

Titre: Conception des connexions en BFUP à la base de piles préfabriquées répondant aux critères de performance sismique
Title: prefabricated piles base connections responding to seismic performance criteria

Auteur: Aude Rosini
Author:

Date: 2018

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Rosini, A. (2018). Conception des connexions en BFUP à la base de piles préfabriquées répondant aux critères de performance sismique [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/3549/>

Document en libre accès dans PolyPublie Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/3549/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Bruno Massicotte, & Fabien Lagier
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CONCEPTION DES CONNEXIONS EN BFUP À LA BASE DE PILES
PRÉFABRIQUÉES RÉPONDANT AUX CRITÈRES DE PERFORMANCE SISMIQUE

AUDE ROSINI

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

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
SEPTEMBRE 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CONCEPTION DES CONNEXIONS EN BFUP À LA BASE DE PILES
PRÉFABRIQUÉES RÉPONDANT AUX CRITÈRES DE PERFORMANCE SISMIQUE

présenté par : ROSINI Aude

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

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

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph. D., président

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

M. LAGIER Fabien, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. BEN FTIMA Mahdi, Ph. D., membre

DÉDICACE

À ma famille.

REMERCIEMENTS

Je voudrais tout d'abord remercier mon directeur de recherche, M. Bruno Massicotte, de m'avoir offert l'opportunité de travailler à ses côtés dans un domaine qui m'intéresse tant. Son expertise, ses conseils, son écoute et son soutien moral et financier ont non seulement contribué au parfait déroulement de ma maîtrise, mais m'ont également été d'un grand enrichissement professionnel et personnel.

Je souhaiterais ensuite remercier mon codirecteur, Fabien Lagier, pour la rigueur et la patience qu'il a su exposer à mon égard. Les échanges que nous avons eu lors des rencontres ont été très instructifs grâce à l'étendue de ses connaissances et de ses références.

Leurs encouragements ont été déterminants à l'accomplissement de ce projet.

Je remercie le Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Électrification des Transports, qui a financé une partie de ce projet de recherche.

J'aimerais également remercier les professeurs que j'ai rencontré durant ma maîtrise et avec qui j'ai pu échanger, dont M. Mahdi Ben Ftima et M. Pierre Léger, pour leur enseignement et la passion qu'ils transmettent à chaque séance.

Ce projet a été rendu réalisable grâce à mes collègues et amis du GRS : Sylvain Renaud, Joanie Smith, Olivier Deaux, Paul Mottier, Joffrey Lemery, Mélodie Joder et Cédric Averoux. Merci à vous tous pour votre bonne humeur et les bons moments partagés à l'école et à l'extérieur. Enfin, je tiens à remercier du fond du cœur Florian Calvo et particulièrement Astrid Sibiril, pour leur soutien infatigable, pour leur présence dans les moments les plus difficiles et évidemment, pour tous ces instants passés à leurs côtés.

RÉSUMÉ

Une approche de construction récente se développe dans le cas de nouvelles conceptions : la Construction Accélérée des Ponts (CAP). Cette méthode consiste en l’assemblage sur site d’éléments préfabriqués en usine afin d’obtenir une structure au comportement monolithique. Cette dernière présente de nombreux avantages comme une réduction des délais et des coûts de construction et idéalement, une meilleure durabilité des ouvrages à condition que les connexions entre les éléments soient de qualité. Toutefois l’utilisation de joints à la base des piles n’est pas permise pour la construction parassismique. Ainsi le développement de critères de conception parassismique dans le but d’obtenir des joints de chevauchement efficaces et économiques pour la CAP fait dorénavant l’objet de nombreuses recherches. Dans cette optique, l’utilisation de BFUP, matériau ayant exposé des performances mécaniques exceptionnelles lors d’une méthode de réhabilitation développée à Polytechnique Montréal, s’avère une avenue prometteuse.

Ce projet de recherche vise à prouver les bienfaits de l’utilisation de BFUP au niveau des joints de chevauchement pour les nouveaux ouvrages. L’objectif est alors de développer un modèle numérique par éléments finis à l’échelle des crénelures des armatures, capable de reproduire les mécanismes de la liaison armature-béton et ainsi, le comportement réel d’un joint de chevauchement. Pour ce faire, l’ensemble des modélisations ont été réalisées à l’aide du logiciel ABAQUS/*Explicit* et du modèle constitutif EPM3D. Le projet a alors été scindé en 3 parties distinctes.

Premièrement, le développement des modèles numériques, à partir de fichiers d’entrée en langage de programmation PYTHON, a conduit à une étude préliminaire de la variabilité des conditions aux frontières, permettant de définir le modèle de référence. Ce dernier est nécessaire pour la réalisation de l’étude paramétrique finale de l’estimation des performances de joints de chevauchement continus à la base de piles de ponts rectangulaires et soumis à une traction directe. Les premiers résultats ont démontré une influence non négligeable des restrictions latérales appliquées sur des modèles de taille réduite (3 armatures chevauchées). De ce fait, l’étude paramétrique numérique s’oriente vers une représentation d’une section longue contenant 9 armatures chevauchées afin d’éviter toute sous ou surestimation des capacités ultimes $f_{s,max}$ de la zone d’ancrage.

Deuxièmement, la validation de la méthodologie employée pour le développement des modèles numériques de la phase préliminaire a été réalisée à partir des résultats d’une campagne expérimentale réalisée sur 6 joints de chevauchement isolés en BFUP, soumis à une traction

directe. Cette partie a démontré l'influence des configurations d'ancrage sur les capacités ultimes $f_{s,max}$ et sur le glissement atteint par les extrémités chargées s_{LE} des armatures. Également, il a été constaté que lorsque des armatures viennent perturber le flux d'écoulement du BFUP lors de sa mise en place, les performances en traction peuvent être considérablement réduites, de près de 50%. Cette réduction de l'efficacité des BFUP est due à une orientation défavorable des fibres métalliques. Les analyses numériques réalisées sur ABAQUS/EPM3D sont venues confirmer les résultats obtenus expérimentalement suite à une calibration de la loi de traction du BFUP utilisé.

Cette validation expérimentale a enfin permis de réaliser une étude paramétrique numérique visant à estimer les capacités maximales de différentes configurations de joints de chevauchement. Cette étude s'est principalement intéressée à l'influence de paramètres comme la longueur d'ancrage, l'enrobage des armatures chevauchées et les propriétés mécaniques du matériau utilisé. Elle a d'ailleurs mis en évidence une orientation privilégiée de la fissure causant la ruine du spécimen, selon la géométrie considérée. Trois modes de ruines prédominants peuvent être mentionnés : une fissuration dans le plan longitudinal des barres, une fissuration à l'extrémité non chargée des armatures et une fissuration par fendage. Cette analyse a également révélé que l'utilisation d'étriers ne contribue pas significativement à un apport de résistance pour des joints de chevauchement de $10 d_b$. Enfin, cette étude paramétrique a permis d'orienter, de manière plus efficace, la future campagne expérimentale visant la validation des modélisations par éléments finis.

ABSTRACT

An original construction approach has been recently developed in the case of new designs: Accelerated Bridge Construction (ABC). This method consists of on site assembly of prefabricated elements to obtain a structure with monolithic behaviour. This approach provides many advantages, such as reduced costs and construction time, and ideally a better structure durability assuming a good quality of the connections between each element. However, using joints at column base is forbidden for seismic design. Hence, several on going research projects are developing new solutions for seismic applications. In that perspective, using the UHPFRC is currently considered as promising efficient and economical solution in lap splice joints for seismic applications based on the observed performance in a project carried out at Polytechnique Montreal on the rehabilitation of exist bridge piers.

The main objective of this project is to demonstrate the benefits of using UHPFRC for the optimal design of lap splices in the case of new constructions. The selected approach is to study the lap splice behaviour using nonlinear finite element modelling at rib scale with the aim of reproducing the mechanisms of the concrete-rebar bond, i.e. the actual lap splice behaviour. For this purpose, all models are developed with ABAQUS/*Explicit* software using EPM3D concrete constitutive model. The research project comprises three distinct phases.

First, numerical models developed using PYTHON input files, were used to perform preliminary analyses for studying the impact of boundary conditions variability, which allows defining the reference model. This model is required for subsequent parametric analyses in order to determine the performance of continuous lap splices under direct tension that are typically found at the base of rectangular column bridges. The preliminary study showed a significant influence of the lateral restrictions applied on models of reduced scale comprising only 3 overlapping bars. Hence, the subsequent numerical analyses were oriented towards modelling a long section with 9 overlapping bars to avoid an under or overestimation of the ultimate capacities.

The second phase of this project is dedicated to the experimental validation of the modelling methodology developed in the preliminary study. It uses results of an experimental campaign was carried out on 6 UHPFRC lap splices under direct tension. It is shown that a change in the lap splice configurations affects the ultimate capacities f_{smax} and the sliding occurring at the end of the loaded reinforcement s_{LE} . It was clearly illustrated that the perturbation of the UHPFRC flow caused by the presence of reinforcement during the pouring phase clearly affects the tensile performance by nearly 50%. This reduced efficiency is due to an

unfavourable fibres orientation. Such trends has been confirmed by numerical analyses realised with ABAQUS/EPM3D.

This experimental validation finally enables conducting a numerical parametric study to estimate the maximum capacities of various lap splice configurations. The influence of several parameters, such as the development length, the concrete cover and the mechanical properties of the material used, were investigated. The results highlight that cracks which cause the ruin of the specimen initiate according to a privileged orientation depending on the geometry considered. Three predominant failure modes are identified: cracking in longitudinal plane, cracking at the bar free end, and splitting. These analyses also reveal that stirrups do not significantly contribute to the strength of lap splices whose length is $10d_b$. Finally, this latest parametric study also allows to efficiently orientate future experimental campaigns aimed at validating the conclusions of the finite element analyses.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iii
REMERCIEMENTS	iv
RÉSUMÉ	v
ABSTRACT	vii
TABLE DES MATIÈRES	ix
LISTE DES TABLEAUX	xii
LISTE DES FIGURES	xiii
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xix
LISTE DES ANNEXES	xxi
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte général	1
1.2 Problématique	1
1.3 Objectifs du projet de recherche	3
1.4 Méthodologie et organisation du mémoire	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	6
2.1 Construction accélérée des ponts	6
2.1.1 Description du concept	6
2.1.2 Mécanismes de transfert des efforts sismiques	8
2.2 Conception parasismique des piles de ponts	14
2.2.1 Généralités	14
2.2.2 Philosophie de la conception sismique	16
2.3 Bétons Fibrés à Ultra-haute Performance (BFUP)	18
2.3.1 Formulation	19
2.3.2 Propriétés mécaniques	19
2.3.3 Caractérisation en traction	21
2.4 Interaction armature-béton	22

