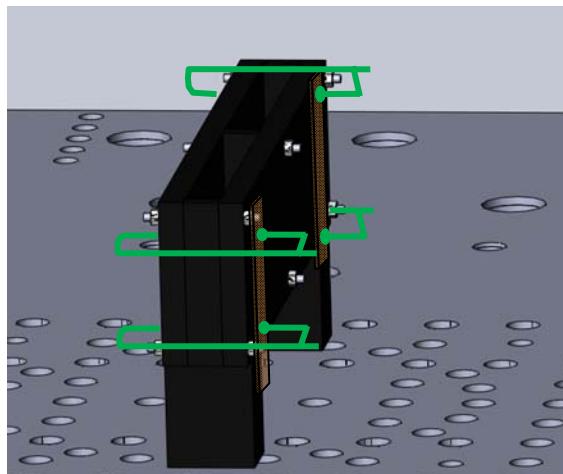


Figure C2 : Maintien temporaire de la poutre de transfert assemblée

17. Déposer les deux plaques d'appui, rondelle au-dessus des poutres de transferts, au droit des entretoises.
18. Insérer deux boulons socket head de 23" de long à travers les plaques d'appuis, jusqu'aux trous de fixations prévus.
19. Effectuer un serrage manuel léger des boulons avec une clef Allen.

### C.1.5 Alignement et serrage de la partie inférieure et la partie supérieure du montage

20. Lever la traverse supérieure afin d'avoir une hauteur libre d'environ 2 m entre les parties inférieure et supérieure du montage.
21. A l'aide du niveau laser, s'assurer de l'alignement transversal des poutres de transfert en visant au laser l'axe des écrous 1/2" situé au centre des poutres de transfert (Figure C3-a).
22. Vérifier l'alignement vertical des deux jeux de poutres de transfert (inf. et sup.) en collant un niveau entre les deux faces extérieures du montage et en positionnant le niveau laser tel qu'indiqué sur la Figure C3-b.
23. Vérifier l'horizontalité des deux jeux de poutres raidies en positionnant le niveau sur la surface supérieure des poutres de transfert.

Une fois l'ensemble des vérifications validées, finaliser le serrage à la clef Allen par un serrage fort.

24. Prévoir une butée pour la TX8 fixée sur les plateaux de la presse.
25. Mettre en post tension les boulons de la partie inférieure avec la torqueuse hydraulique TX8.

La charge de post-tension à mettre est de 750 kN.

Dans un premier temps, le couple de serrage à ne pas dépasser doit être calculé en considérant un boulon parfaitement graissé,  $k = 0.15$ , avec un contrainte de post-tension ne dépassant pas 75% de  $f_y$ . Soit :

$$P_{75\%,f_y} = 0.75 f_y A_{nette} = 0.75 * 965 * 1796 E^{-3} = 1300 kN$$

Le calcul du couple de serrage s'effectue selon la formule suivante :

$$C = k d P$$

$$\text{Soit : } C = 0.15 * 50.8 * 1300 = 9906 N.m$$

Ce couple correspond au couple à ne jamais dépasser lors du serrage.

Pour connaître le couple de serrage à appliquer pour s'assurer d'avoir 750 kN de post-tension, considérons le cas critique d'un frottement sec, soit  $k = 0.2$ , alors :

$$C = 0.2 * .0508 * 750000 = 7620 N.m = 5620 lbs.ft$$

Ce couple de serrage correspond à une pression de serrage à l'aide de la TX8 de 6450 psi.

26. Redescendre la traverse supérieure à hauteur d'homme, puis mettre en post tension les deux boulons de la partie supérieure à une pression de 6450 Psi.

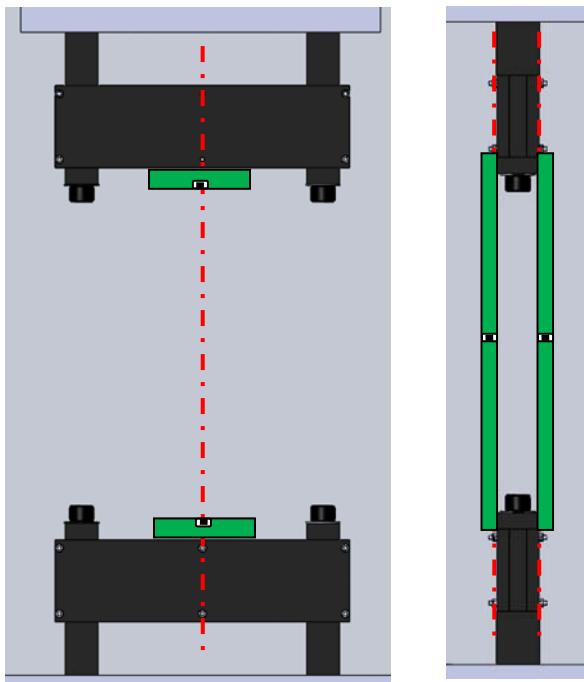


Figure C3 : Alignement Laser, a) Alignement transversale et horizontalité, b) Alignement verticale et verticalité

## C.2. Procédure de test de validation préliminaire

27. Assembler les tiges filetées calibrées B7, utilisées dans le projet de Dagenais (2014).
28. Insérer les tiges filetées dans le montage dans la configuration des barres chevauchées le plus espacées, soit un espacement entre axe de 272 mm.
29. Fixer les tiges filetées à l'aide d'écrous hexagonaux sur des plaques de transfert.
30. Connecter les fils de jauge au système d'acquisition.
31. Vérifier la vitesse d'acquisition, 1Hz.
32. Mesurer la distance de la tige filetée entre point de fixation de manière à être capable de calculer la rigidité du montage seul.
33. Vérification du protocole de chargement 5 kN/min.
34. La charge maximale à ne pas dépasser doit correspondre à 50% de la limite élastique soit pour une barre B7 d'un pouce (Anette = 391 mm<sup>2</sup>) :

$$F_{max} = 50\% A_{nette} \sigma_y = 391 * 720 = 140 \text{ kN}$$

35. S'assurer du transfert d'effort de manière égale dans chaque barre.
36. Réaliser plusieurs cycliques de charge-décharge – vérification de l'élasticité.

37. Réaliser un test avec le décalage d'une tige fileté de 38,6 mm, pour quantifier l'erreur commise par le mauvais alignement du spécimen.

### **C.3. Démontage du système de mise en traction dans la presse**

#### **C.3.1 Desserrage de la partie supérieure et la partie inférieure du montage**

38. Redescendre la traverse supérieure à hauteur d'homme puis desserrer les deux boulons de la partie supérieure avec la TX8 jusqu'à ce qu'il soit possible de les desserrer ensuite avec une clef Allen.

39. Desserrer les boulons inférieurs avec la TX8.

#### **C.3.2 Démontage de la partie supérieure**

40. Positionner le chariot élévateur sous en sous face du système de poutre raidie.

41. Fixer temporairement le système de poutre raidie sur les pales du chariot élévateur à l'aide de serre-joint.

42. Installer deux plaques de plywood (dim 4" x 12") de part et d'autre de chaque bloc d'entretoise tel que montré sur la Figure C2 et serrer le tout avec un serre-joint. Le bloc ainsi serré ne peut plus tomber durant la manutention.

43. Dévisser chaque boulon socket head 23", la rondelle et la plaque d'appui prévues (15 kg).

- Une personne va maintenir la plaque d'appui (5,4kg) au contact inférieur des poutres de transfert.
- Une deuxième personne va faire dévisser le boulon de 23 pouces avec une clef Allen.

44. Retirer le chariot élévateur de l'emprise de la presse avec la poutre raidie.

45. Démonter au sol des deux poutres de transfert avec les 3 entretoises à l'aide des tiges filetées 1/2", rondelles, écrous hexagonaux. L'assemblage doit être réalisé sur la base métallique de la presse MTS de manière à avoir une planéité parfaite pour l'assemblage des poutres.

46. Ranger et identifier chaque pièce dans le laboratoire.

#### **C.3.3 Démontage de la partie inférieure**

47. Présenter les fourches du chariot élévateur en sous face des poutres de transfert.

48. Fixer temporairement le système de poutre raidie sur les pales du chariot élévateur à l'aide de serre-joint.
49. Installer deux plaques de plywood (dim 4" x 12") de part et d'autre de chaque bloc d'entretoise tel que montré sur la Figure C2 et serrer le tout avec un serre-joint. Le bloc ainsi serré ne peut plus tomber durant la manutention.
50. Dévisser chaque boulon socket head 23", la rondelle et la plaque d'appui prévues (15 kg).
51. Retirer le chariot élévateur de l'emprise de la presse avec la poutre raidie.
52. Démonter au sol des deux poutres de transfert avec les 3 entretoises à l'aide des tiges filetées 1/2", rondelles, écrous hexagonaux. L'assemblage doit être réalisé sur la base métallique de la presse MTS de manière à avoir une planéité parfaite pour l'assemblage des poutres.
53. Ranger et identifier chaque pièce dans le laboratoire

## **C.4. Procédure de test des spécimens**

### **C.4.1 Préparation des spécimens avant d'être installé dans la presse**

54. S'assurer que l'ensemble des 8 jauge béton et jauge aciers sont connectées par un fils de connexion.
55. Vérifier que les 8 plaques supports en verre pour les capteurs de glissement sont collées aux extrémités du spécimen.
56. Vérifier que les plots pour les supports de capteur linear pot sont collés.

### **C.4.2 Installation du spécimen dans le montage expérimental**

57. Mettre en place les blocs plastiques support des capteurs de glissement autour des barres 35M du spécimen à tester.
58. Graisser les 4 coupleurs au niveau des filets droits et coniques à la graisse blanche.
59. Lever le spécimen à deux personnes afin d'avoir les barres extérieures en partie haute. Une personne doit contrôler sa stabilité en le maintenant par les barres supérieures. Le spécimen repose au sol sur les coupleurs.
60. Visser les tiges deux filetées des barres supérieures.
61. Insérer le HSS pré-percé au niveau des deux tiges filetées.
62. Visser les deux écrous 2" aux extrémités des tiges filetées.

63. Insérer les sangles de levage dans les points de levage.
64. Lever le spécimen avec le chariot élévateur et transporter le spécimen au droit du montage.

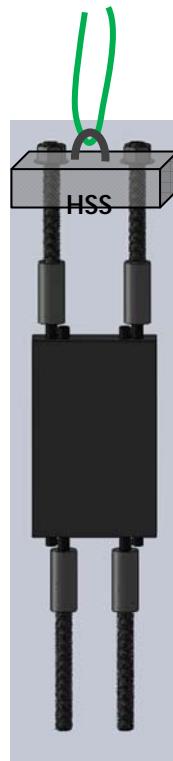


Figure C4 : Phase de levage du spécimen

65. Visser les deux tiges filetées inférieures.
66. Lever la traverse supérieure de la presse afin de ne pas être gêné par le système de mise en traction supérieur. Déposer le spécimen dans le système de mise en traction inférieure, à savoir rentrer les deux tiges filetées entre les deux poutres de transfert puis faire reposer le spécimen par l'intermédiaire des coupleurs sur les poutres de transfert inférieures.
67. Insérer les 2 plaques d'appui, rondelles, et visser légèrement les boulons sur les tiges filetées inférieures pour s'assurer du maintien du spécimen pendant son positionnement (Figure C5).
68. Si le spécimen est trop instable, le maintenir avec le chariot élévateur en fixant des 4x4 serrant le spécimen.

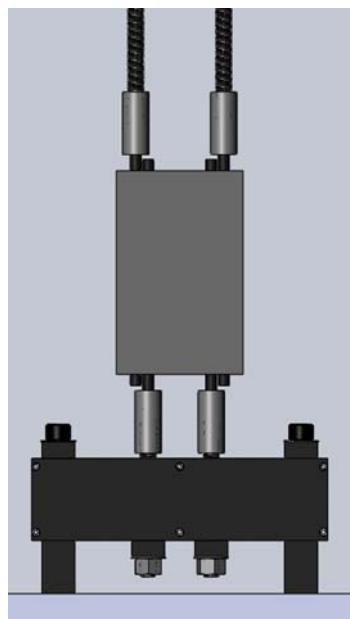


Figure C5 : Stabilité du spécimen assuré par les coupleurs inférieurs reposant sur les poutres de transfert

69. Dévisser les écrous supérieurs et retirer le HSS.
70. Redescendre la traverse progressivement de la presse MTS.
71. Insérer les 2 plaques d'appui, rondelles, et visser les boulons à mesure que tiges filetées sont accessible en partie supérieur des poutres de transfert supérieures.

#### C.4.3 Positionnement et Réglage de l'instrumentation

72. Mesurer la largeur du spécimen (normalement 392 mm), tracer aux deux extrémités du spécimen deux traits au centre du spécimen.
73. A l'aide du laser, centrer le spécimen de manière à axer les deux traits sur la face du spécimen avec l'axe des écrous centrale de la partie inférieure et supérieure (Figure C6).
74. Vérifier la verticalité et l'horizontalité du spécimen à l'aide d'un petit niveau.
75. Si nécessaire, venir « shimer » quelques fines plaques d'acier entre la poutre de transfert et la plaque d'appui en question.

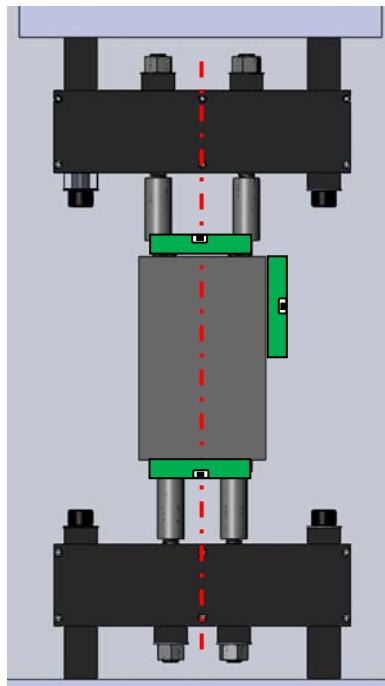


Figure C6 : Centrage au laser et vérification de la verticalité

76. Installer les 8 LinearPot sur les plots des Face F1 et F3
77. Connecter les 16 fils de jauge et 8 LinearPot au système d'acquisition.
78. Installer les 8 capteurs de glissement et fixation des supports.
79. Scotcher l'ensemble des fils de façon à avoir le maximum de visibilité des faces de béton.
80. Fixer fermement les supports des LVDT à l'aide du gabarit. S'assurer que la vis de serrage ne vient pas endommager la jauge collée à la surface de la barre.
81. Allumer le bloc d'alimentation des capteurs. S'assurer qu'il soit bien à 6V et 20V. Ajuster la course des capteurs de glissement (+/- 0.1 mm).
82. Connecter le contrôleur au système d'acquisition.
83. Décoller les films protection des jauge béton.
84. Mesurer au pied à coulisse la position de l'axe des blocs supports de capteur de glissement par rapport à la surface.
85. Mesurer la distance L0 entre axes des plots des potentiomètres linéaires.

#### C.4.4 Calibration des forces dans chaque barre

86. Démarrer le contrôleur.

87. Démarrer le système d'acquisition.
88. Vérifier la vitesse d'acquisition, 1Hz.
89. Démarrer l'acquisition.
90. Effectuer des cycles nécessaires (5% de  $F_{y\text{tot}}$ ) afin de s'assurer que la différence de charge entre les deux barres par rapport à la force moyenne est inférieure à 5%.
91. Décharger, mais pas totalement, laisser une petite précharge avant de débuter le test.
92. Stopper et sauvegarder l'acquisition.

#### **C.4.5 Réalisation de l'essai**

93. Vérifier le protocole de chargement, contrôle en déplacement de la presse environ 0.03mm/s. S'assurer de la vitesse de chargement constante à 5 kN/min. Une fois la phase post-pic atteinte, conserver la vitesse de chargement à ce stade jusqu'à la fin de l'essai.
94. Vérifier la vitesse d'acquisition, 1 Hz.
95. Vérifier la bonne réponse des jauge et capteurs et le coefficient de jauge :
96. Installer les spotlight, les deux appareils photo et caméra vidéo tel que présenté sur la Figure C7.
97. Régler les deux appareils photo en mode manuel pour que les réglages photos ne soient pas modifiés durant l'essai.
98. Installer les caméras vidéo.
99. S'assurer avant de démarrer l'essai que les batteries des deux appareils numériques soient suffisantes et que les caméras vidéo soient branchées sur le secteur.
100. Prendre, avec les deux appareils, la feuille d'indication du nom de l'essai/date/chevauchement.
101. Démarrer l'enregistrement des caméras vidéo.
102. Démarrer du système d'acquisition.
103. Prendre en photo les deux faces : photos de référence.
104. Démarrer le chargement.
105. Prendre une photo de chaque face tous les 10 kN jusqu'au pic.
106. En phase post-pic, prendre une photo à chaque perte de 50 kN, ainsi qu'à chaque événement majeur dans la progression de la rupture du spécimen.
107. Stopper l'acquisition lorsque l'essai est considéré comme terminé.

108. Stopper l'enregistrement des caméras vidéo.
109. Ne pas décharger, enlever dans un premier temps les linéaires pot pour prendre une photo de chaque face F1 et F3 au complet.
110. Décharger complètement le spécimen.

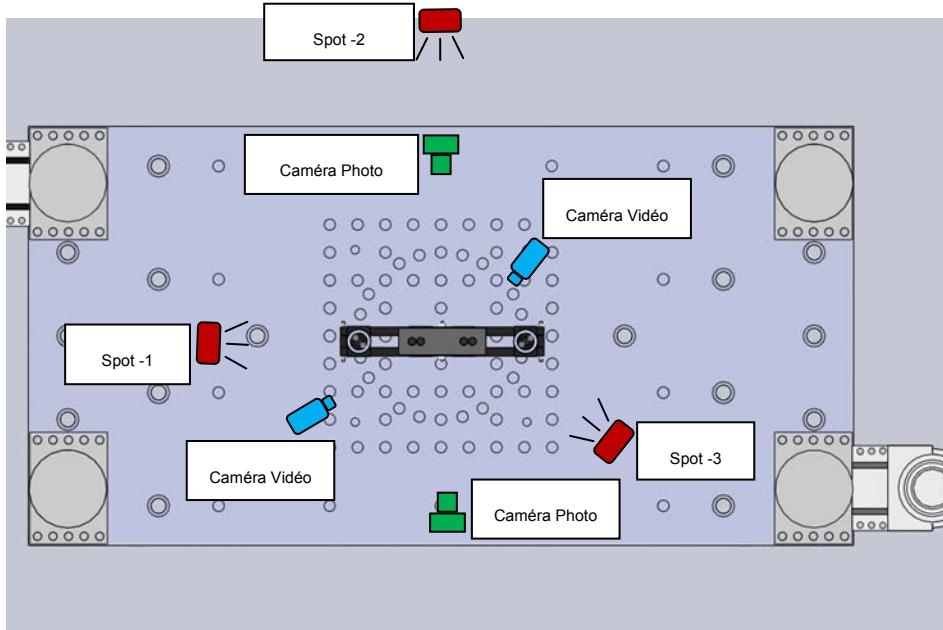


Figure C7 : Position des caméras photo, vidéo et spotlight

#### C.4.6 Démontage du spécimen

111. Déconnecter l'ensemble des fils au système d'acquisition.
112. Enlever les 8 LinearPot et les 8 capteurs de glissement.
113. Desserrer les écrous inférieurs, enlever rondelles et plaques de butée.
114. Descendre la presse afin que les coupleurs inférieurs reposent sur les poutres de transfert.
115. Desserrer les boulons supérieurs, enlever rondelles et plaques de butée.
116. Revenir fixer les écrous inférieurs pour assurer le maintien du spécimen durant l'installation du système de levage avec l'HSS.
117. Relever la presse.
118. Introduire le HSS dans les tiges filetées supérieures puis le serrer avec les boulons 2".
119. Enlever le spécimen de la presse.
120. Dévisser les tiges filetées et coupleurs à chaque extrémité des barres.

## ANNEXE D - RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX DÉTAILLÉS

### D.1. Essais de caractérisation

#### D.1.1 Essai de compression uniaxiale et module d'élasticité

##### D.1.1.1 BFUP 4%

###### BFUP4% @ 28j

Spécimen	f'c [MPa]	f'c min [MPa]	f'c max [MPa]	E <sub>c</sub> [MPa]	ν [-]
25-5D-F4-1					
25-12D-F4-1	104.4	99.3	107.8	35360.0	0.2
25-12D-F4-2					
25-8D-F4	106.2	99.2	111.1	36569	0.22
25-5D-F4	115.5	112.3	117.2	32017	0.19
25-10D-F4	115.1	111.0	120.2	36795	0.26
35-5D-F4					
35-10D-F4	117.3	112.3	121.3	32668	0.20
35-18D-F4					
Moyenne	<b>111.7</b>	106.8	115.5	34681.8	0.2

###### BFUP4% @ 233j

35-5D-F4					
35-10D-F4	135.2	128.6	141.8	39070.0	0.3
35-18D-F4					

### D.1.2.1 BFUP 2%

#### BFUP2% @ 28j

Test	f'c [MPa]	f'c min [MPa]	f'c max [MPa]	Ec [MPa]	v [-]
25-5D-F2	119.6	110.0	130.1	37833	0.22
25-10D-F2	126.3	123.9	129.2	36017	0.19
35-5D-F2					
35-10D-F2	127.7	119.6	134.1	38419.0	0.2
35-18D-F2					
	124.5	110.0	134.1	37423.0	0.2
<b>BFUP2% @ 193j</b>					
35-5D-F2					
35-10D-F2	153.3	143.0	160.3	38221.0	0.2
35-18D-F2					

### D.1.3.1 BFUP 1%

#### BFUP1% @ 28j

Test	f'c [MPa]	f'c min [MPa]	f'c max [MPa]	Ec [MPa]	v [-]
25-5D-F1	132.3	115.8	145.6	36746	0.23
25-10D-F1	138.0	120.5	145.0	36157	0.24
35-5D-F1					
35-10D-F1	139.9	132.6	146.5	37552	0.2
35-18D-F1					
	136.7	123.0	145.7	36818	0.2
<b>BFUP1% @ 190j</b>					
35-5D-F1					
35-10D-F1	166.6	162.5	170.2	40218	0.2
35-18D-F1					

### D.1.4.1 BFUP 0% (sans fibre)

#### BFUP0%

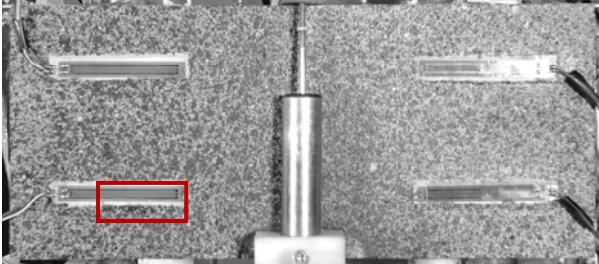
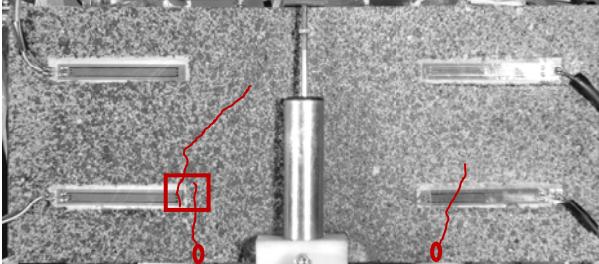
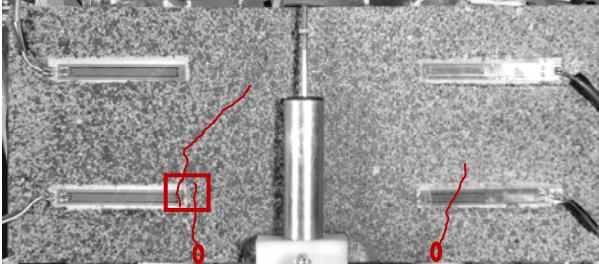
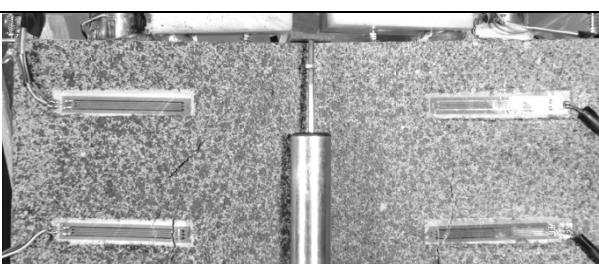
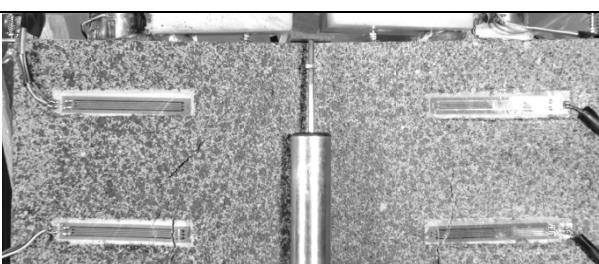
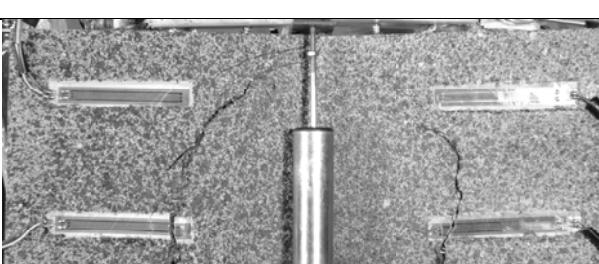
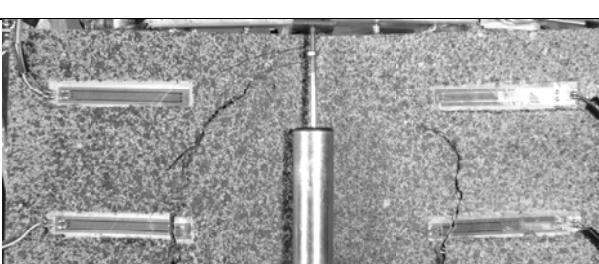
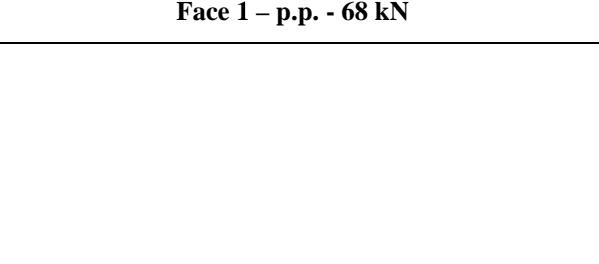
Test	f'c [MPa]	f'c min [MPa]	f'c max [MPa]	Ec [MPa]	v [-]
25-10D-F0	143.2	141.3	145.4	37578	0.23