2.4.1	Définition	22
2.4.2	Principes de la liaison armature-béton	23
2.4.3	Mécanisme de transfert d'efforts dans un joint de chevauchement	25
2.4.4	Facteurs influençant les performances d'un joint de chevauchement	27
2.5	Analyses non-linéaires des structures	33
2.5.1	Modèles à l'échelle de la crénelure	33
2.5.2	Présentation du module ABAQUS/ <i>Explicit</i>	36
2.5.3	Modèle constitutif EPM3D pour le BFUP	38
CHAPITRE 3 DÉVELOPPEMENT DE LA MÉTHODOLOGIE DE MODÉLISATION		
NUMÉRIQUE DE L'ANCRAGE		41
3.1	Objectifs et hypothèses de base	41
3.2	Modélisation par éléments finis	42
3.2.1	Modélisation de la géométrie des éléments structuraux	43
3.2.2	Modélisation des matériaux	45
3.2.3	Définition du contact	48
3.3	Analyses numériques préliminaires pour la définition des conditions aux frontières	50
3.3.1	Présentation des modèles numériques développés	50
3.3.2	Influence de la restreinte latérale sur les capacités ultimes	54
3.3.3	Influence de la restreinte latérale sur les modes de rupture	56
CHAPITRE 4 VALIDATION EXPÉRIMENTALE DU MODÈLE NUMÉRIQUE		69
4.1	Contexte des essais expérimentaux	69
4.2	Description de la phase expérimentale	70
4.2.1	Plans des spécimens	70
4.2.2	Fabrication des spécimens	77
4.2.3	Caractérisation des matériaux	79
4.2.4	Description du montage expérimental	81
4.2.5	Instrumentation	82
4.2.6	Résultats de la campagne expérimentale	84
4.3	Description des modélisations numériques	102
4.3.1	Modélisation des spécimens	102
4.3.2	Modélisation des matériaux	104
4.4	Résultats des analyses numériques	105
4.4.1	Validation numérique de la phase expérimentale	105
4.4.2	Calibration numérique	111
4.4.3	Évolution du comportement de la loi calibrée pour S4	115

4.5 Conclusions	118
CHAPITRE 5 ÉTUDE DES JOINTS DE CHEVAUCHEMENT RÉELS	121
5.1 Mise en contexte	121
5.2 Étude paramétrique des joints de chevauchement	122
5.2.1 Introduction	122
5.2.2 Définition des paramètres sujets à variation	123
5.2.3 Présentation des modèles numériques	125
5.2.4 Effet des paramètres géométriques	127
5.2.5 Effet d'un confinement transversal additionnel	130
5.2.6 Influence de la loi de traction à l'échelle locale	134
5.2.7 Conclusions	135
5.3 Orientation de la phase expérimentale	136
5.3.1 Analyse d'un concept expérimental existant	136
5.3.2 Analyse du concept expérimental proposé	140
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	143
6.1 Rappel des objectifs	143
6.2 Conclusions du projet de recherche	143
6.2.1 Étude de la variabilité des conditions aux frontières applicables aux modèles numériques	144
6.2.2 Validation de la méthodologie numérique pour la caractérisation de la liaison armature-béton grâce à une campagne expérimentale	145
6.2.3 Résultats de l'étude paramétrique des comportements des joints de chevauchement en BFUP	146
6.3 Recommandations générales pour la réalisation d'essais sur joints de chevauchement en BFUP	148
6.4 Poursuite des travaux de recherche	148
BIBLIOGRAPHIE	150
ANNEXES	155

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Composition classique d'un béton ordinaire, d'un BHP et d'un BFUP (Guénet, 2016)	19
Tableau 3.1	Propriétés mécaniques de la loi réduite du BFUP 4% (Lagier et al., 2016)	46
Tableau 3.2	Paramètres de l'interface armature-BFUP employée (Lagier et al., 2016)	50
Tableau 4.1	Caractéristiques des spécimens	69
Tableau 4.2	Quantité de matériaux utilisés pour la fabrication des spécimens	77
Tableau 4.3	Propriétés mécaniques attendues du BFUP <i>UP-F4 POLY</i>	79
Tableau 4.4	Propriétés mécaniques en compression du BFUP <i>UP-F4 POLY</i>	79
Tableau 4.5	Propriétés de l'acier d'armature des barres 25M testées au Laboratoire	81
Tableau 4.6	Détails de l'instrumentation des spécimens	82
Tableau 4.7	Tableau récapitulatif des capacités des différents spécimens	101
Tableau 4.8	Comparaison des capacités maximales $f_{s,max}$	107
Tableau 4.9	Propriétés mécaniques en traction de la loi de traction calibrée	112
Tableau 4.10	Comparaison des capacités maximales $f_{s,max}$ finales	114
Tableau 4.11	Comparaison des glissements s_{LE} à τ_{max}	114
Tableau 5.1	Tableau récapitulatif des paramètres des modélisations numériques . .	127
Tableau 5.2	Comparaison des capacités ultimes $f_{s,max}$ pour BFUP1 et $l_d = l_s = 6 d_b$	132
Tableau A.1	Accélérations spectrales de calcul (CNBC 2015)	156
Tableau A.2	Résultats de l'ASE	158
Tableau A.3	Résistances de la colonne	159
Tableau A.4	Détermination des efforts sismiques (ASE)	159
Tableau A.5	Détermination des efforts sismiques et des déplacements (ADE)	161
Tableau A.6	Détermination des efforts sismiques et des déplacements de la section optimisée (ADE)	163
Tableau A.7	Résistance de la colonne sous $F_{z,min}$	163
Tableau A.8	Résistance en cisaillement à la base de la colonne	165

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Organigramme de l'organisation du mémoire	5
Figure 2.1	Assemblage d'éléments préfabriqués (Culmo, 2009)	7
Figure 2.2	Localisation des différentes connexions d'éléments préfabriqués (adaptée de Marsh et al., 2011)	8
Figure 2.3	Manchon mécanique en acier injecté de coulis cimentaire (adaptée de Yan et al., 2017)	9
Figure 2.4	Disposition de manchons mécaniques en acier à la base d'une pile préfabriquée (Culmo, 2009)	10
Figure 2.5	Conduits utilisés pour la préfabrication d'un chevêtre (Massicotte et al., 2011)	11
Figure 2.6	Mise en place de conduits de post-tension injectés de coulis cimentaire (Culmo, 2009)	11
Figure 2.7	Coffrages utilisés pour la préfabrication d'un chevêtre (Massicotte et al., 2011)	12
Figure 2.8	Joint de chevauchement entre deux dalles préfabriquées (Culmo, 2009)	13
Figure 2.9	Comportement d'une colonne composée d'éléments préfabriqués autorisant le décollement des segments (Ou et al., 2006)	14
Figure 2.10	Principe de conception par capacité d'une pile de pont (Marsh & Stringer, 2013), adaptée de l'exemple de Moehle & Deierlein (2004)	16
Figure 2.11	Réponse ductile d'une pile de pont (Dagenais, 2014)	17
Figure 2.12	Comportement en traction du BFUP par rapport à un BRF (adaptée de Naaman, 2003)	20
Figure 2.13	Dimensions des spécimens en traction directe (Beaurivage, 2009)	22
Figure 2.14	Représentation schématique contraintes tangentialles-glisement d'un essai d'arrachement (Redaelli, 2009)	24
Figure 2.15	Mécanisme de butée des crénelures (Redaelli, 2009)	24
Figure 2.16	Modes de rupture (Lettow, 2006)	25
Figure 2.17	Mécanisme de transfert d'efforts dans un joint de chevauchement (Spieth, 2002)	25
Figure 2.18	Fissures primaires de flexion et fissures longitudinales de fendage en zone de chevauchement (Lagier, 2015)	26
Figure 2.19	Orientation de la fissure de fendage (adaptée de Eligehausen, 1979)	27

Figure 2.20	Comportement idéalisé d'une barre en traction ancrée dans un béton (Azizinamini et al., 1993)	29
Figure 2.21	Transfert d'effort au sein d'un joint de chevauchement (Spieth, 2002)	29
Figure 2.22	Influence du confinement transversal sur la fissuration (Giuriani et al., 1991)	30
Figure 2.23	Comportement de la liaison sous chargement monotonique (Harajli, 2010)	31
Figure 2.24	Comportement de la liaison sous chargement cyclique (Harajli, 2010)	32
Figure 2.25	Courbe contrainte tangentielle-glissement sous chargement monotonique et cyclique (Eligehausen et al., 1983)	33
Figure 2.26	Modélisation de l'armature en fonction de l'échelle d'analyse (Cox & Herrmann, 1998)	34
Figure 2.27	Représentation axisymétrique de la section couche de glissement (Reinhardt et al., 1984)	35
Figure 2.28	Représentation simplifiée 3D de l'armature dotée de 3 crénelures (Darwin et al., 1994)	35
Figure 2.29	Modélisation par éléments finis du modèle (Lagier et al., 2016)	36
Figure 2.30	Comportement en compression du béton modélisé dans EPM3D (Massicotte & Ben Ftima, 2015)	38
Figure 2.31	Enveloppe de rupture du béton dans le plan déviatorique (Critère de plasticité)	39
Figure 2.32	Comportement en traction du béton sans fibres modélisé dans EPM3D (Massicotte & Ben Ftima, 2015)	40
Figure 3.1	Détails des paramètres du modèle réduit	42
Figure 3.2	Modélisation des différentes partitions sur ABAQUS	43
Figure 3.3	Assemblage des modèles sur ABAQUS	44
Figure 3.4	Maillage du modèle sur ABAQUS	45
Figure 3.5	Comportement en compression de la loi réduite du BFUP 4% (Lagier et al., 2016)	47
Figure 3.6	Comportement en traction de la loi réduite du BFUP 4% (Lagier et al., 2016)	47
Figure 3.7	Vue schématique des propriétés d'interaction de la liaison armature-béton (Lagier et al., 2016)	48
Figure 3.8	Définition des surfaces de cohésion et de frottement	49

Figure 3.9	Modèle constitutif de l'interface armature-béton : (a) États d'interface pour un critère de Mohr-Coulomb ; Loi de contact de séparation à l'interface (b) direction normale (c) direction tangentielle ; (d) méthode de pénalité de friction à l'interface (Lagier et al., 2016)	50
Figure 3.10	Définition du modèle continu et des conditions aux limites	51
Figure 3.11	Justification des conditions d'appuis selon les axes X et Y (modèle continu)	51
Figure 3.12	Conditions aux limites pour les modèles sans retenue latérale	52
Figure 3.13	Conditions aux limites pour les modèles avec retenue latérale	53
Figure 3.14	Contrainte maximale $f_{s,max}$ en fonction de la longueur de chevauchement l_s , $c_{si} = 1.2 d_b$	54
Figure 3.15	Contrainte maximale $f_{s,max}$ en fonction de la longueur de chevauchement l_s , $c_{si} = 2.5 d_b$	55
Figure 3.16	Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen continu où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$ - Modèle continu	57
Figure 3.17	Évolution de la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit libre où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$ (trois barres sollicitées) - Modèle 3F_Libre	58
Figure 3.18	Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit libre où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$ (barre centrale sollicitée) - Modèle 1F_Libre	59
Figure 3.19	Évolution de la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit restreint où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$ (trois barres sollicitées) - Modèle 3F_Restreint	60
Figure 3.20	Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit restreint où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$ (barre centrale sollicitée) - Modèle 1F_Restreint	60
Figure 3.21	Ouvertures des fissures de fendage à 300 MPa sur une ligne au-dessus de l'armature centrale (ligne rouge) où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$	61
Figure 3.22	Niveau de contraintes au centre de l'armature centrale où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$	62
Figure 3.23	Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen continu où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$ - Modèle continu	63
Figure 3.24	Évolution de la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit libre où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$ (trois barres sollicitées) - Modèle 3F_Libre	64
Figure 3.25	Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit libre où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$ (barre centrale sollicitée) - Modèle 1F_Libre	64
Figure 3.26	Évolution de la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit restreint où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$ (trois barres sollicitées)	65