### D.1.2 Essai de traction directe uniaxiale

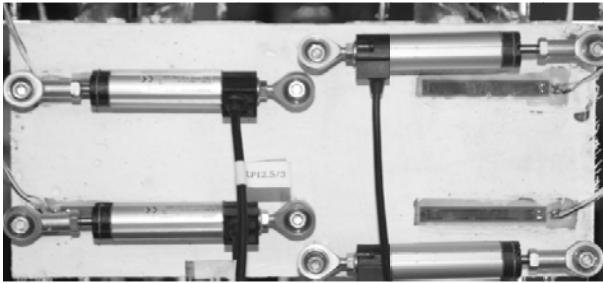
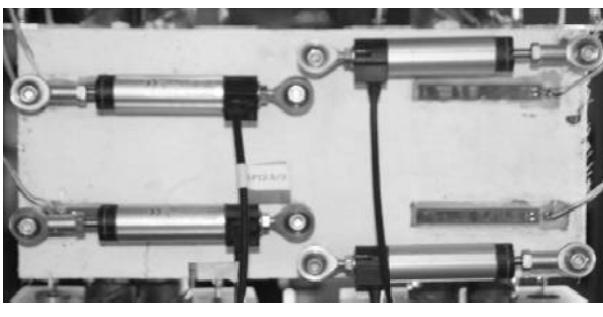
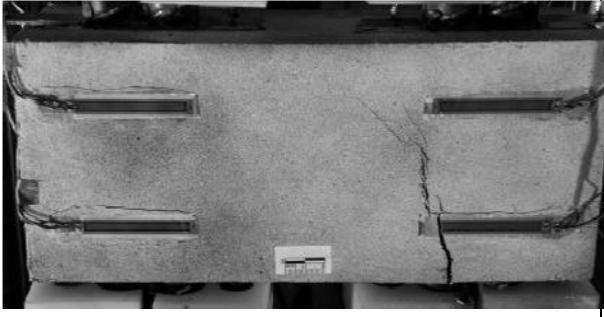
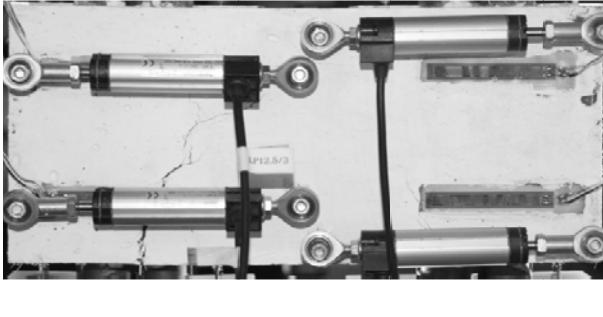
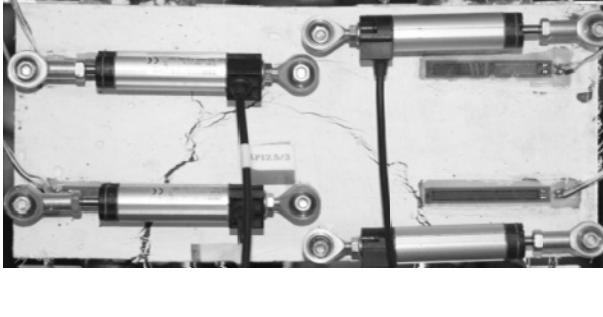
Spécimen	Âge du béton testé [day]	$f_{tp}$ [MPa]	$f_{ts}$ [MPa]	$f_{tm}$ [MPa]	$\epsilon_{tp}$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$\epsilon_{ts}$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]	$\epsilon_{tm}$ [ $\mu\text{m}/\text{m}$ ]
25-5D-F4-1	26	6.5	8.2	9.3	252.5	502.5	1694.4
25-5D-F4-2	28	6.9	9.0	12.8	208.1	374.0	2505.1
35-5D-F4	222	6.4	8.2	13.9	191.7	366.7	2808.5
25-8D-F4	28	6.8	8.3	10.5	197.7	347.9	2012.6
25-10D-F4	27	6.9	9.3	13.0	224.9	441.5	2292.1
35-10D-F4	224	6.4	8.2	13.9	191.7	366.7	2808.5
25-12D-F4-1	28	6.5	8.2	9.3	252.5	502.5	1694.4
25-12D-F4-2	29	6.5	8.2	9.3	252.5	502.5	1694.4
35-8D-F4	226	6.4	8.2	13.9	191.7	366.7	2808.5
25-5D-F2	28	5.3	7.0	8.3	209.7	426.8	3130.5
35-5D-F2	152	4.7	7.2	9.0	192.2	452.6	3928.7
25-10D-F2	28	5.1	7.2	8.1	174.6	462.4	2655.3
35-10D-F2	180	4.7	7.2	9.0	192.2	452.6	3928.7
35-18D-F2	182	4.7	7.2	9.0	192.2	452.6	3928.7
25-5D-F1	28	3.6	4.9	5.7	109.3	351.5	1870.7
35-5D-F1	197	3.4	5.9	6.3	109.9	425.5	3053.3
25-10D-F1	29	3.4	4.8	5.3	142.1	325.3	1878.6
35-10D-F1	201	3.4	5.9	6.3	109.9	425.5	3053.3
35-18D-F1	203	3.4	5.9	6.3	109.9	425.5	3053.3
25-10D-F0	28	2.49	-	-	-	-	-

## D.2. Suivi photo de la fissuration

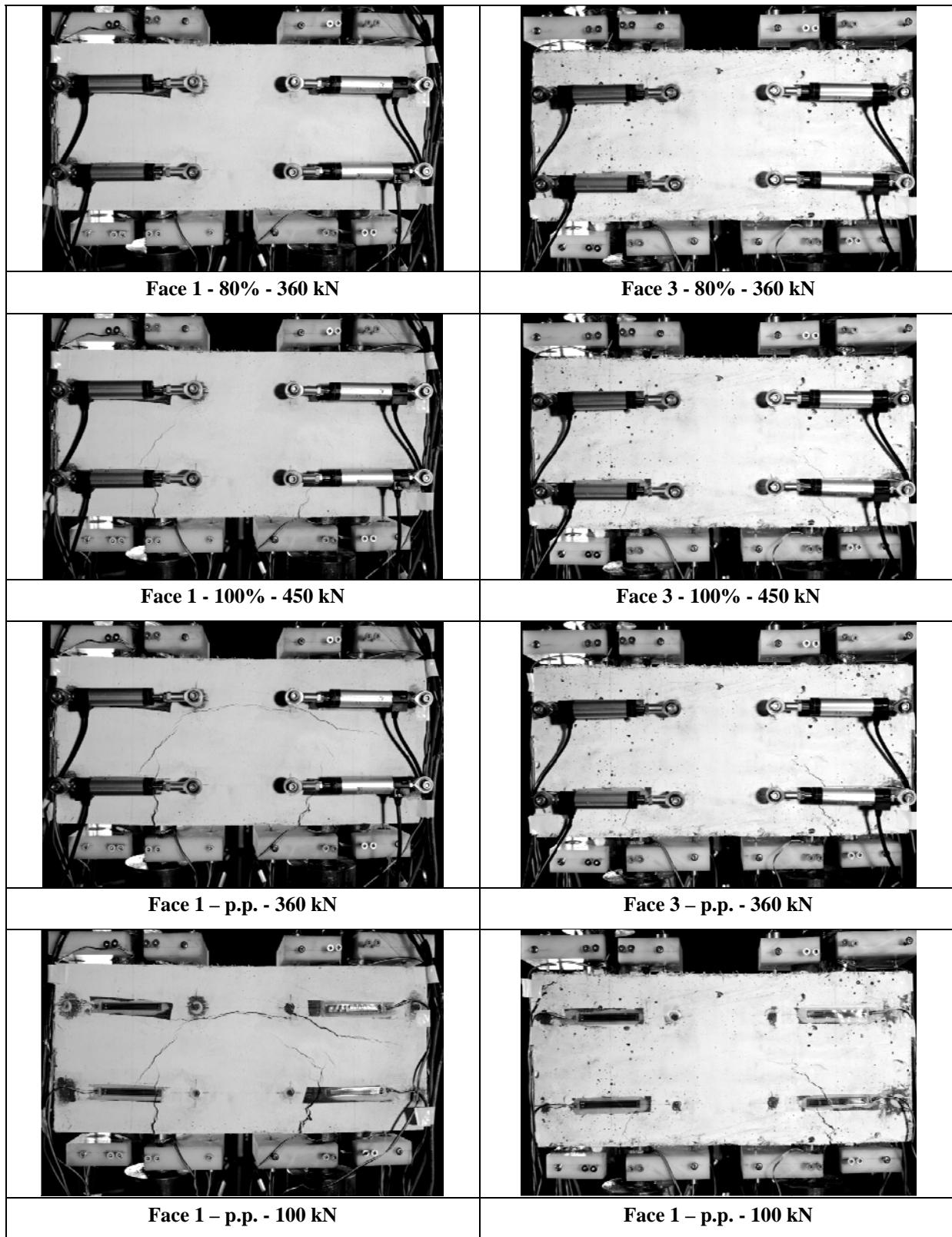
### D.2.1 Spécimen 25-5D-F4-1

	Face 1 - 83% - 171 kN		Face 3 – Photo non prise
	Face 1 - 100% - 206 kN		Face 3 - Photo non prise
	Face 1 – p.p. - 145 kN		Face 3 – Photo non prise
	Face 1 – p.p. - 68 kN		Face 3 – Photo non prise

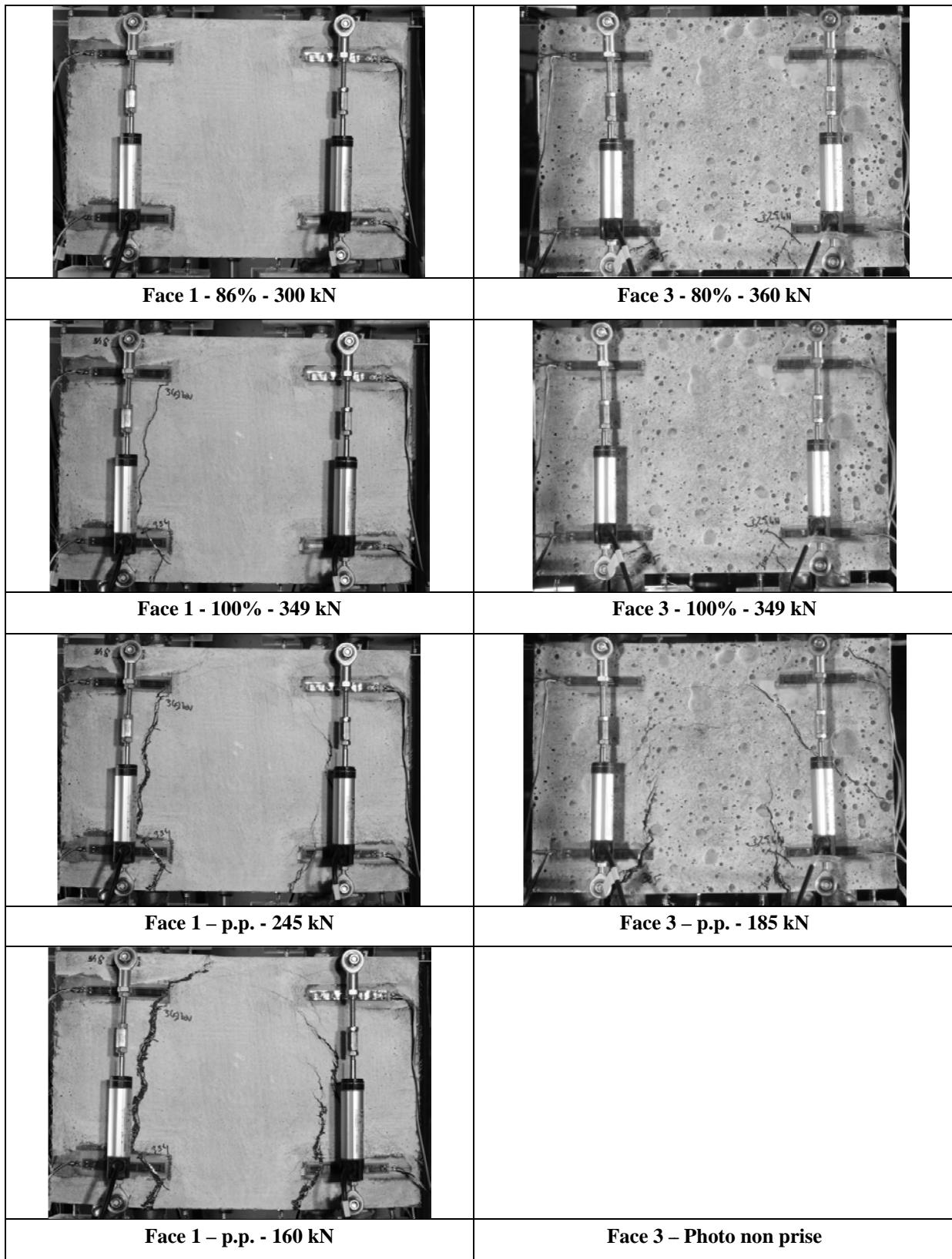
### D.2.2 Spécimen 25-5D-F4-2

	
Face 1 – Photo non prise	Face 3 - 80% - 360 kN
	
Face 1 - 100% - 219kN	Face 3 - 100% - 222 kN
	
Face 1 – p.p. - 113 kN	Face 3 – p.p. - 172 kN
	
Face 1 – p.p. - 97 kN	Face 1 – p.p. - 100 kN

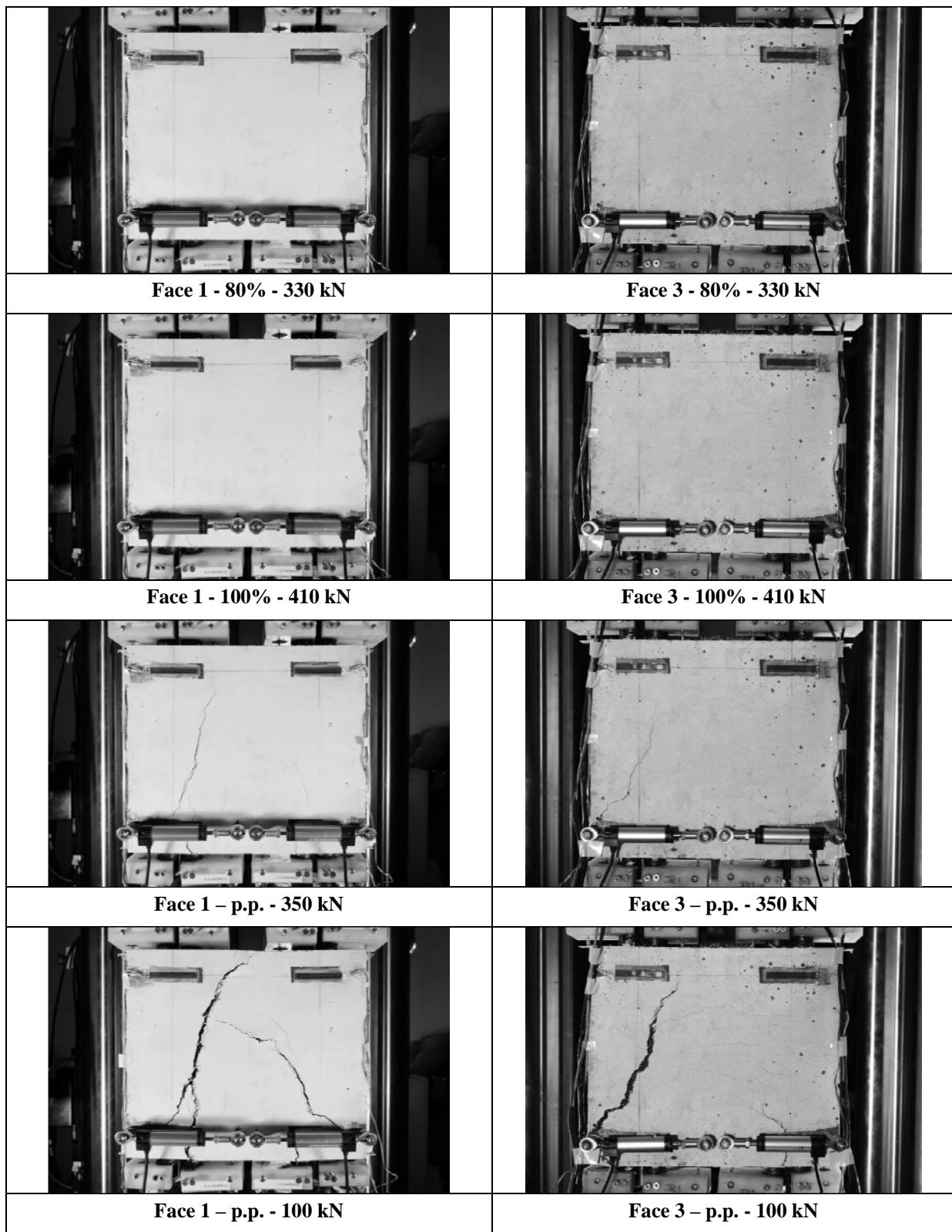
### D.2.3 Spécimen 35-5D-F4



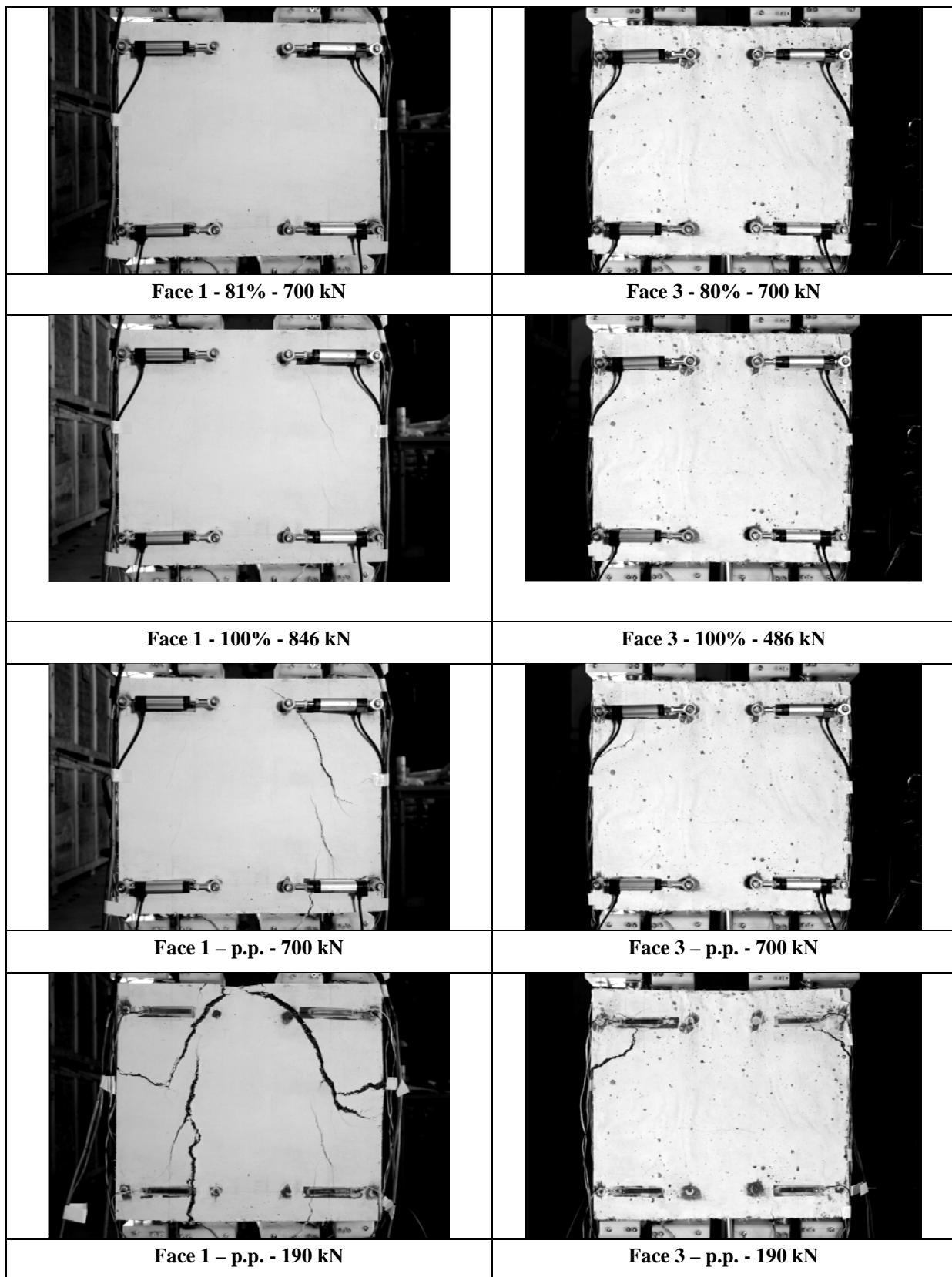
#### D.2.4 Spécimen 25-8D-F4



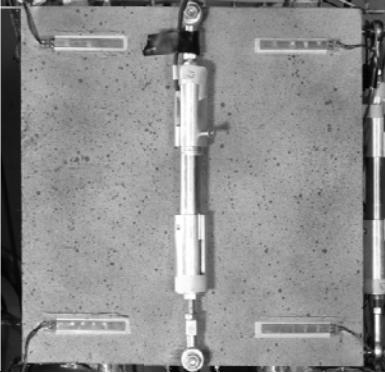
### D.2.5 Spécimen 25-10D-F4



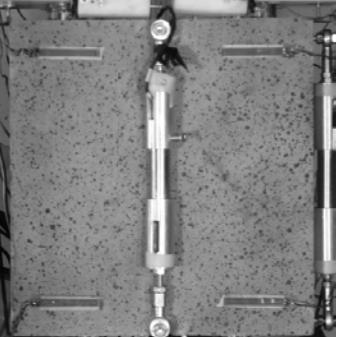
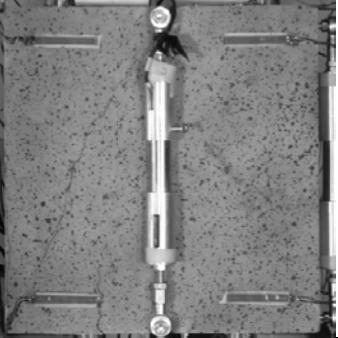
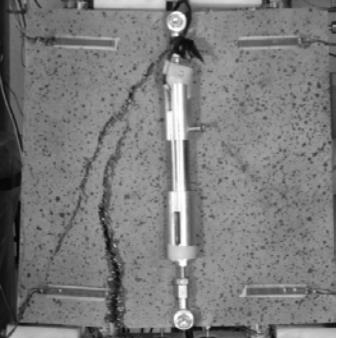
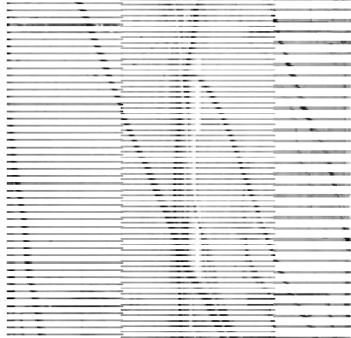
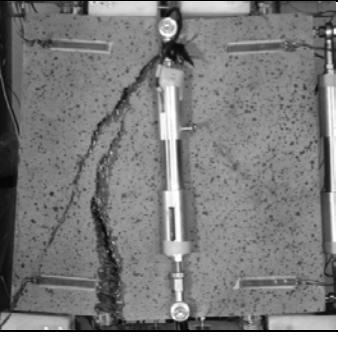
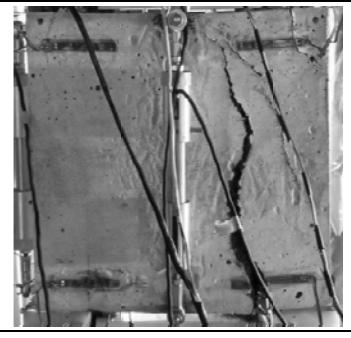
### D.2.6 Spécimen 35-10D-F4



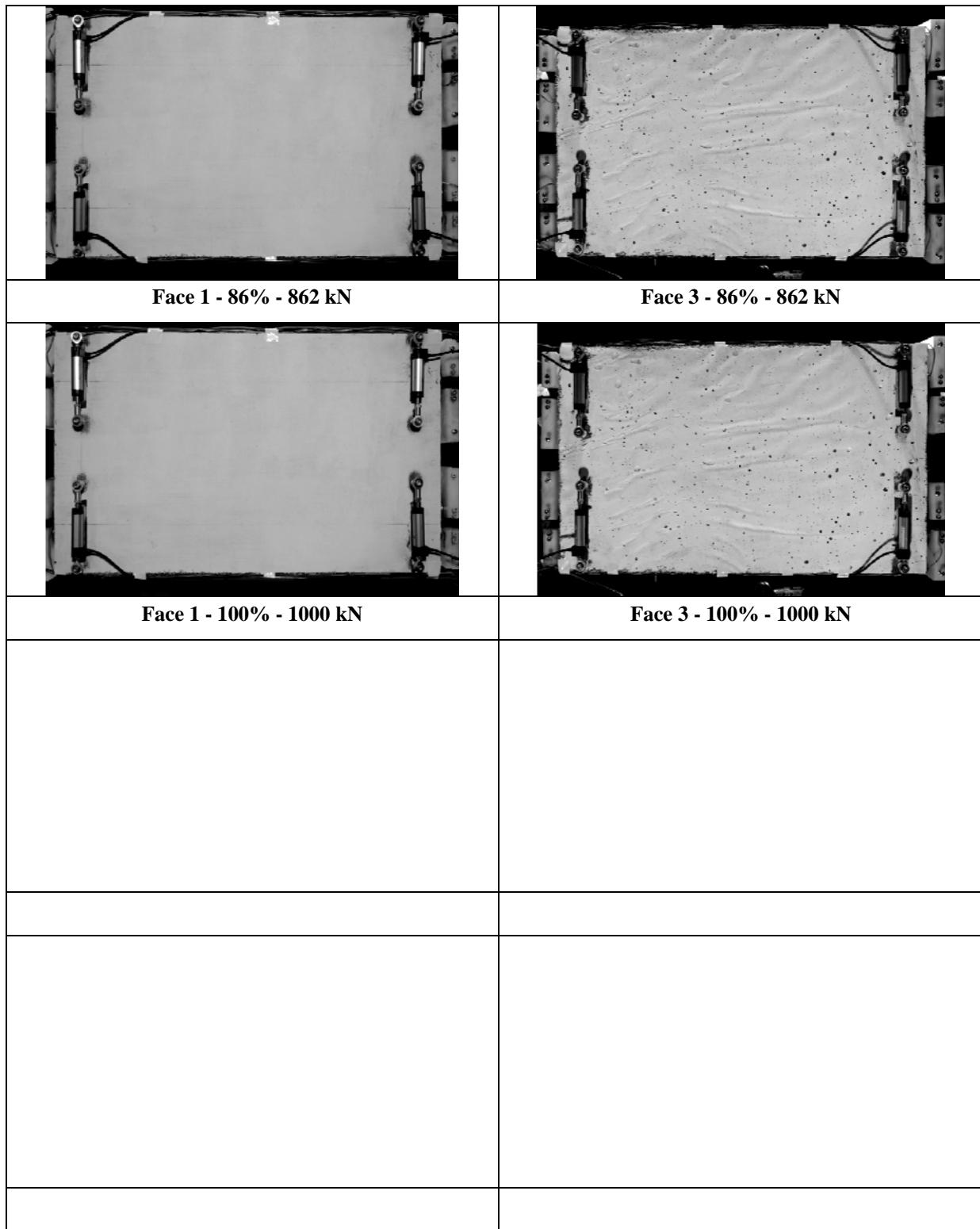
**D.2.7 Spécimen 25-12D-F4-1**

	
<b>Face 1 - 86% - 430 kN</b>	<b>Face 3 – Photo non prise</b>
<b>Face 1 - Photo non prise</b>	<b>Face 3 - Photo non prise</b>

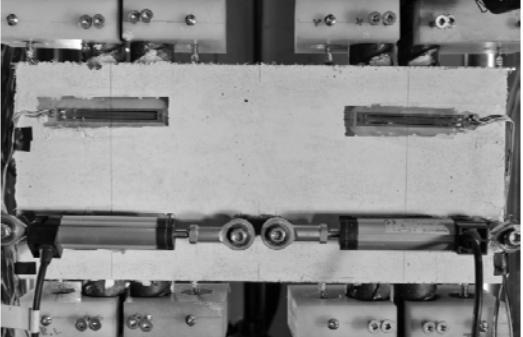
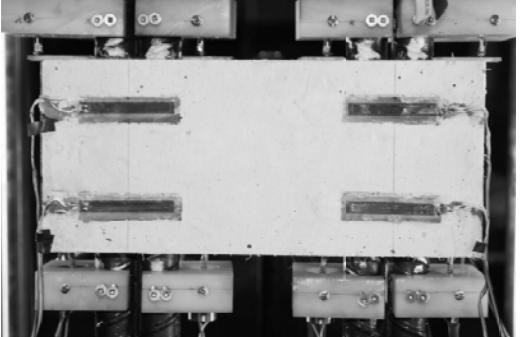
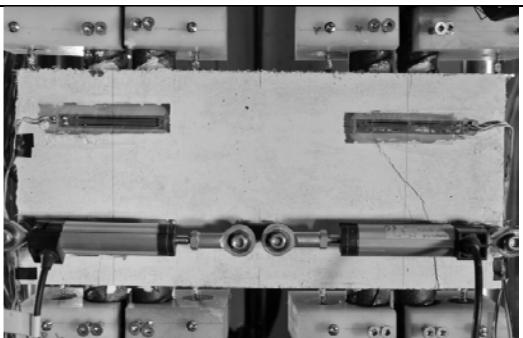
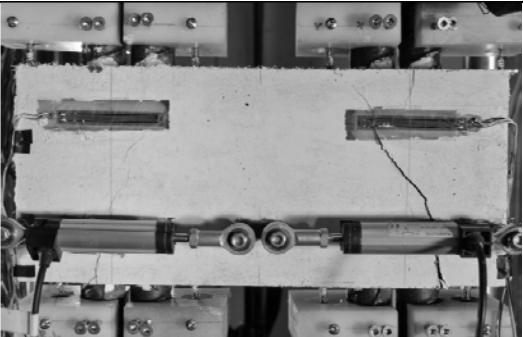
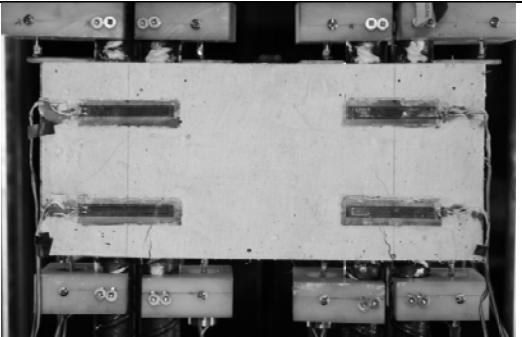
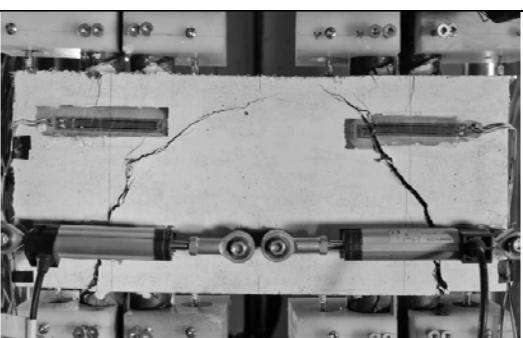
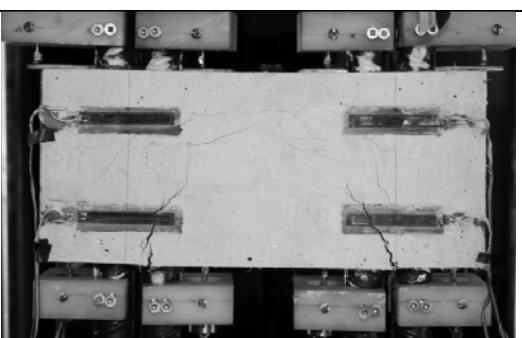
**D.2.8 Spécimen 25-12D-F4-2**