Figure 3.27	Évolution la fissuration en <i>mm</i> (SDV52) sur le spécimen réduit restreint où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$ (barre centrale sollicitée)	66
Figure 3.28	Niveau de fissuration à 300 MPa sur une ligne au-dessus de l'armature centrale où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$	67
Figure 3.29	Niveau de contraintes au centre de l'armature centrale où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$	68
Figure 4.1	Détails du spécimen S1	71
Figure 4.2	Détails du spécimen S2	72
Figure 4.3	Détails du spécimen S3	73
Figure 4.4	Détails du spécimen S4	74
Figure 4.5	Détails du spécimen S5	75
Figure 4.6	Détails du spécimen S6	76
Figure 4.7	Fabrication des spécimens d'ancrage	78
Figure 4.8	Comportement en traction du BFUP <i>UP-F4 POLY</i>	80
Figure 4.9	Courbes contraintes-déformations des armatures 25M testées au Laboratoire	81
Figure 4.10	Montage expérimental dans la presse <i>INSTRON</i>	82
Figure 4.11	Principe de calcul du glissement	83
Figure 4.12	Évolution du chargement du spécimen d'ancrage S1	84
Figure 4.13	Évolution de la fissuration du spécimen d'ancrage S1	85
Figure 4.14	Évolution des contraintes au sein de l'armature en traction du spécimen S1	86
Figure 4.15	Évolution du chargement du spécimen d'ancrage S2	87
Figure 4.16	Évolution de la fissuration du spécimen S2	87
Figure 4.17	Évolution des contraintes au sein de l'armature en traction du spécimen S2	88
Figure 4.18	Évolution du chargement du spécimen de chevauchement S3	89
Figure 4.19	Évolution de la fissuration du spécimen S3	89
Figure 4.20	Évolution des contraintes au sein de l'armature en traction du spécimen S3	90
Figure 4.21	Évolution du chargement du spécimen de chevauchement S4	91
Figure 4.22	Évolution de la fissuration du spécimen S4	91
Figure 4.23	Évolution des contraintes au sein de l'armature en traction du spécimen S4	92
Figure 4.24	Vue en plan du spécimen d'essai de Lagier (tirée de Lagier, 2015) . . .	93
Figure 4.25	Évolution du chargement du spécimen de chevauchement S5	93

Figure 4.26	Évolution de la fissuration du spécimen S5	94
Figure 4.27	Répartition des contraintes dans les armatures IR du spécimen S5	95
Figure 4.28	Répartition des contraintes au sein des armatures IR du spécimen S5 . .	95
Figure 4.29	Évolution du chargement du spécimen de chevauchement S6	96
Figure 4.30	Évolution de la fissuration du spécimen S6	97
Figure 4.31	Répartition des contraintes dans les armatures chevauchées du spécimen S6	97
Figure 4.32	Variation des déformations acquisitionnées dans les armatures chevauchées du spécimen S6	98
Figure 4.33	Répartition des contraintes au sein des armatures chevauchées du spécimen S6	99
Figure 4.34	Contraintes ultimes atteintes pour chaque spécimen	99
Figure 4.35	Caractéristiques géométriques des armatures modélisées sur ABAQUS .	102
Figure 4.36	Modélisations par éléments finis des 6 spécimens	103
Figure 4.37	Cube de vérification du matériau sur ABAQUS	104
Figure 4.38	Comportements en traction des BFUP modélisés sur ABAQUS/EPM3D	105
Figure 4.39	Évolution de la fissuration numérique (SDV52) des 6 spécimens	106
Figure 4.40	Courbes $\tau - s_{LE}$ des spécimens S1, S2, S3 et S4	108
Figure 4.41	Courbe $\tau - s_{LE}$ du spécimen S5	109
Figure 4.42	Courbes $\tau - s_{LE}$ du spécimen S6	110
Figure 4.43	Comportement en traction du BFUP calibré sur ABAQUS/EPM3D . .	112
Figure 4.44	Courbes $\tau - s_{LE}$ des modèles calibrés S1, S3, S4 et S5	113
Figure 4.45	Représentation graphique des 4 étapes décrites dans cette section . . .	115
Figure 4.46	État du spécimen S4 à une contrainte équivalente à la phase adoucissante d'un BO (étape 1)	115
Figure 4.47	État du spécimen S4 à la localisation (étape 2)	116
Figure 4.48	État du spécimen S4 au pic de contraintes $f_{s,max}$ (étape 3)	116
Figure 4.49	État du spécimen S4 à 90% du pic de contraintes $f_{s,max}$ (étape 4) . . .	117
Figure 4.50	Détails du spécimen S7	120
Figure 4.51	Coffrage du spécimen S7	120
Figure 5.1	Représentation de la jonction pile rectangulaire-semelle en BFUP . .	122
Figure 5.2	Schéma d'une section longue considérée pour l'étude paramétrique . .	124
Figure 5.3	Comportement en traction des 2 lois de BFUP considérées pour l'étude paramétrique	125
Figure 5.4	Présentation du modèle pour l'étude paramétrique et des conditions aux frontières appliquées	126

Figure 5.5	Modes de ruine des modèles numériques	128
Figure 5.6	Comparaison des contraintes ultimes des modélisations entre BFUP1 et BFUP2	129
Figure 5.7	Évolution des contraintes le long de l'armature centrale pour $l_d = 8 d_b$	130
Figure 5.8	Mode de ruine par fendage, $l_s = l_d = 6d_b$	131
Figure 5.9	Disposition du confinement transversal additionnel	132
Figure 5.10	Évolution de la fissuration (SDV52 du module EPM3D) au pic de chargement pour des étriers placés à $1 d_b$	133
Figure 5.11	Comparaison des performances en traction entre BFUP1 et BFUP2 pour S4	134
Figure 5.12	État des déformations avant déchaussement sur un spécimen continu où $l_s = 6 d_b$ et $s = 125$ mm (barre centrale sollicitée)	137
Figure 5.13	Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur un spécimen continu de laboratoire où $l_s = 6 d_b$ et $s = 125$ mm (barre centrale sollicitée)	138
Figure 5.14	État des déformations avant déchaussement sur un spécimen continu de laboratoire où $l_s = 6 d_b$ et $s = 60$ mm (barre centrale sollicitée)	139
Figure 5.15	Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur un spécimen continu où $l_s = 6 d_b$ et $s = 60$ mm (barre centrale sollicitée)	139
Figure 5.16	Présentation du concept expérimental d'un joint de chevauchement	140
Figure 5.17	Comparaison des comportements numériques pour $l_d = 6 d_b$	141
Figure 5.18	Comparaison des fissurations numériques pour $l_d = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.0 d_b$	142
Figure A.1	Dimensionnement actuel de la pile de l'ouvrage choisi à Lachenaie, (MTMDET, 2005)	155
Figure A.2	Spectre de dimensionnement pour Montréal	156
Figure A.3	Abaque des coefficients de Newmark (Buchi, 2013)	157
Figure A.4	Analyse modale de l'ouvrage	160
Figure A.5	Dimensionnement optimisé de la zone de rotule plastique pour Montréal	162

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Abréviations :

ADE	Analyse dynamique élastique
ASE	Analyse statique élastique
BFUP	Béton fibré à ultra-hautes performances
BHP	Béton à haute performance
BO	Béton ordinaire
BRF	Béton renforcé de fibres
CAP	Construction accélérée des ponts
CBP	Conception basée sur la performance
EPM3D	Endommagement progressif multiaxial tridimensionnel
FE	« Free end »
LE	« Loaded end »

Variables :

A_s	Section de l'armature
a_r	Largeur à la base des crénelures
A_v	Aire de l'armature transversale
b_r	Largeur du haut de la crénelure
c_b	Épaisseur d'enrobage inférieur (« bottom »)
c_{si}	Enrobage net des armatures
c_t	Épaisseur d'enrobage supérieur (« top »)
d_b	Diamètre de l'armature
E_c	Module d'Young du béton
E_c	Énergie cinétique
E_i	Énergie interne totale
E_s	Module d'Young de l'armature
f'_c	Résistance du béton en compression
$f_{s,max}$	Capacité ultime de l'armature
f'_t	Résistance à la traction de la matrice de BFUP
f_{tm}	Résistance à la traction maximale du BFUP
f_{tts}	Résistance de la phase de transition en traction limite du BFUP
f_u	Contrainte ultime

f_y	Limite élastique de l'acier d'armature
h_r	Hauteur moyenne des crénelures
l_d	Longueur d'ancrage
l_e	Longueur libre à l'extrémité d'une armature ancrée
l_s	Longueur de chevauchement
s_{FE}	Glissement à l'extrémité non chargée de l'armature
s_{LE}	Glissement à l'extrémité chargée de l'armature
s_r	Espacement entre axe des crénelures
V_f	Volume de fibres métalliques

Variables grecques :

β	Inclinaison des crénelures
ϵ'_t	Déformation en traction de la matrice de BFUP
ϵ_{tm}	Déformation en traction maximale du BFUP
ϵ_{tts}	Déformation de la phase de transition en traction limite du BFUP
θ	Inclinaison de la face des crénelures
σ_r	Pression radiale exercée par les crénelures
σ_t	Pression tangentielle exercée par les crénelures
τ	Contrainte tangentielle de la liaison armature-béton
τ_{max}	Contrainte tangentielle maximale de la liaison armature-béton
ν	Coefficient de poisson
μ	Coefficient de frottement
ω	Ouverture des fissure

LISTE DES ANNEXES

Annexe A	DIMENSIONNEMENT DE LA ZONE DE ROTULE PLASTIQUE À LA BASE D'UNE PILE DE PONT	155
----------	--	-----

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte général

Les tremblements de terre majeurs de San Fernando (1971), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) et Kobe (1995) ont permis de mettre en évidence la vulnérabilité de certaines structures existantes, entre autres, les piles de ponts qui présentaient des comportements extrêmement fragiles causant parfois l'effondrement des ouvrages. Un ensemble de considérations et de recommandations sismiques ont conséquemment été introduites dans les normes de conception.

Le confinement supplémentaire de la zone de rotule plastique a été imposé dans la norme canadienne des ponts version CSA S6-88 (CSA, 1988) et depuis cette date, les connaissances en matière de conception sismique n'ont cessé d'évoluer. La version CSA S6-00 (CSA, 2000) impose de fortes exigences quant au non chevauchement des armatures longitudinales à la base des colonnes et enfin, la norme CSA S6-14 (CSA, 2014) introduit un nouveau concept de dimensionnement : la conception basée sur la performance.

En considérant que la plupart des ponts au Québec sont antérieurs aux années 1980 (MTMDET Québec, 2014), ils présentent certaines lacunes au niveau de leur détail constructif en cas de sollicitations sismiques importantes et une réhabilitation sismique doit être envisagée pour obtenir un comportement structurel adéquat. En parallèle à la remise à niveau de ces structures, une méthode de construction moderne se développe dans le cas de nouvelles conceptions aptes à répondre aux besoins sismiques, la conception accélérée des ponts (CAP) (*Accelerated Bridge Construction*) (CSCE, 2011; Hällmark et al., 2012). Cette dernière consiste à assembler sur site des éléments structurels préfabriqués en usine dans le but d'obtenir un comportement similaire à une structure coulée en place. Les connexions entre chaque pièce préfabriquée constituent alors des zones primordiales à l'intégrité d'une telle structure (Marsh et al., 2011). L'emploi d'éléments préfabriqués est cependant moins répandu au Québec qu'il ne l'est aux États-Unis et les recherches dans ce domaine s'intensifient dans le but de les intégrer dans les prochaines éditions des normes et guides de conception des ponts.

1.2 Problématique

En cas de séisme majeur, une structure doit présenter un comportement ductile, c'est-à-dire être capable de dissiper l'énergie générée, en tolérant d'importantes déformations inélastiques. L'amélioration des connaissances pour la conception parasismique des structures a permis d'atteindre un niveau de performance incomparable à ce qui était prescrit dans les versions

de la norme antérieures à celle de l'année 2000, si bien que ces critères dictent dorénavant la conception des éléments en béton armé devant résister aux séismes.

Pour les nouvelles conceptions, la norme exige la formation de rotules plastiques, régions où se concentre l'ensemble des déformations inélastiques et dont l'emplacement varie selon la géométrie de la pile. La jonction colonne-semelle est généralement une zone propice au développement de rotules et pour lesquelles des détails constructifs exigeants se doivent d'être conçus.

En parallèle à la méthode de construction traditionnelle, où les éléments en béton sont coulés en place, se développe la construction accélérée des ponts (CAP) mettant en pratique l'assemblage sur chantier d'éléments préfabriqués en usine. La préfabrication en amont, qui permet un meilleur contrôle de qualité, amène de nombreux avantages comme la diminution de la durée des chantiers et donc une réduction des coûts indirects pour les usagers, voire une réduction des coûts directs de construction. De plus, l'utilisation de matériaux durables, en usine ou en chantier, amène une réduction des coûts sur le cycle de vie des ouvrages (Massicotte et al., 2011).

L'objectif est de réaliser une structure monolithique faite d'éléments préfabriqués aussi performante qu'en employant une approche de construction traditionnelle. Or, pour les ouvrages préfabriqués, le comportement d'une structure dans sa globalité dépend surtout de la qualité des connexions réalisées entre chaque élément. Pour les ouvrages en béton, le transfert des efforts entre les éléments préfabriqués est assuré par des armatures chevauchées noyées dans un béton coulé en chantier au niveau de ces connexions. La performance d'un joint de chevauchement est dictée par plusieurs critères afin que les barres puissent développer leur pleine capacité en traction. La longueur de chevauchement, les propriétés du béton environnant, la présence ou non d'un confinement sont entre autres quelques exemples de paramètres qui influencent la capacité.

Face à cette situation, il est alors question de développer des critères de conception parafismique afin d'obtenir des joints de chevauchement efficaces et économiques à la base des piles de ponts, zone propice à la formation de rotules plastiques. Les Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP) ont fait preuve de performances remarquables dans une méthode de réhabilitation sismique développée à Polytechnique Montréal (Dagenais, 2014; Garneau, 2015; Jolicoeur, 2016; Smith, 2017) et les résultats obtenus permettent d'anticiper que cette technique puisse s'appliquer aux constructions préfabriquées. Ce présent projet de recherche tend alors à prouver les bienfaits quant à l'utilisation de ce matériau, pour les nouveaux ouvrages, dans les zones de rotules plastiques. Il est à rappeler que la norme de conception actuelle proscrit le chevauchement d'armatures à la base des piles des ponts pour que la

structure présente un comportement ductile en permettant la dissipation d'énergie grâce à la rotule plastique.

1.3 Objectifs du projet de recherche

Ce projet de recherche s'inscrit dans la continuité des travaux réalisés à Polytechnique Montréal sur le renforcement sismique des piles de ponts grâce aux bétons renforcés de fibres et marque un tournant, en traitant une nouvelle méthode de conception : la Construction Accélérée des Ponts. L'objectif général consiste à développer des critères de conception des joints de chevauchement en BFUP à la base des piles de ponts préfabriquées répondant aux exigences de ductilité sismique. À l'inverse des connexions entre éléments de dalles préfabriquées, où les joints de chevauchements sont courts avec un enrobage d'armatures de BFUP important, les connexions à la base de piles présentent des longueurs de chevauchement plus élevées et des enrobages d'armatures relativement faibles. Cette différence réside dans le fait que les joints de dalles doivent pouvoir présenter un comportement adéquat pour un très grand nombre de cycles de chargement et pour des éléments peu armés, avec des amplitudes de contraintes dans les armatures n'excédant pas 125 MPa (Marleau, 2017), alors que pour la base de piles, le nombre de cycles est faible, mais les amplitudes sont de l'ordre de 600 MPa (pleine capacité des armatures) dans des zones comportant une grande quantité d'armatures.

Pour une meilleure compréhension de ce phénomène complexe, une approche progressive est envisagée. Le projet vise ainsi à analyser les mécanismes de transfert d'efforts dans un joint de chevauchement en BFUP et à évaluer l'influence de certains paramètres sur la capacité ultime d'une zone d'ancrage. Pour ce faire, ce projet est divisé en quatre objectifs spécifiques :

1. étudier l'influence des restreintes latérales sur un modèle numérique d'un joint de chevauchement en fonction de sa géométrie ;
2. valider la méthodologie numérique grâce à une campagne expérimentale portant sur des joints de chevauchement en BFUP ;
3. réaliser une étude paramétrique pour déterminer les capacités de différents joints de chevauchement ;
4. orienter un futur programme expérimental destiné à l'étude de joints de chevauchement aptes à répondre aux critères de performance sismique.

La configuration des joints étudiés sera limitée aux chevauchements d'armatures en quinconce sans contact, géométrie considérée efficace et bien adaptée à l'application visée de la base des piles de ponts. La réalisation des essais au laboratoire, permettant de valider la phase numérique, excède la portée de ce mémoire.

1.4 Méthodologie et organisation du mémoire

L'étude numérique fera essentiellement appel aux analyses par éléments finis non linéaires. Les modèles seront réalisés à l'aide du logiciel ABAQUS via le module *Explicit* (ABAQUS, 2014) et en utilisant le modèle constitutif EPM3D, développé à Polytechnique Montréal (Massicotte & Ben Ftima, 2015) pour tenir compte des propriétés mécaniques du BFUP. Une modélisation à l'échelle de la crénelure sera adoptée selon la même approche retenue par Lagier lors de ses travaux (Lagier, 2015). Afin de pouvoir modéliser efficacement les nombreuses configurations de joints en vue de répondre aux objectifs fixés, un logiciel de pré-traitement sera développé à partir du langage de programmation PYTHON. L'outil développé permettra de générer les modèles d'éléments finis utilisés par la suite sur ABAQUS.

Avant d'exposer l'impact des différents paramètres sur les capacités d'un joint de chevauchement à la base d'une pile mur ou d'une culée, une première étude de variabilité des conditions aux frontières est entreprise sur des modèles géométriquement réduits pour estimer les performances et faire apparaître différents modes de rupture et ainsi, confirmer un comportement cohérent ou non avec un modèle continu de référence. La validation des hypothèses de modélisation sera par la suite réalisée en exploitant les résultats de nombreux essais expérimentaux, réalisés au préalable à Polytechnique Montréal. Finalement, une fois que les hypothèses de modélisation seront validées, l'étude paramétrique sera entreprise afin de mettre en lumière les paramètres ayant une influence majeure sur les capacités d'un joint de chevauchement. De manière synthétisée, la Figure 1.1 présente l'organisation de projet.

L'étude paramétrique numérique finale nécessitera la réalisation d'essais expérimentaux visant à confirmer les résultats numériques et à améliorer le modèle. Cette étude constitue ainsi l'amorce d'autres études expérimentales et numériques dont le but est de développer des joints de chevauchement aptes à résister aux efforts sismiques développés à la base des piles.

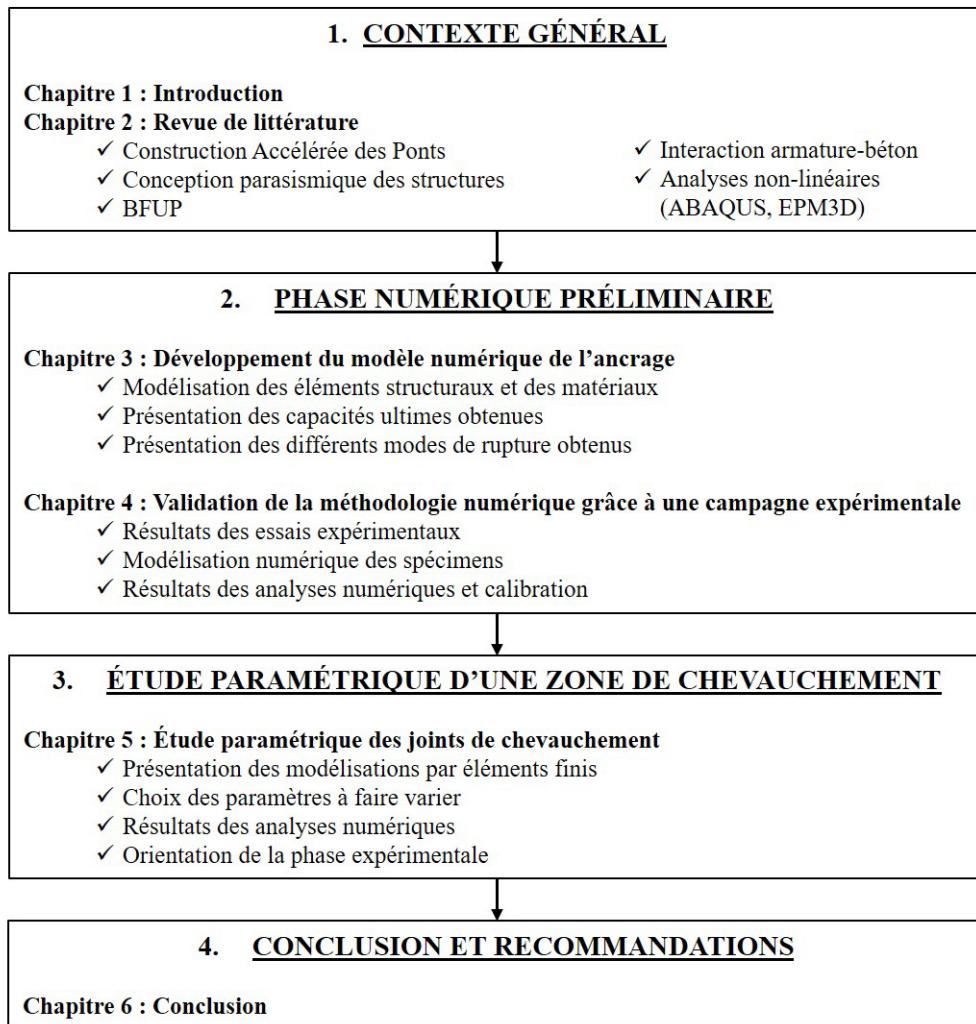


Figure 1.1 – Organigramme de l'organisation du mémoire

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Ce chapitre se veut un état de l'art de l'ensemble des sujets qui seront abordés dans ce mémoire. La revue exposera premièrement les principes de la construction préfabriquée d'ouvrages avant de s'intéresser à la conception parasismique des piles de ponts telle que décrite dans la norme CSA-S6-14. Les propriétés mécaniques des bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) seront ensuite présentées pour mieux comprendre l'intérêt de leur utilisation. Ce chapitre expliquera également le phénomène de liaison entre le béton et les armatures, notamment les mécaniques de transfert des efforts. Enfin, il conclura sur la nécessité de considérer les non-linéarités dans les analyses par éléments finis dans le but d'obtenir des comportements au plus près de la réalité.