	
<b>Face 1 - 80% - 360 kN</b>	<b>Face 3 – Photo non prise</b>
	
<b>Face 1 - 100% - 450 kN</b>	<b>Face 3 - 100% - 450 kN</b>
	
<b>Face 1 – p.p. - 237 kN</b>	<b>Face 3 – p.p. 242 kN</b>
	
<b>Face 1 – p.p. - 110 kN</b>	<b>Face 3 – p.p. - 110 kN</b>

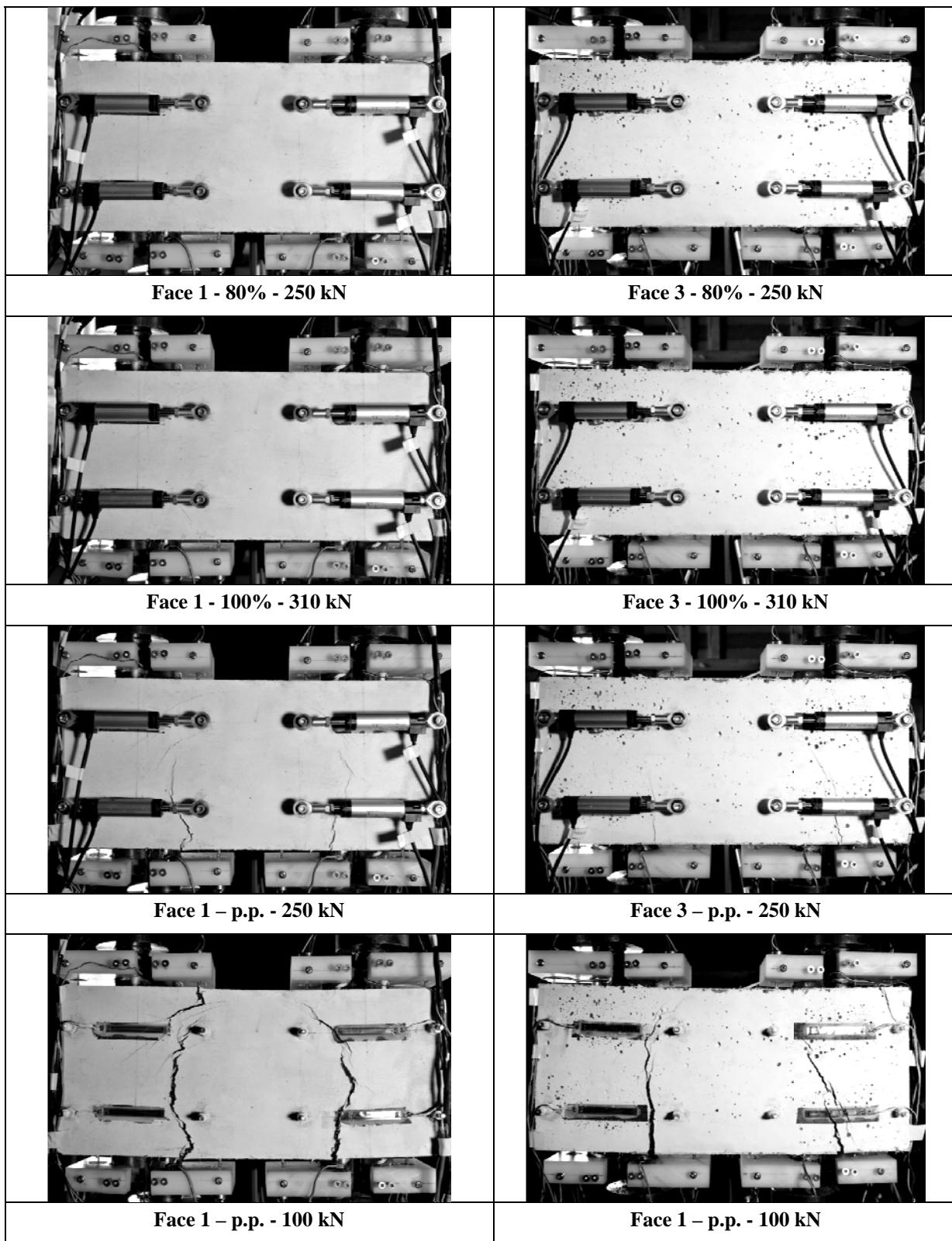
### D.2.9 Spécimen 35-18D-F4

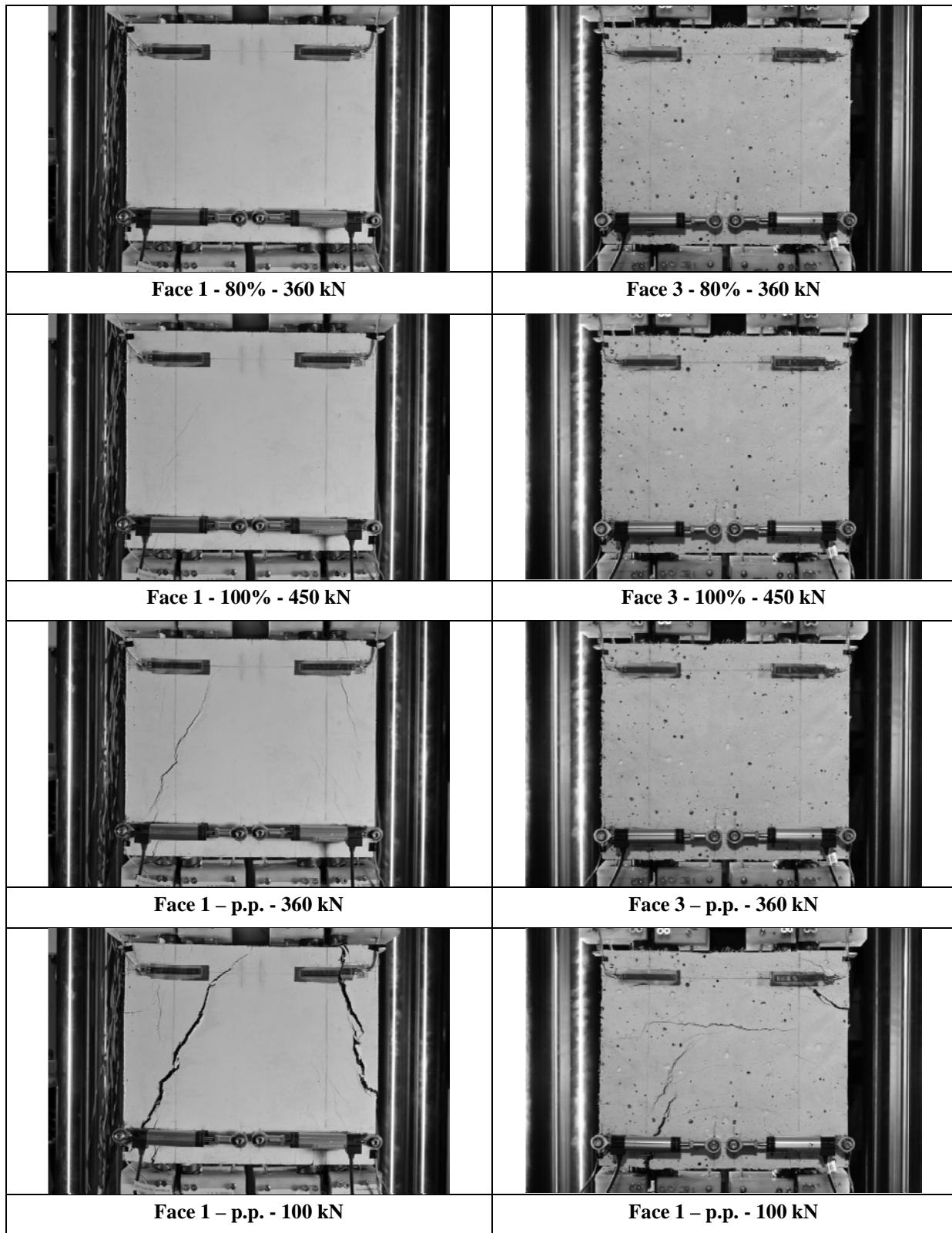


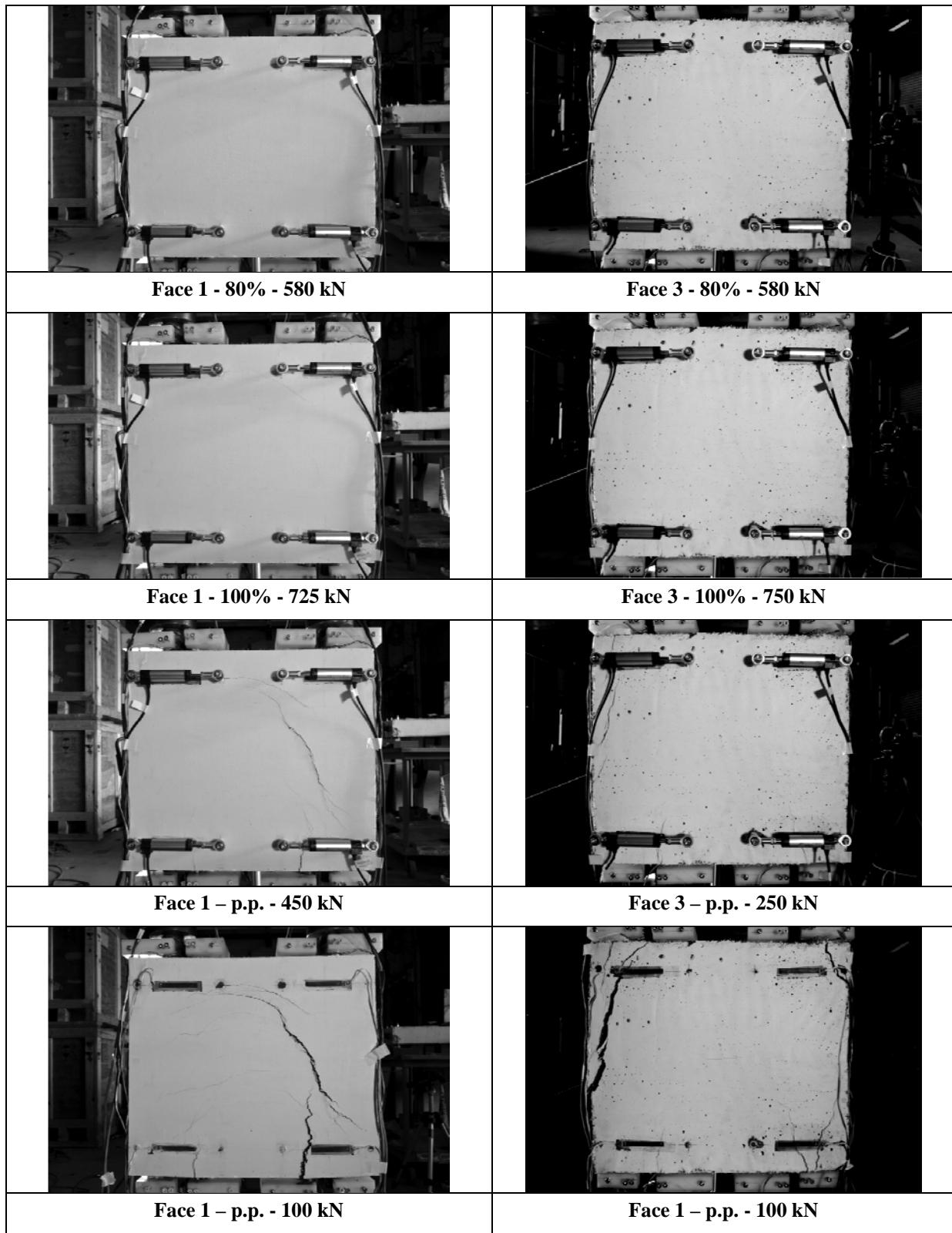
**D.2.10 Spécimen 25-5D-F2**

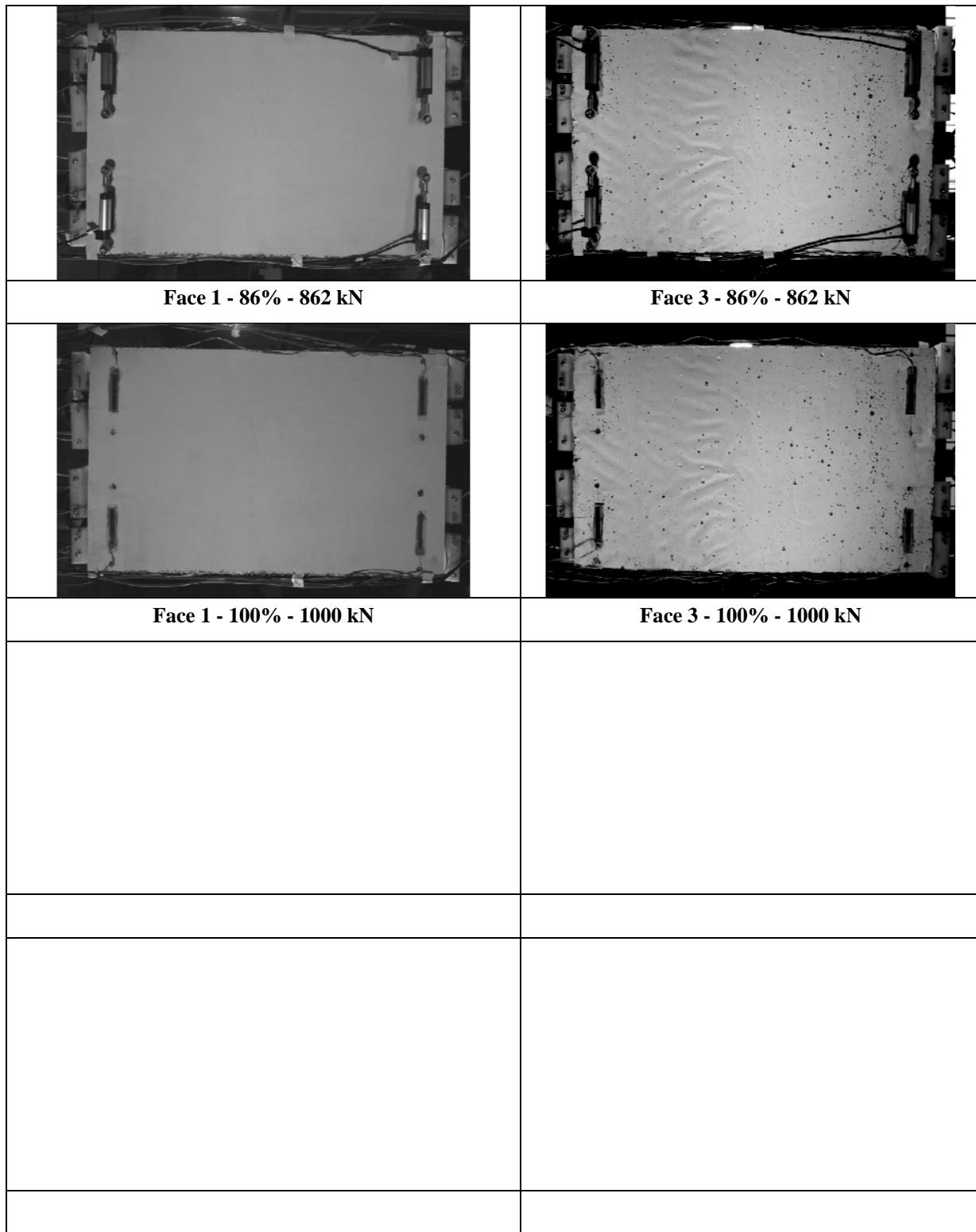
	