2.1 Construction accélérée des ponts

Cette nouvelle technique de construction, qui consiste à assembler sur site des éléments préfabriqués en usine ou parfois sur site, a prouvé son efficacité dans le domaine du génie civil où les délais de construction sont de plus en plus restrictifs. L'objectif est d'obtenir une structure au comportement monolithique et comparable à celui obtenu d'une méthode de construction traditionnelle. Pour ce faire, plusieurs techniques de connexion ont été développées et de nombreuses alternatives sont actuellement étudiées.

2.1.1 Description du concept

La construction accélérée des ponts (*Accelerated Bridge Construction*) est une nouvelle méthode utilisée dans le domaine de la construction qui privilégie la fabrication en usine des éléments structuraux puis leur assemblage sur site, voir Figure 2.1. Cette technique fait actuellement ses preuves et se développe dans de nombreux pays en Europe et en Amérique (Hällmark et al., 2012). Là où l'approche de construction traditionnelle a un impact socio-économique non négligeable pour les propriétaires et les usagers, la construction accélérée se veut bien plus efficace puisqu'elle permet de réduire les coûts de main d'œuvre sur chantier et les perturbations liées à la circulation (Hällmark et al., 2012; CSCE, 2011). Enfin, la durabilité des ouvrages érigés de cette manière tend à s'améliorer améliorée grâce à la préfabrication des pièces dans un environnement contrôlé et à la qualité des matériaux utilisés (Massicotte et al., 2012).

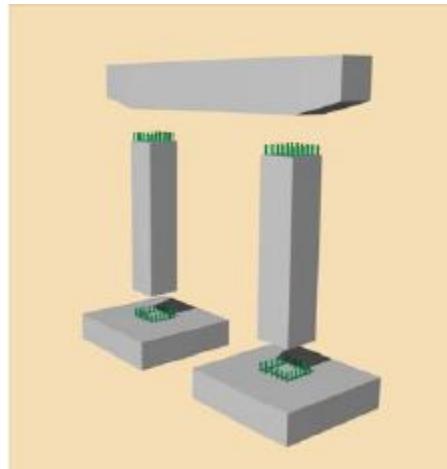


Figure 2.1 – Assemblage d’éléments préfabriqués (Culmo, 2009)

La qualité des connexions entre les éléments a une grande importance sur le comportement global d’une structure et sur sa résistance. Ces connexions garantissent le bon cheminement des charges au sein de l’ouvrage et sont alors dimensionnées pour reprendre l’ensemble des sollicitations auxquelles la structure sera soumise comme le poids propre, les charges gravitaires, les charges mobiles, le vent et les séismes.

Pour les éléments sujets à résister aux efforts sismiques, les zones de rotules plastiques sont conçues pour présenter une résistance moindre que les autres éléments, voir Figure 2.2. Elles doivent être en mesure toutefois de dissiper l’énergie générée par les séismes et de tolérer un grand nombre de cycles de déformations inélastiques sans perte de résistance. En contrepartie, les autres éléments sont dimensionnés afin d’offrir une résistance supérieure à celle associée à la formation de rotures plastiques et de rester dans leur domaine élastique, selon le principe de dimensionnement par capacité (Marsh et al., 2011).

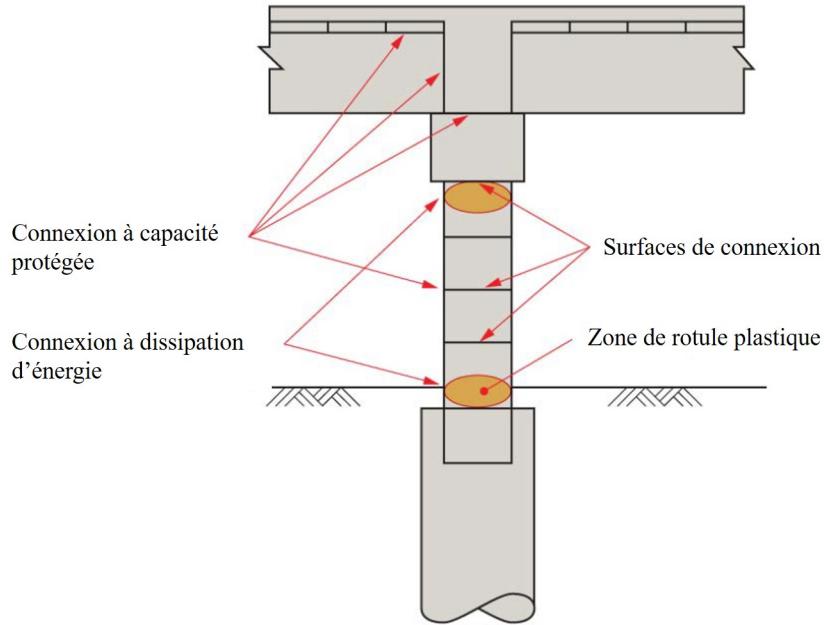


Figure 2.2 – Localisation des différentes connexions d’éléments préfabriqués
(adaptée de Marsh et al., 2011)

Enfin, parce que les piles constituent les éléments les plus sollicités en cas de séisme, une attention très particulière doit être apportée au niveau des connexions des colonnes préfabriquées à la semelle (Culmo, 2009), là où se forment les rotules plastiques.

2.1.2 Mécanismes de transfert des efforts sismiques

Le transfert des charges se doit d’être parfaitement établi au sein d’un ouvrage, aussi bien que les dispositifs de connexions qui en sont à l’origine. Cette section s’intéresse plus particulièrement aux sollicitations sismiques et présente différentes connexions envisagées pour reprendre ces cas de chargement au sein d’un pont composé d’éléments préfabriqués.

Comme il a été mentionné ci-dessus, toutes les connexions ne nécessiteront pas la même approche de conception selon leur emplacement. Les jonctions aux extrémités des colonnes, généralement à la base, exigent un détail constructif particulier et robuste pour permettre la reprise de la quasi-totalité des efforts sismiques, tandis que d’autres joints comme ceux entre dalles préfabriquées, ne sont généralement pas autant sollicités (Tremblay, 2016; Marleau, 2017).

Dans la conception des connexions entre les éléments de la superstructure, il est important de

distinguer les ouvrages où la superstructure et les éléments de fondations sont complètement désolidarisés et ceux où ils sont connectés. Dans le premier cas, la superstructure est très peu impactée par les mouvements de terrain car la majorité des forces sismiques induites est reprise par les éléments de fondations (Culmo, 2009). À l'inverse, si ces deux parties sont solidaires, la transmission des forces sismiques peut se faire jusqu'aux éléments de la superstructure et alors ces connexions devront être conçues en fonction de la demande.

La capacité limitée du béton à reprendre les efforts de traction a conduit au développement de plusieurs mécanismes de transfert de charges entre les différents éléments. Les connexions les plus fréquemment employées sont les suivantes (Massicotte et al., 2011) :

- les manchons mécaniques en acier injectés de coulis cimentaire ;
- les conduits post-tension injectés de coulis cimentaire ;
- les vides structuraux remplis de coulis cimentaire ou de béton coulé sur place ;
- la précontrainte par post-tension conventionnelle.

Les manchons mécaniques en acier injectés de coulis cimentaire

Ce système consiste à assembler les deux éléments préfabriqués en insérant les armatures en attente de la première pièce dans le manchon en acier concordant disposé dans la seconde. Par la suite, un coulis cimentaire est injecté au sein du manchon par l'intermédiaire de cheminées prévues à cet effet. Pour assurer une meilleure adhésion et ainsi un meilleur transfert d'efforts, le manchon est muni de crénélures internes régulièrement espacées. Il s'agit d'ailleurs du système retenu pour l'ouvrage de Sainte-Christine, Québec (MTQ).

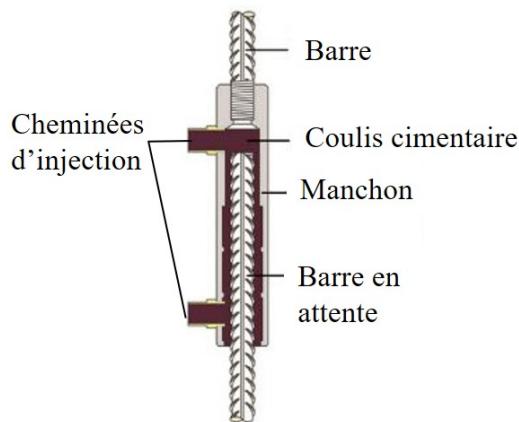


Figure 2.3 – Manchon mécanique en acier injecté de coulis cimentaire
(adaptée de Yan et al., 2017)

Selon le type de coulis cimentaire injecté, ce dispositif permet généralement de développer une capacité supérieure à celle de l'armature, de l'ordre de 125% de f_y voire plus (Culmo, 2009). Assurer la continuité des armatures par voie mécanique est très avantageux puisque la longueur nécessaire au bon transfert de charges est réduite en comparaison aux longueurs de chevauchement habituelles requises pour des joints de chevauchement coulés en place (Einea et al., 1995).

Toutefois, la mise en application de ce dispositif reste une tâche complexe et les tolérances de préfabrication sont exigeantes. L'utilisation de manchons en acier est mieux adaptée au cas d'un assemblage vertical plutôt qu'horizontal en raison de la maniabilité des pièces préfabriquées imposantes comme l'illustre la Figure 2.4.