<b>Face 1 - 80% - 130 kN</b>	<b>Face 3 - 80% - 360 kN</b>
	
<b>Face 1 - 100% - 165 kN</b>	<b>Face 3 - 100% - 450 kN</b>
	
<b>Face 1 – p.p. - 148 kN</b>	<b>Face 3 – p.p. – 148 kN</b>
	
<b>Face 1 – p.p. - 65 kN</b>	<b>Face 3 – p.p. - 65 kN</b>

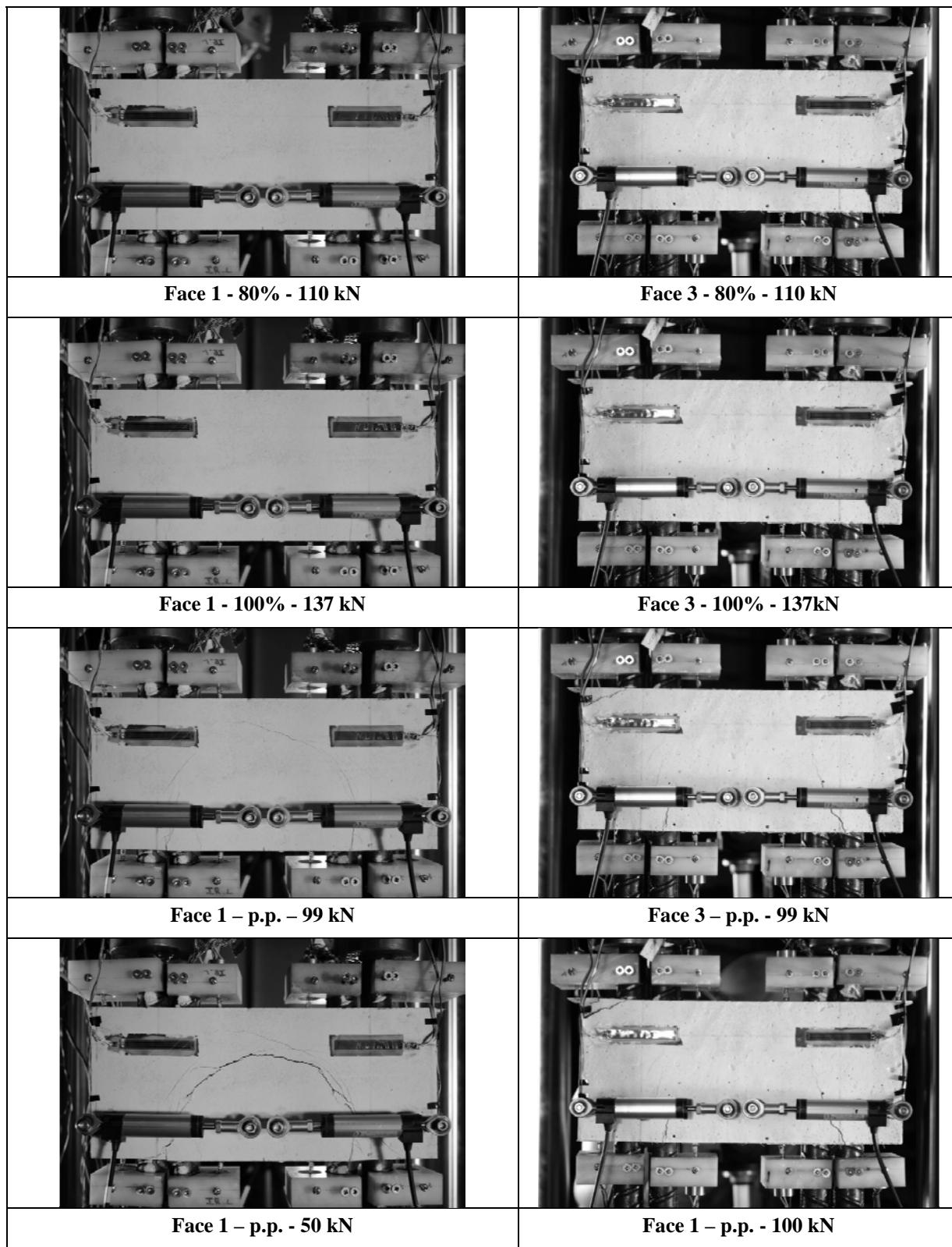
### D.2.11 Spécimen 35-5D-F2

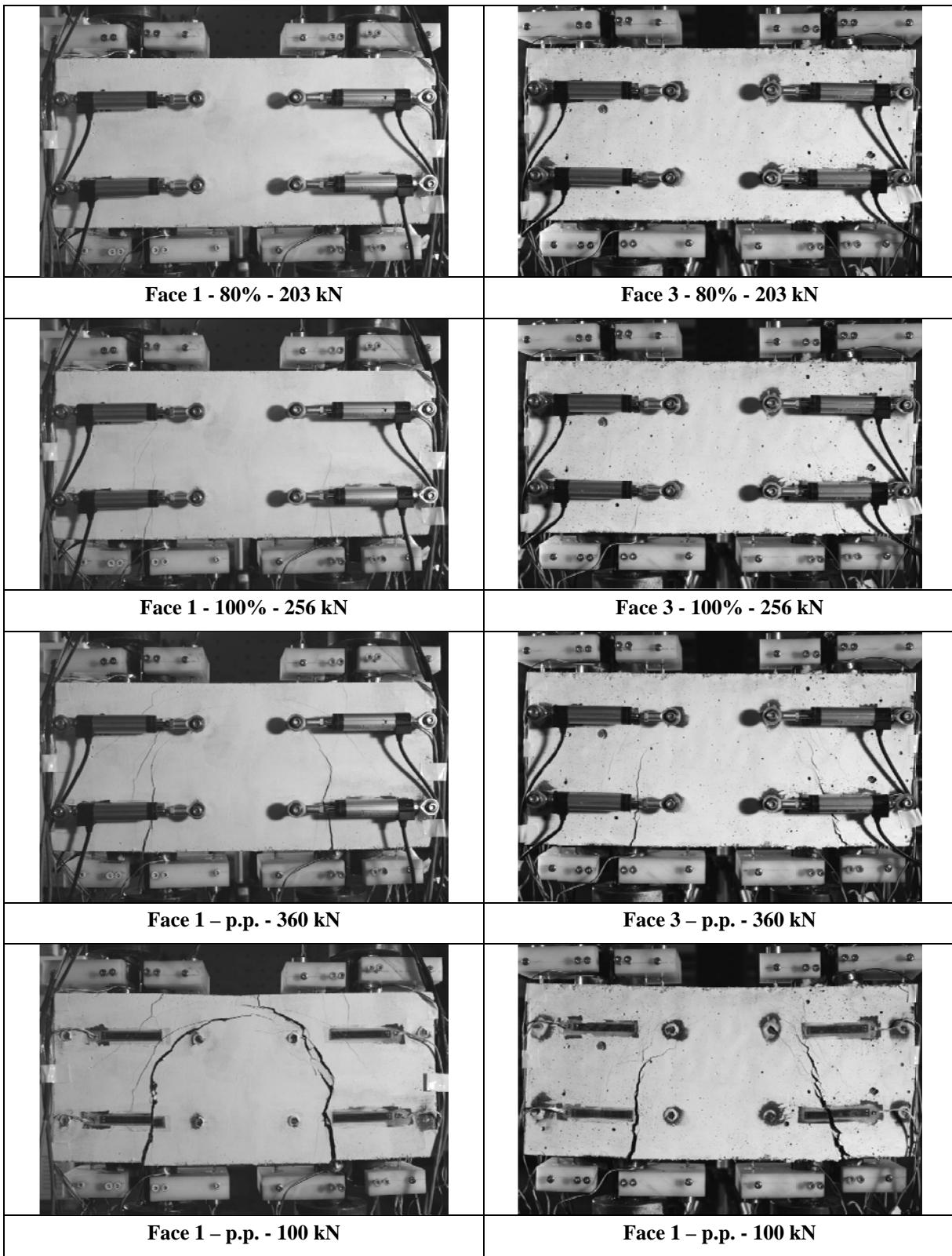


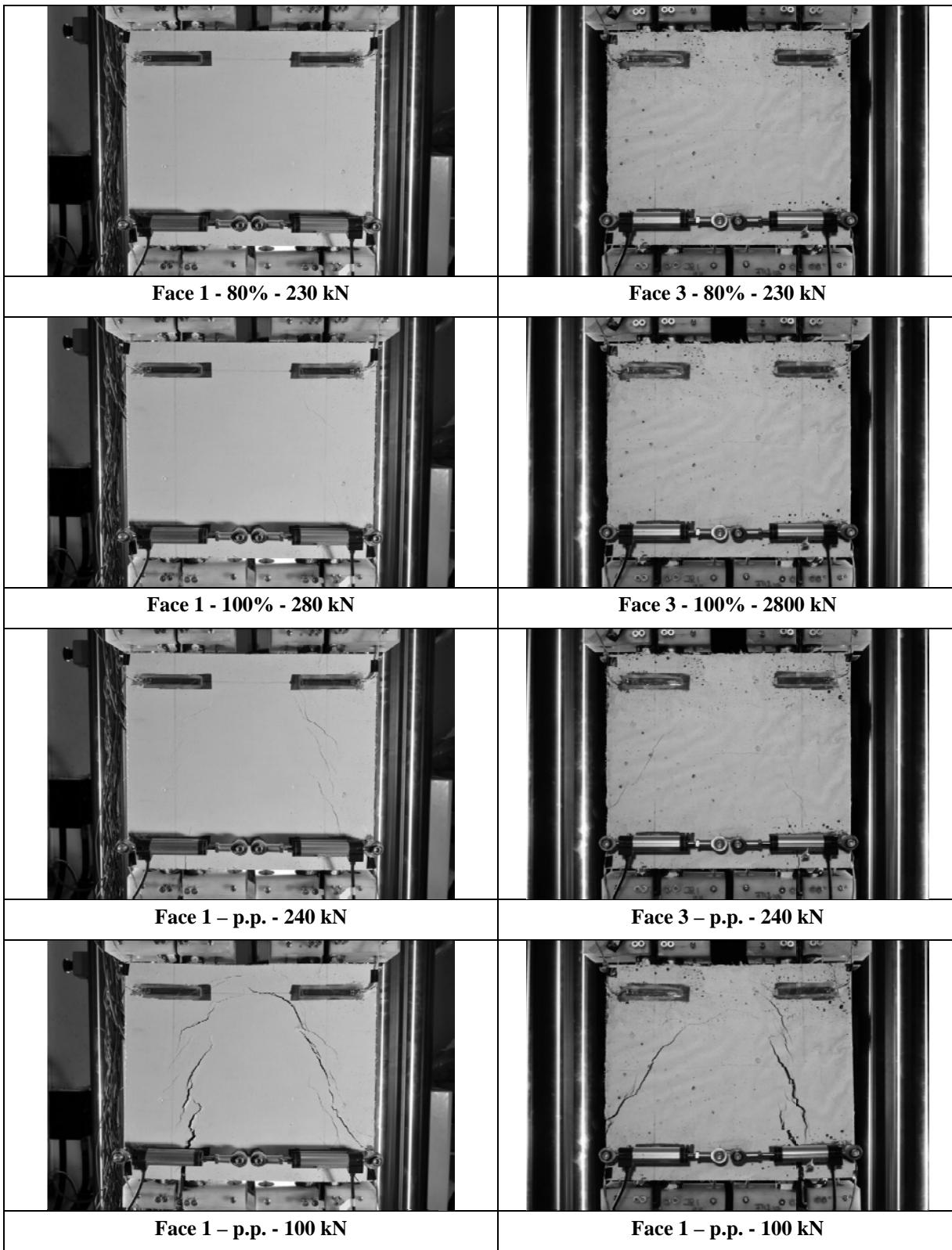
**D.2.12 Spécimen 25-10D-F2**

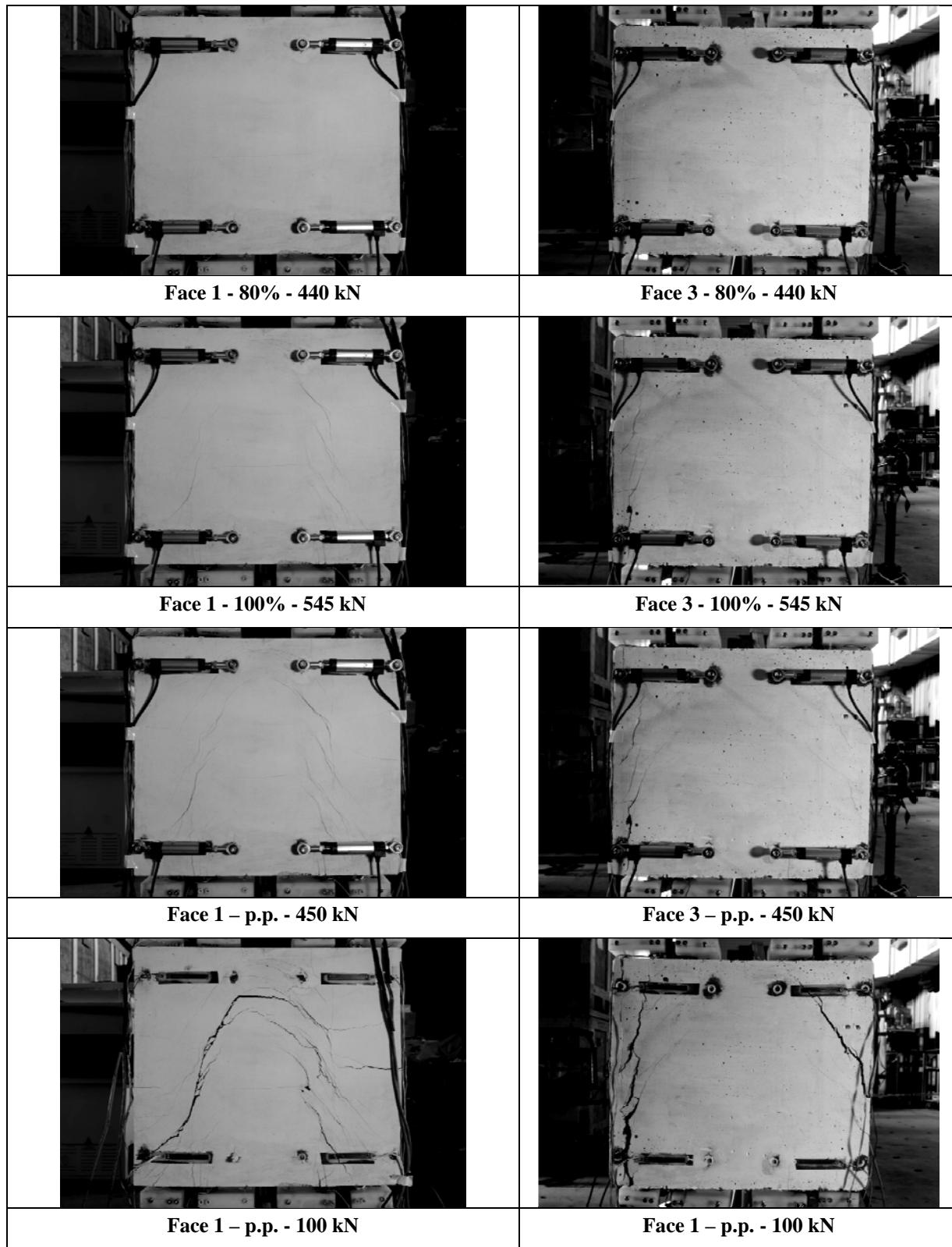