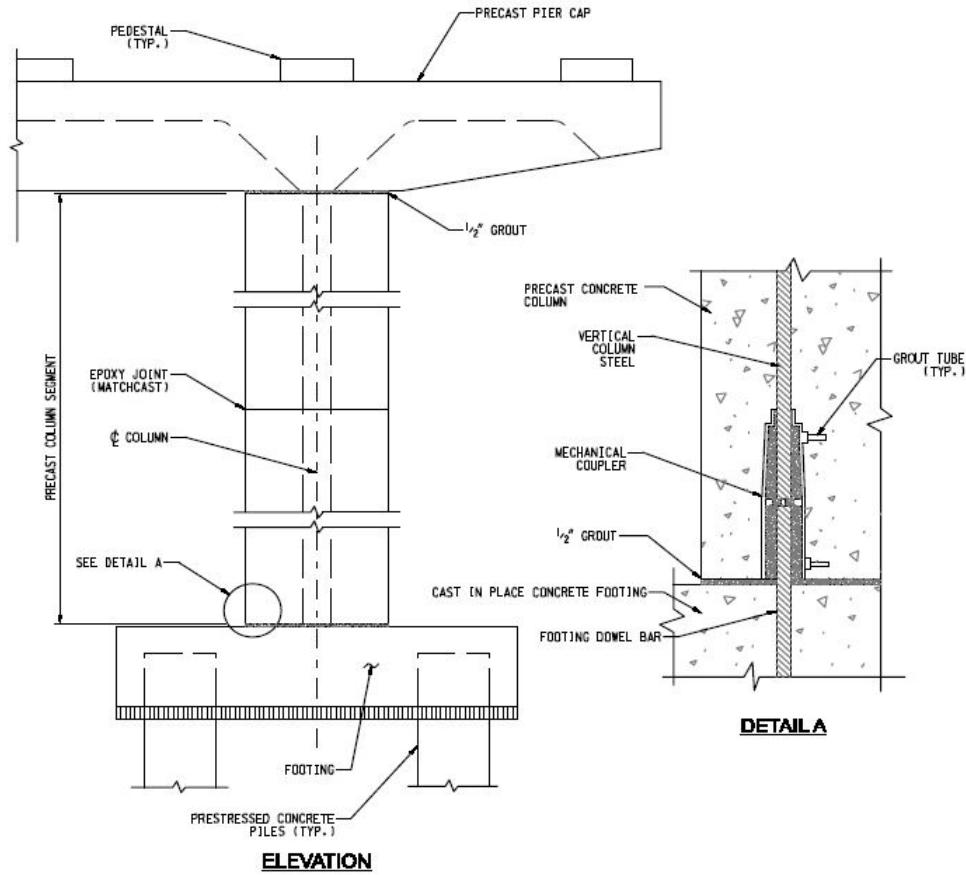


Figure 2.4 – Disposition de manchons mécaniques en acier à la base d'une pile préfabriquée (Culmo, 2009)

Les conduits de post-tension injectés de coulis cimentaire

Ce principe de connexion reste similaire à celui des manchons en acier à la différence qu'il n'y a pas de liaison mécanique avec l'armature. Les longueurs totales de chevauchement doivent de ce fait être respectées pour développer la pleine capacité en traction des barres.

Les conduits de câbles de précontrainte sont disposés préalablement à la coulée de la pièce en béton. Les tolérances de fabrication sont moins sévères que pour les manchons mécaniques, de par le diamètre du conduit, mais les performances sismiques sont réduites. Ce système n'est alors pas approprié pour des régions où l'activité sismique est importante (Massicotte et al., 2011).

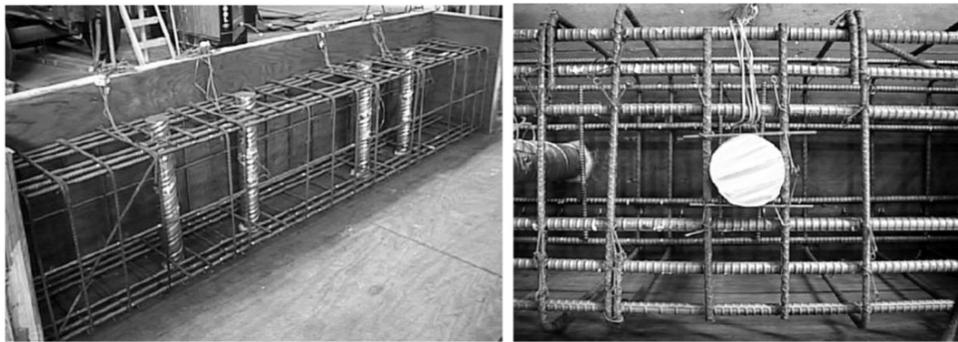


Figure 2.5 – Conduits utilisés pour la préfabrication d'un chevêtre
(Massicotte et al., 2011)

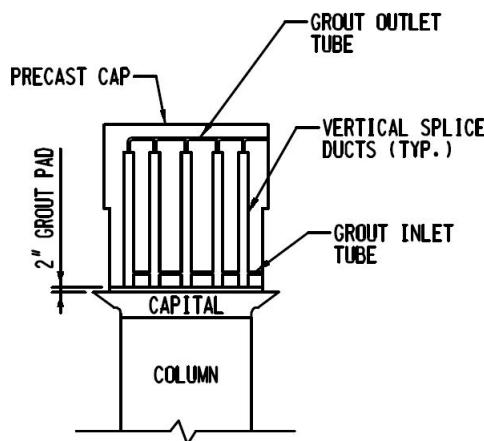


Figure 2.6 – Mise en place de conduits de post-tension injectés de coulis cimentaire
(Culmo, 2009)

Les vides structuraux remplis de coulis cimentaire

Ce procédé consiste à coiffer un vide dans l'élément qui recevra les armatures en attente d'une autre pièce et offre ainsi au concepteur un large choix de configuration. Cette méthode est couramment employée dans le bâtiment, notamment pour les réservations prévues pour la tuyauterie ou la ventilation dans les éléments structuraux.

Pour assurer une meilleure interaction entre l'élément préfabriqué et le matériau de remplissage, les surfaces de coffrages peuvent être rendues rugueuses, mais cette connexion n'est pas compétente dans la reprise de moments fléchissants (Massicotte et al., 2011).



Figure 2.7 – Coffrages utilisés pour la préfabrication d'un chevêtre (Massicotte et al., 2011)

Les vides structuraux remplis de béton coulé sur place

La préfabrication des éléments à raccorder de cette manière doit garantir l'accessibilité aux armatures en attente de chacune des pièces. Ce type de connexion consiste à assembler les éléments pour assurer le chevauchement de leurs armatures sur une longueur de développement suffisante, à coiffer ce joint de chevauchement puis à couler le béton afin de colmater le vide structural autour des armatures. Cette méthode est souvent utilisée pour les joints horizontaux entre dalles, voir Figure 2.8.

Les travaux réalisés par Marleau à Polytechnique Montréal sur le comportement des joints en BFUP entre dalles préfabriquées de ponts ont permis de mettre en avant les bienfaits quant à l'utilisation d'un BFUP au niveau des joints entre dalles sous chargement cyclique (Marleau, 2017). À l'ultime, il s'avère que le joint en BFUP n'est pas endommagé, contrairement à l'interface dalle-joint ou à la dalle elle-même. L'auteur recommande d'ailleurs d'utiliser des éléments préfabriqués en Béton Fibré à Hautes Performances (BFHP) afin d'améliorer la durabilité des ouvrages.

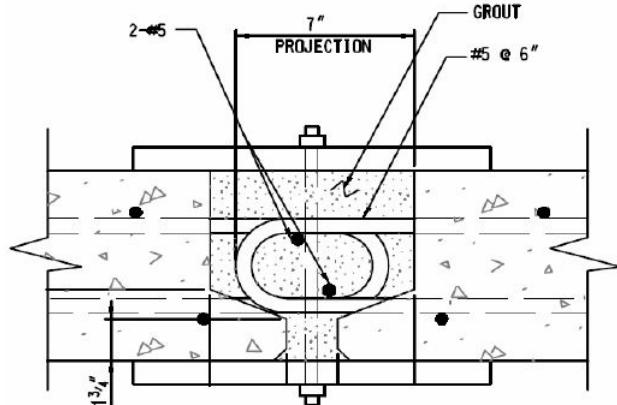


Figure 2.8 – Joint de chevauchement entre deux dalles préfabriquées (Culmo, 2009)

La précontrainte par post-tension conventionnelle

C'est une méthode d'assemblage très fréquente qui consiste à installer les segments d'un même élément structural et à exercer une précontrainte par post-tension entre ces derniers pour garantir leur maintien. L'intensité de la post-tension appliquée influence le comportement global de l'élément en autorisant, ou non, le décollement entre les segments (Ahn et al., 2006). Ou et al. ont d'ailleurs étudié la dissipation de l'énergie grâce au décollement toléré entre chaque segment, voir Figure 2.9 (Ou et al., 2006). L'utilisation d'un coulis cimentaire ou de béton coulé en place entre chaque segment peut être envisagée pour assurer la reprise de l'effort tranchant au sein de l'élément global.

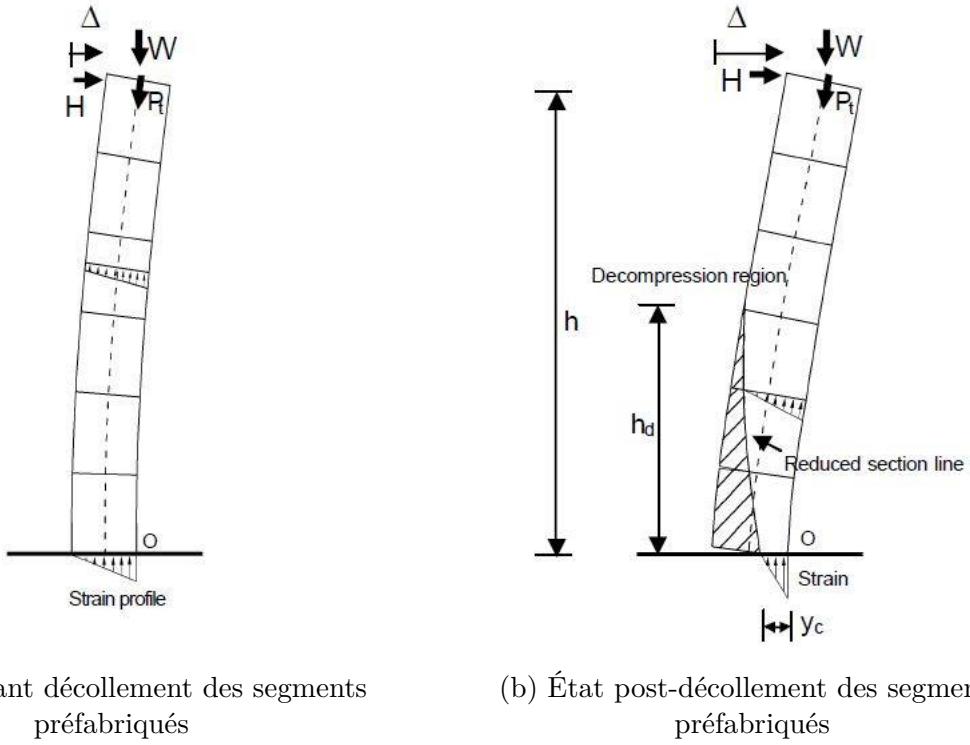


Figure 2.9 – Comportement d'une colonne composée d'éléments préfabriqués autorisant le décollement des segments (Ou et al., 2006)

2.2 Conception parasismique des piles de ponts

La conception parasismique des structures occupe désormais une place prépondérante dans leur dimensionnement et les connaissances à ce sujet n'ont cessé de progresser au cours des dernières années. L'observation des différents modes de défaillances suite aux séismes historiques a permis une continue amélioration des normes de conception, qui permettent dorénavant de garantir un comportement ductile des structures.

2.2.1 Généralités

La philosophie de conception parasismique a grandement évolué depuis les années 1970. Aujourd'hui concevoir des ouvrages afin qu'ils résistent aux charges sismiques en mode élastique n'est généralement plus possible dans les zones où des séismes d'intensité importante sont anticipés et ce, à cause de charges latérales sismiques trop élevées qui entraîneraient une augmentation considérable du poids des structures et des coûts de construction. S'assurer que les ouvrages présenteront un comportement ductile est l'approche privilégiée pour assurer la

sécurité des ouvrages aux charges sismiques dont l'intensité est difficilement prévisible.

C'est dans cette optique que les charges de conception sont désormais déterminées, à un niveau moindre que les charges élastiques, afin de concevoir des éléments qui présenteront un comportement inélastique permettant un grand niveau de déformations sans perte de résistance. Les éléments au comportement inélastique, par exemple les piles de ponts, permettent de dissiper l'énergie générée lors d'un séisme et peuvent de ce fait être qualifiés d'éléments fusibles. Selon le principe de la méthode de conception basée sur la force, méthode de dimensionnement traditionnelle, les efforts de conception sont obtenus en divisant les efforts élastiques par un coefficient de modification de réponse R . Suivant le type d'élément retenu pour reprendre les déformations inélastiques, ce coefficient varie entre 2 et 5, où 5 correspond au niveau de ductilité le plus élevé. Les éléments protégés, c'est-à-dire autres que les fusibles, sont dimensionnés pour des charges déterminées selon la capacité des fusibles afin de demeurer dans leur domaine élastique.

La norme canadienne des ponts a récemment introduit une nouvelle méthode de conception où l'hypothèse d'un certain niveau d'endommagement de l'ouvrage est dorénavant tolérable selon l'importance stratégique du pont et l'intensité du séisme déterminée, selon différentes périodes de retour. Les efforts de conception déduits de cette nouvelle approche devraient être similaires à ceux de la méthode des forces. Toutefois, la conception par performance permet de mieux ajuster la conception des éléments selon les critères de performances visés et pourrait entraîner une réduction des coûts de construction en s'assurant d'un meilleur comportement de l'ouvrage selon les niveaux d'endommagement établis. Ce principe constitue la base même de la conception basée sur des critères de performance (*Performance Based Design*) introduite dans la norme CSA S6-14 et est illustré sur la Figure 2.10.

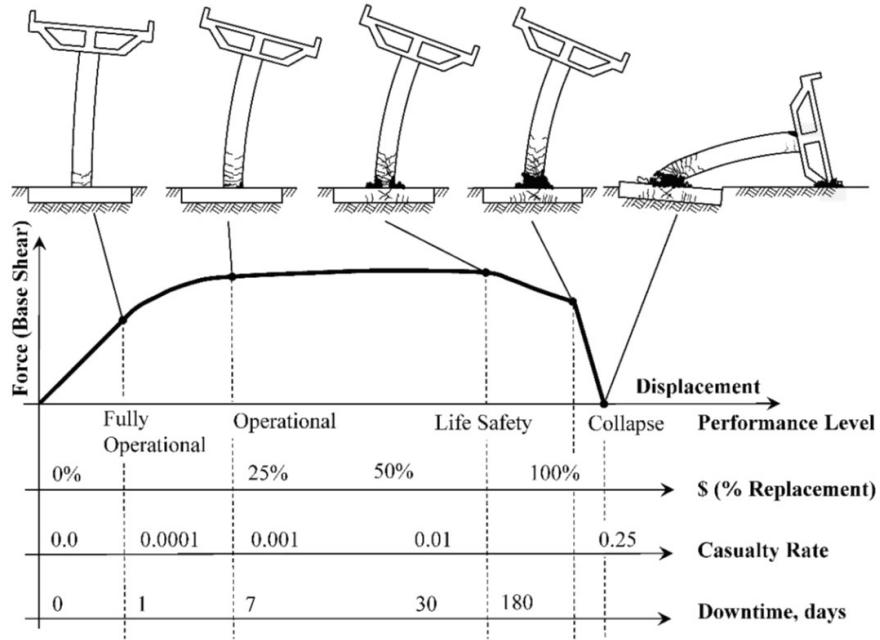


Figure 2.10 – Principe de conception par capacité d'une pile de pont (Marsh & Stringer, 2013), adaptée de l'exemple de Moehle & Deierlein (2004)

2.2.2 Philosophie de la conception sismique

Principe de ductilité d'une structure en béton armé

Priestley et al. (1996) qualifient la ductilité d'une structure comme étant sa capacité à pouvoir subir des déformations inélastiques sans perte significative de résistance lorsque soumise à de nombreux cycles de chargement (Priestley et al., 1996). Lors d'un séisme, les piles constituent les éléments les plus vulnérables d'un pont et sont alors sujettes à une zone de concentration de déformations inélastiques, appelée rotule plastique.

Pour expliquer ce phénomène, un exemple tiré de Priestley et al. (1996) adapté par Dagenais (2014) est présenté à la Figure 2.11. Lorsqu'une pile, telle que présentée à la Figure 2.11a, est soumise à des sollicitations transversales générées par un séisme d'intensité modérée, l'effort horizontal résisté par la pile, présentant un comportement élastique, est égal à V_m et le déplacement à son sommet est égal à Δ_m . Dans le cas où cette pile présenterait un comportement inélastique qui s'initierait à un niveau d'efforts V_y moindre que V_m , il est admis que la pile subirait un déplacement Δ_m pour un séisme de même intensité, comme l'illustre la Figure 2.11b. Ce faisant, la pile dissipe par déformations inélastiques l'énergie générée par le séisme sans toutefois excéder un niveau d'effort V_y . Lors de sollicitations sismiques plus intenses, égales à V_e en mode élastique, cette même pile atteint un niveau d'efforts égal à V_y .

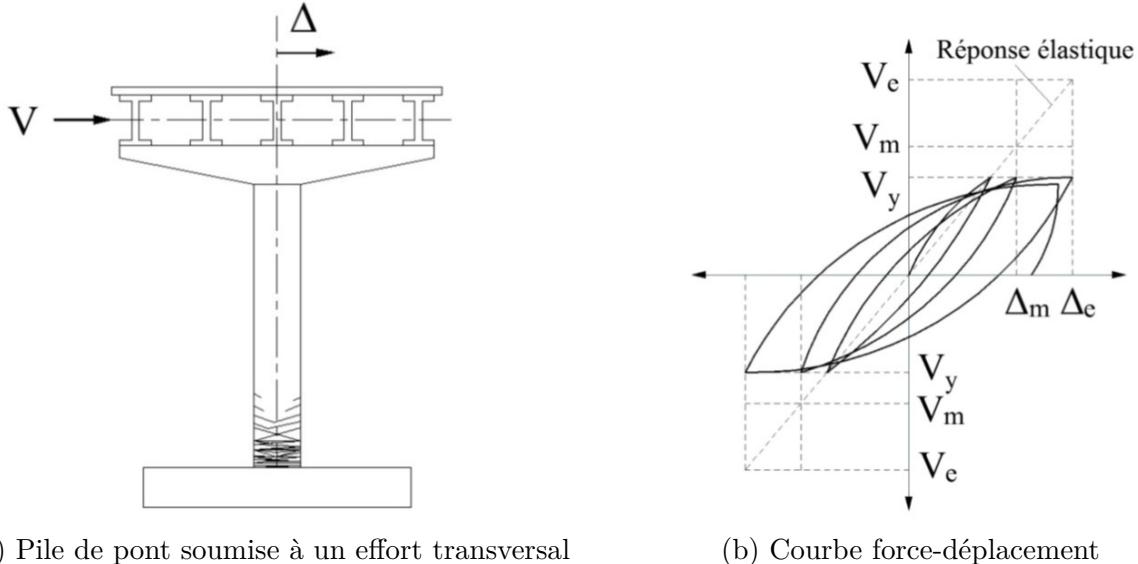
(où $V_y < V_e$) avec toutefois un déplacement transversal Δ_e , correspondant au déplacement de la pile si elle demeurait élastique pour un niveau d'efforts élastiques V_e . Ce phénomène s'explique grâce au principe des déplacements égaux où le niveau de ductilité μ_y est défini par l'équation 2.1.

$$\mu_y = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (2.1)$$

où μ_y : Niveau de ductilité global de l'élément

Δ : Déplacement équivalent à la demande sismique

Δ_y : Déplacement à l'instant de la première plastification des armatures longitudinales



(a) Pile de pont soumise à un effort transversal

(b) Courbe force-déplacement

Figure 2.11 – Réponse ductile d'une pile de pont (Dagenais, 2014)

Rotule plastique

La rotule plastique est par définition la zone où se concentre l'ensemble des déformations inélastiques accumulées lors d'un séisme. Celle-ci se situe généralement à la base de la pile, à la jonction entre la semelle de fondation et la colonne. Une estimation de la longueur de la rotule plastique, notée l_p , est nécessaire pour déterminer la rotation plastique dans la rotule et ainsi déduire le déplacement horizontal. La longueur de la rotule plastique permet également de déterminer la hauteur où un confinement supplémentaire doit être apporté afin d'assurer

le niveau de ductilité requis. La norme actuelle CSA S6-14 définit la hauteur de la zone de confinement comme le maximum entre la plus grande dimension transversale de la colonne, un sixième de sa hauteur libre et 450 mm. Pour les piles rectangulaires les travaux réalisés par Khaled (2010) indiquent de considérer la plus petite dimension transversale de colonne, plutôt que la dimension maximale pour le calcul des déplacements.

Dans la littérature, Priestley et al. (1996) définissent la longueur totale de l_p par l'équation 2.2 ci dessous.

$$l_p = 0.08 \cdot L + 0.022 \cdot f_y \cdot d_b \geq 0.044 \cdot f_y \cdot d_b \quad (2.2)$$

où L : longueur de la membrure jusqu'au point d'infexion ;

f_y : contrainte de plastification des armatures longitudinales ;

d_b : diamètre des armatures longitudinales ;

et où le terme $0.022 \cdot f_y \cdot d_b$ correspond à la longueur de pénétration de la rotule plastique au sein de la semelle de fondation, notée l_{ps} . La longueur totale l_p doit alors être au moins deux fois supérieure à l_{ps} selon l'équation 2.2.

Une attention particulière quant au détail d'armature au niveau de la zone de rotule plastique doit être portée pour éviter une ruine prématuée de la structure. Un détail d'armature minimalist peut avoir de désastreuses conséquences sur l'endurance et la sécurité d'un ouvrage. Un tel détail va d'ailleurs à l'encontre des prescriptions de la norme. Le manque de confinement peut par exemple entraîner une ruine par perte d'ancrage des barres chevauchées ou par éclatement du béton environnant.

2.3 Bétons Fibrés à Ultra-haute Performance (BFUP)

Selon la future édition de la norme CSA-23.1-19 (CSA, 2019), les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) se définissent par des résistances en compression et en traction respectivement supérieures à 120 MPa et à 5 MPa pour les BFUP écrouissants, par une importante ductilité en traction provenant de l'apport de fibres métalliques dans la matrice cimentaire et par des exigences de durabilité (perméabilité) exceptionnelles (AFGC, 2013). Leur utilisation dans le domaine de la construction est de plus en plus fréquente grâce à leurs propriétés mécaniques avantageuses.