**D.2.13 Spécimen 35-10D-F2**

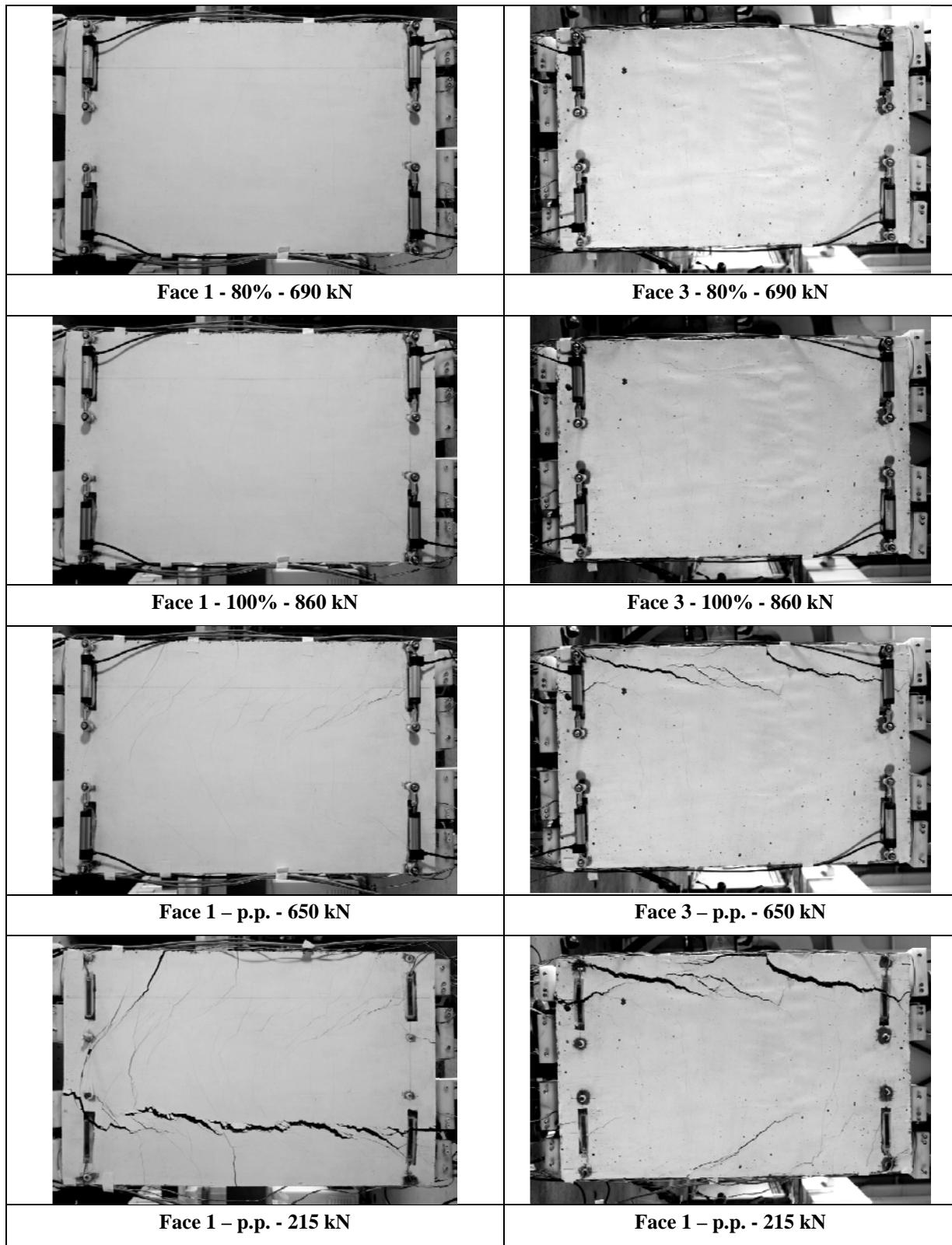
**D.2.14 Spécimen 35-18D-F2**

**D.2.15 Spécimen 25-5D-F1**

**D.2.16 Spécimen 35-5D-F1**

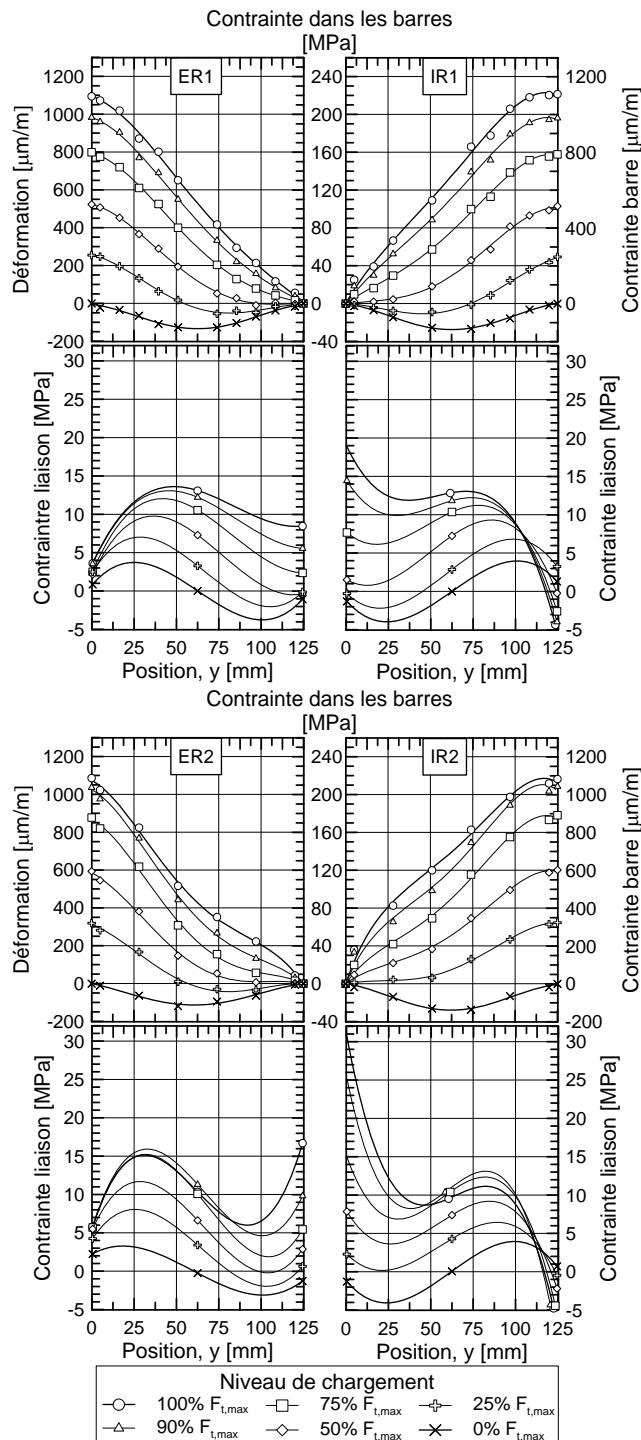
**D.2.17 Spécimen 25-10D-F1**

**D.2.18 Spécimen 35-10D-F1**

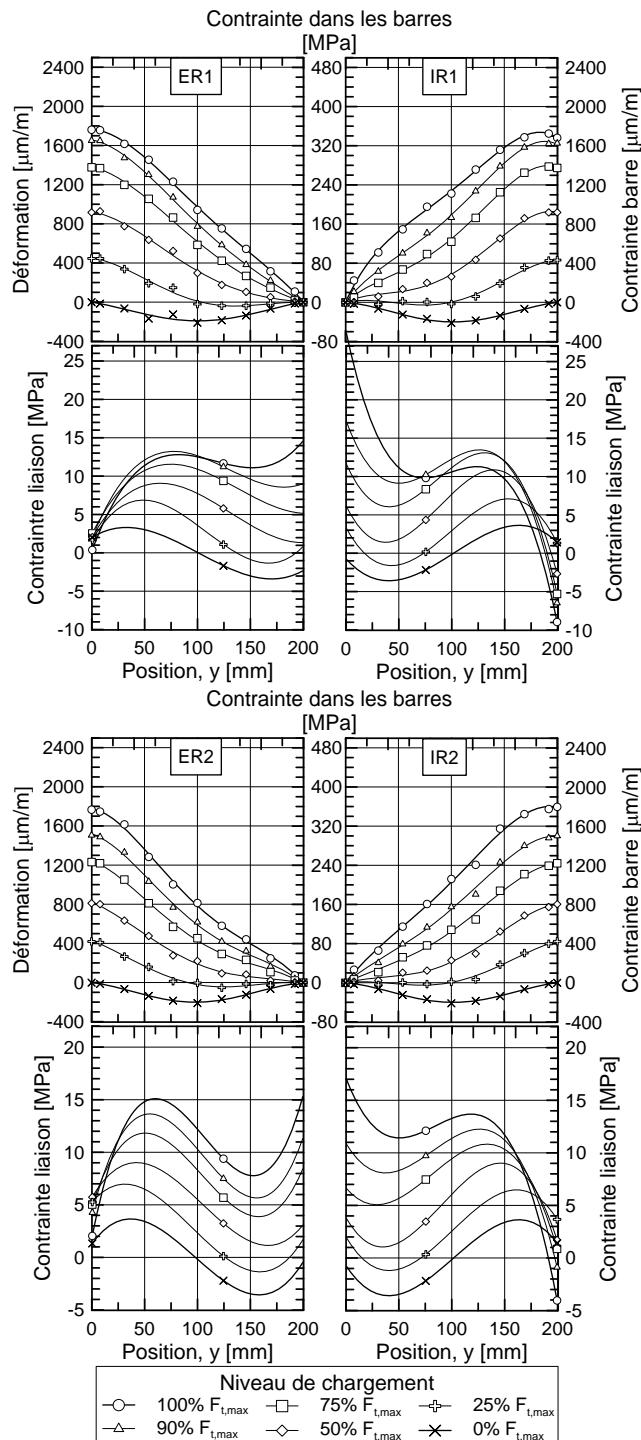
**D.2.19 Spécimen 35-18D-F1**

**D.3. Distribution de la contrainte normale et de la contrainte tangentielle dans les barres d'armature chevauchée au cours du chargement**

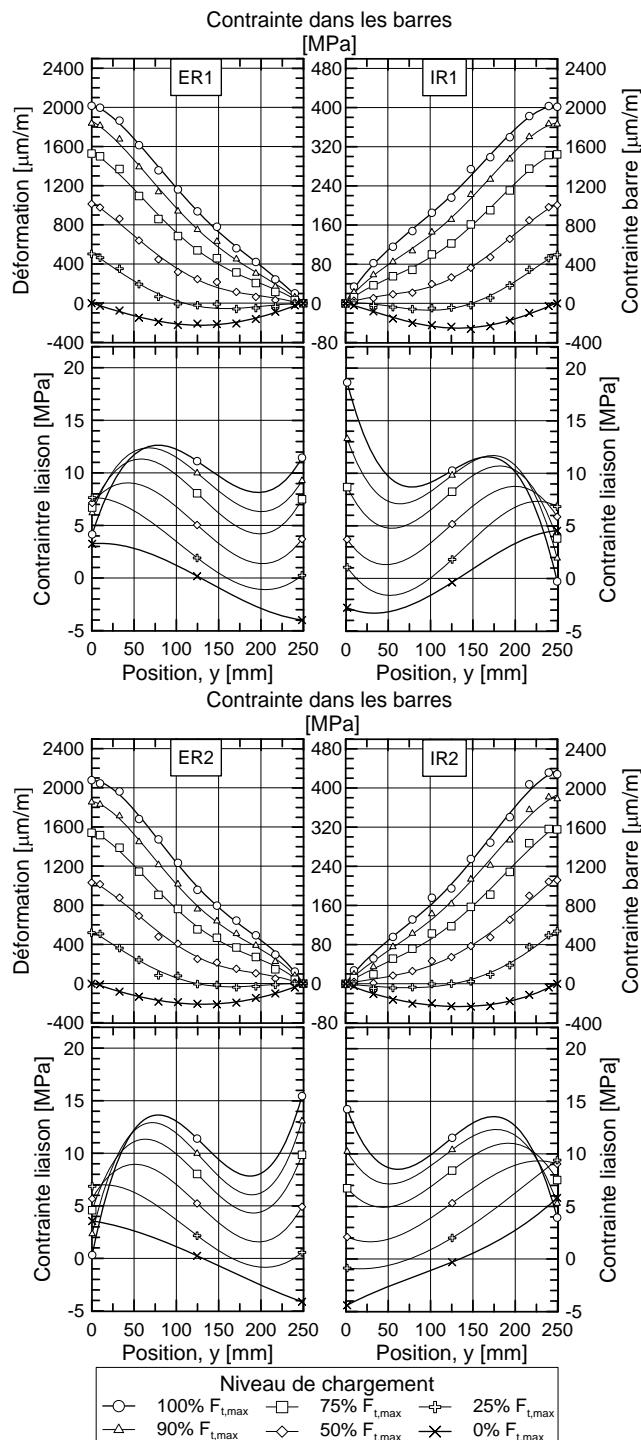
### D.3.1 Spécimen : 25-5D-F4



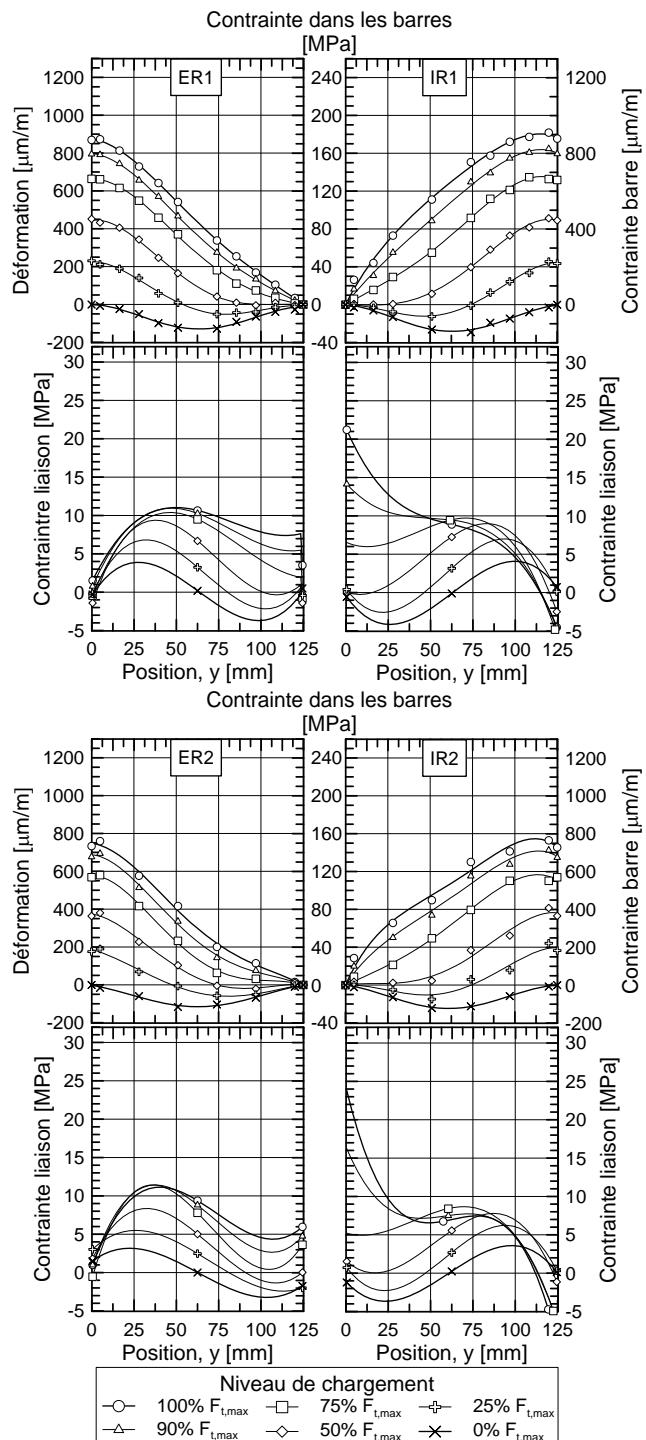
### D.3.2 Spécimen : 25-8D-F4



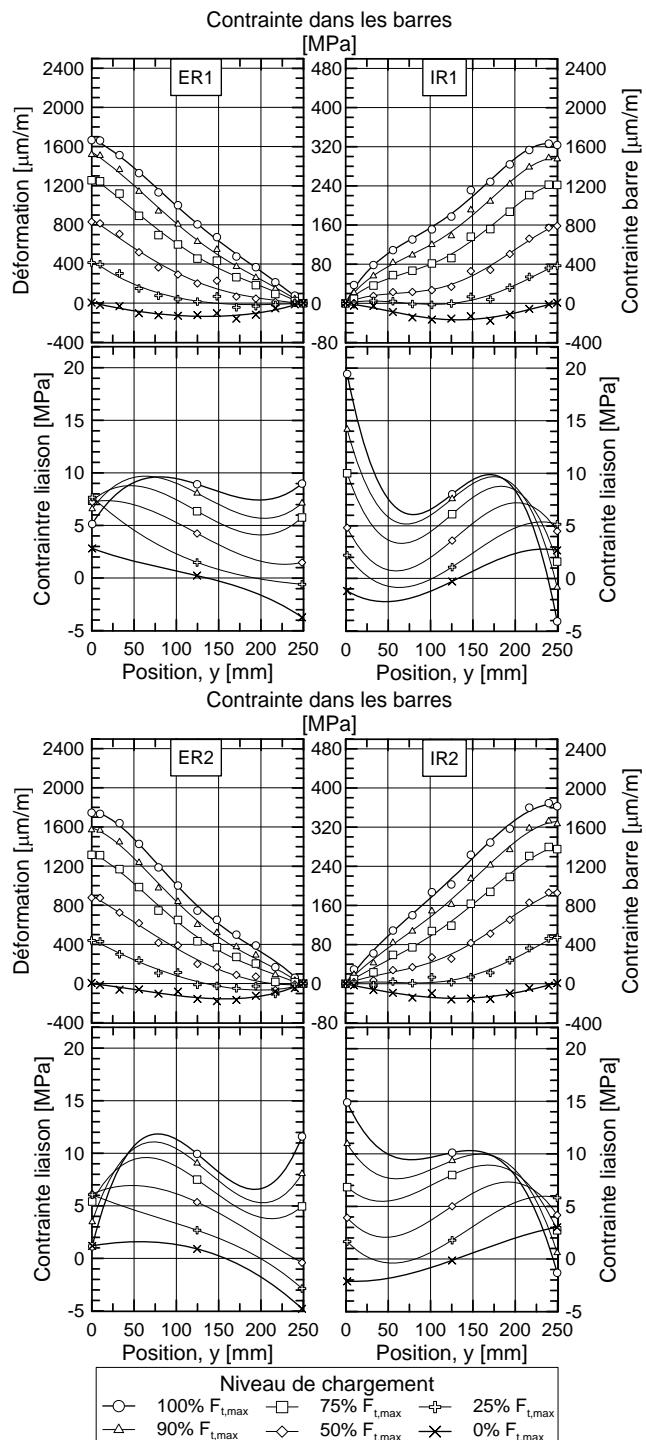
### D.3.3 Spécimen : 25-10D-F4



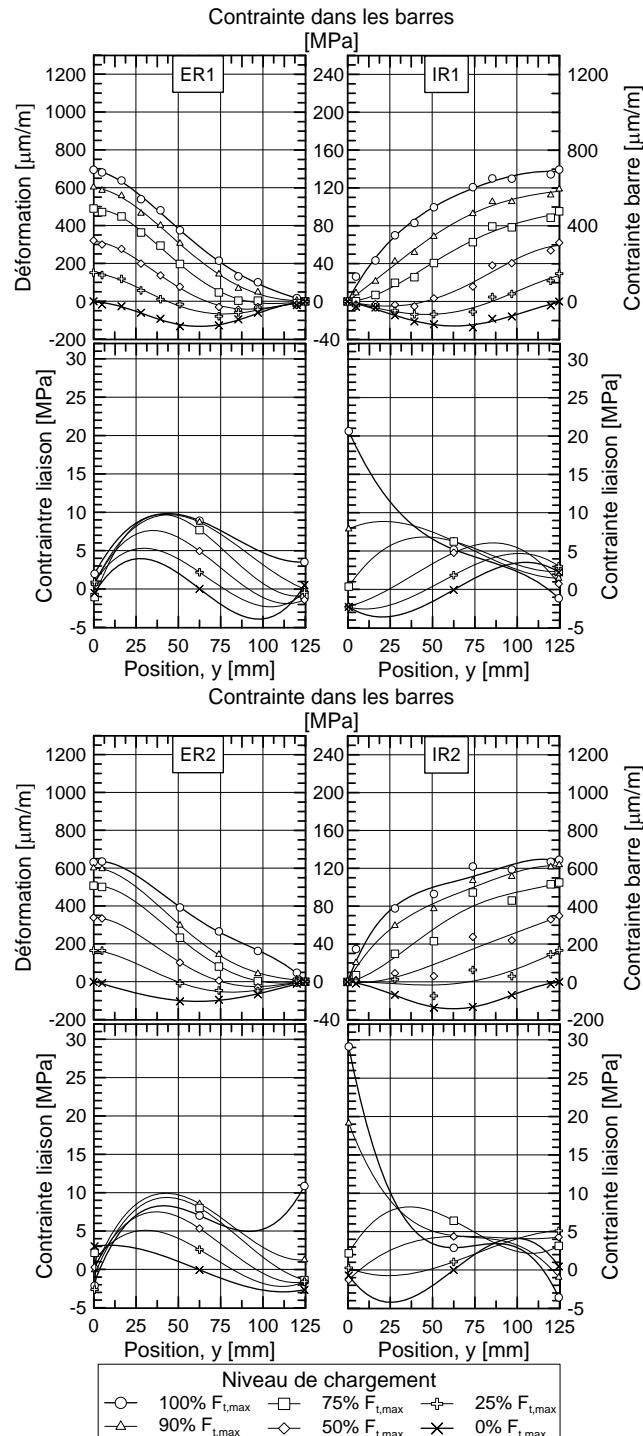
### D.3.4 Spécimen : 25-5D-F2



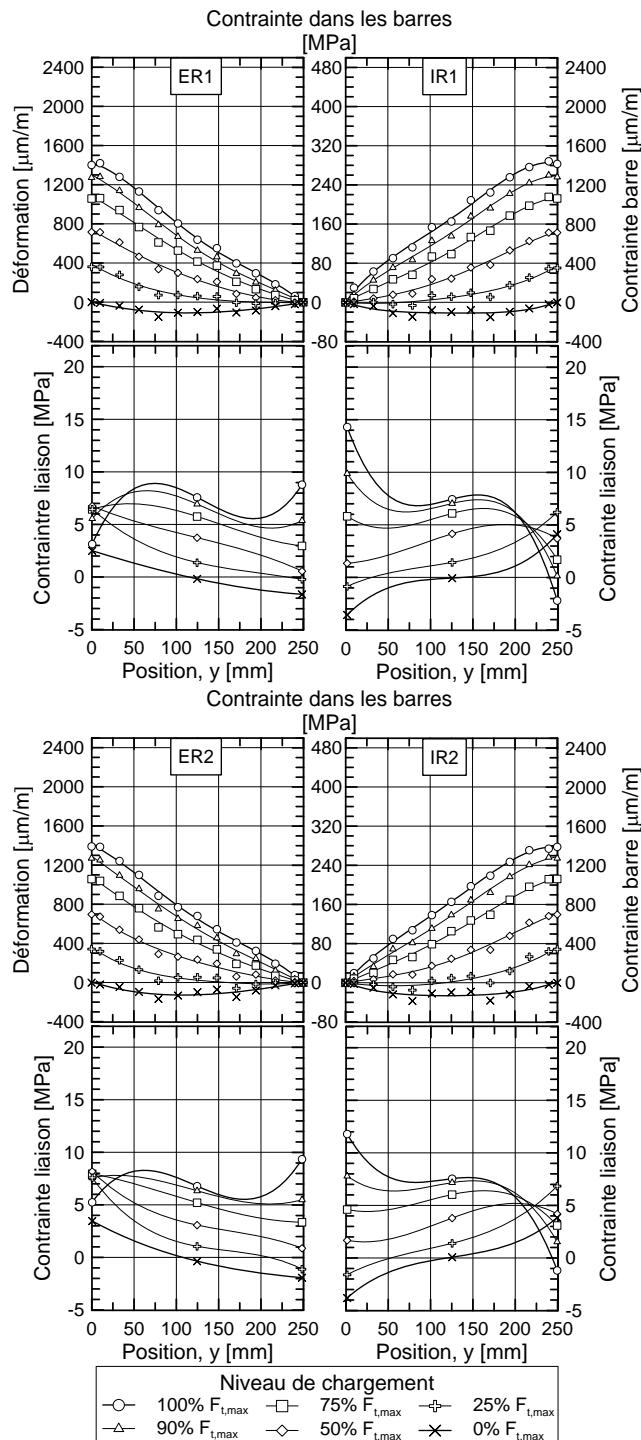
### D.3.5 Spécimen : 25-10D-F2



### D.3.6 Spécimen : 25-5D-F1



### D.3.7 Spécimen : 25-10D-F1



### D.3.7 Spécimen : 25-10D-F1