2.3.1 Formulation

Les composants principaux d'un béton ordinaire se retrouvent dans la composition d'un BFUP néanmoins, leur dosage varie. Premièrement, les BFUP se caractérisent par leur important dosage en ciment (de 700 à 1000 kg/m^3) qui, combiné aux fumées de silice, conduit à une matrice cimentaire très compacte puisque ces dernières réagissent avec la chaux hydratée ou la portlandite provenant de l'hydratation du ciment, pour former d'autres hydrates (CSH) plus performants. De plus, la taille des granulats est extrêmement réduite, le diamètre maximal varie entre 0.5 et 7 mm selon les BFUP. Ces trois caractéristiques contribuent à réduire la porosité capillaire du matériau. Le rapport eau/ciment (E/C) est abaissé à 0.2 grâce à l'emploi d'adjuntoirs en grande quantité et enfin, la principale distinction provient de l'ajout de fibres métalliques dont la taille varie en fonction du diamètre du plus gros granulat, de la résistance de la matrice et des propriétés recherchées. Le tableau 2.1 présente les quantités des composants pour différents types de béton.

Tableau 2.1 – Composition classique d'un béton ordinaire, d'un BHP et d'un BFUP
(Guénet, 2016)

Compositions	Béton ordinaire	BHP	BFUP
Rapport eau/liant	0.4 à 0.6	0.3 à 0.35	0.16 à 0.2
Liants (kg/m^3)	300 à 375	350 à 500	700 à 1 500
Eau (kg/m^3)	150 à 200	140 à 160	160 à 230
Super plastifiant (kg/m^3)	-	3.5 à 10	10 à 45
Fumée de silice (kg/m^3)	-	0 à 50	175 à 375
Fibres d'acier (kg/m^3)	-	-	160 à 260
Masse volumique (kg/m^3)	2 300	2 300	2 400 à 2 700

2.3.2 Propriétés mécaniques

Comme énoncé ci-dessus, les BFUP ont une très grande résistance en compression à 28 jours, de l'ordre de 120 à 150 MPa voire plus. Le BFUP développé à Polytechnique Montréal possède une résistance en compression typiquement de l'ordre de 120 à 130 MPa à 28 jours (Braike, 2006), résistance adéquate pour la norme canadienne CSA A23.1. En plus de cette résistance élevée en compression, qui distingue un BFUP d'un béton ordinaire, la phase post-fissuration, adoucissante ou écrouissante puis adoucissante, présente un comportement ductile caractérisé par une décroissance nettement moins rapide grâce au pontage des fibres métalliques dans le matériau.

La résistance en traction d'un BFUP reste cependant l'avantage principal de ce matériau,

celle-ci pouvant varier typiquement de 7 à 15 MPa pour les BFUP courants. Les fibres réduisent considérablement la fragilité du béton en contrant l'ouverture des fissures et ainsi, aident à maintenir une certaine résistance post-fissuration. Ce phénomène est décrit à la Figure 2.12 et permet de distinguer trois comportements différents selon le niveau de déformations.

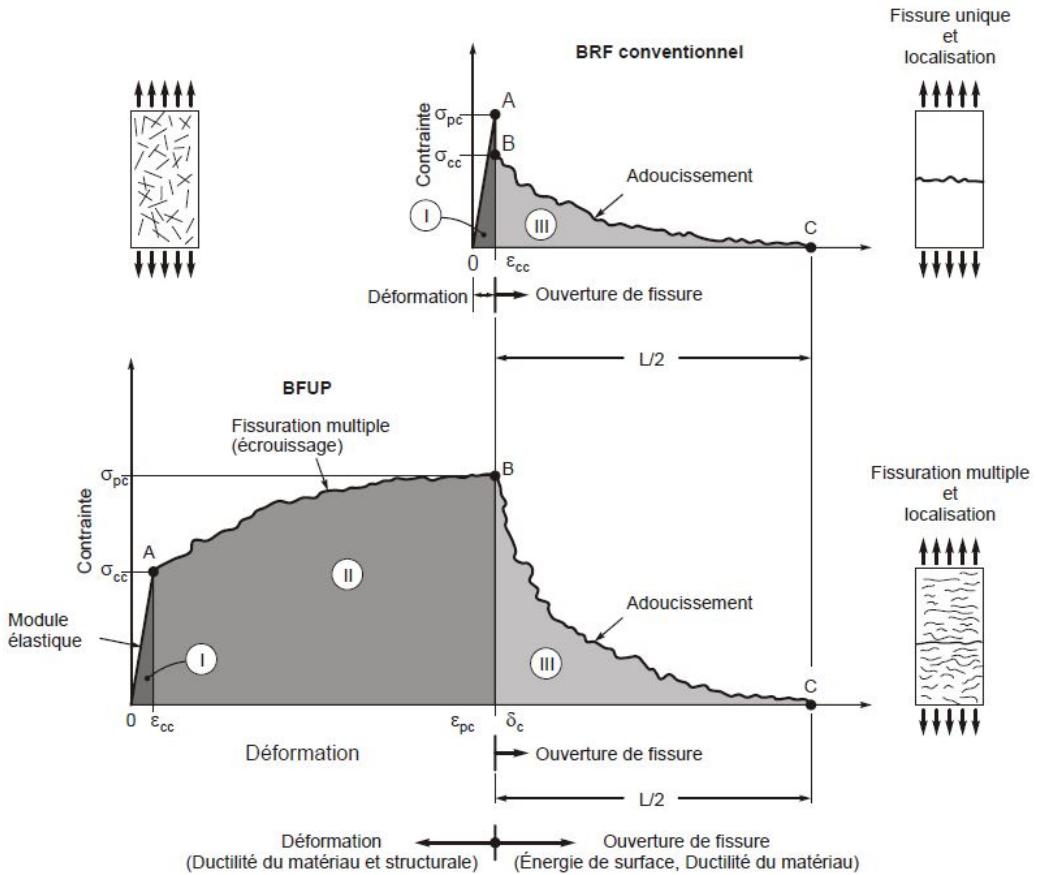


Figure 2.12 – Comportement en traction du BFUP par rapport à un BRF
(adaptée de Naaman, 2003)

Le comportement en traction des BFUP varie grandement selon le dosage et le type de fibres utilisées. Pour des BFUP à fort dosage en fibres, à partir de 3% en volume (soit environ 240 kg/m³), un comportement écrouissant peut être observé en traction directe sur des éprouvettes où l'orientation des fibres est favorable (principalement selon la direction de l'éprouvette). Dans ce cas le comportement en traction directe se subdivise en trois phases. La première phase (I) décrit un comportement linéaire élastique, dont le module élastique est identique à celui de la compression, jusqu'à l'apparition d'une première microfissure (point A). Par la suite, une multitude de microfissures apparaissent, les fibres métalliques permettent alors le pontage du béton environnant en empêchant ainsi leur propagation. Cette phase dite

d'écrouissage (II) est à l'origine du comportement ductile du BFUP en traction et se termine lors de l'apparition d'une macrofissure localisée (point B). Enfin un comportement adoucissant (III) prend forme jusqu'à la rupture des fibres qui retiennent cette macrofissure (point C). Pour de plus faibles dosages, la phase écrouissante sera moins marquée, voire inexistante puisque sa longueur est dépendante du pourcentage en volume de fibres (Lagier, 2015). La longueur de la phase adoucissante quant à elle varie selon le type de fibres utilisées : les fibres plus longues et mieux ancrées (à crochets par exemple) auront tendance à allonger la phase adoucissante alors que les fibres courtes et droites, se déchausseront rapidement et mènent à une phase de localisation moins marquée.

Les travaux réalisés à Polytechnique Montréal concernant la réhabilitation sismique des joints de chevauchement avec du BFUP (Boucher-Proulx, 2008; Dagenais, 2014; Lagier, 2015) ont montré qu'il constitue un excellent matériau pour assurer le transfert des efforts entre les armatures chevauchées. Les fibres empêchent effectivement la propagation des fissures vulnérables de fendage et ainsi, l'éclatement du béton d'enrobage.

Cependant, un tel comportement en traction est très dépendant de la dispersion et de l'orientation des fibres métalliques. Pour qu'une structure soit ductile, l'orientation préférentielle des fibres doit être dans la direction principale des déformations. Une mauvaise orientation peut entraîner une réduction de 60% de la résistance en traction et de 95% de la longueur de la phase d'écrouissage (Delsol, 2012). Enfin, le comportement en compression uniaxiale du BFUP est aussi influencé par ce paramètre puisque les fibres jouent un rôle de confinement en venant s'opposer aux déformations radiales.

2.3.3 Caractérisation en traction

De manière à caractériser le comportement en traction d'un BFUP, un essai développé au laboratoire de Polytechnique Montréal consiste en l'application d'une traction directe sur des spécimens en forme d'os. Les dimensions des essais de caractérisation sont présentées à la Figure 2.13 et ont été déterminées pour permettre aux mâchoires de la presse *INSTRON* d'exercer une pression suffisante pour retenir le spécimen sous traction et éviter le développement des fissures aux zones sous pression. Enfin, chaque essai est instrumenté grâce à 4 capteurs de glissement (LVDT) situés sur chacune des faces de l'os. Deux d'entre eux servent à contrôler l'essai en déplacement et les deux autres permettent de mesurer le déplacement de la section étroite de l'os (Beaurivage, 2009).

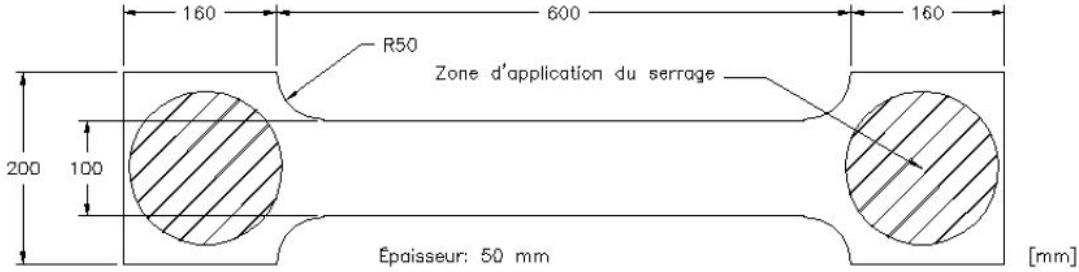


Figure 2.13 – Dimensions des spécimens en traction directe (Beaurivage, 2009)

2.4 Interaction armature-béton

L’endurance d’une structure dépend de son niveau de ductilité procuré par la zone de rotule plastique. Depuis l’intégration des considérations sismiques dans la norme CSA-00 (CSA, 2000), le chevauchement des barres verticales dans les zones de rotule plastique est interdit car l’endommagement de la structure à cet endroit pourrait avoir une incidence sur le cheminement des charges et donc sur sa performance sismique, malgré un confinement suffisant.

Localement, cette viabilité est assurée par l’interaction entre le béton et les armatures et donc, par la contrainte de liaison entre les deux matériaux. Ce principe constitue le fondement même du transfert des efforts dans une structure de béton armé.

2.4.1 Définition

L’interaction existante entre le béton et les armatures permet d’assurer le transfert des efforts entre les deux matériaux et ainsi de garantir le bon cheminement des charges dans l’ouvrage.

Pour que cette liaison soit la plus efficace possible, les codes actuels prescrivent une longueur d’ancrage (l_d) minimale, aussi appelée longueur de développement. Cette dernière permet de développer la pleine capacité d’une barre d’armature en atteignant sa contrainte de plastification f_y . Pour atteindre la contrainte de rupture f_u , telle que requise pour une conception parasismique, des longueurs de chevauchement l_s plus grandes doivent être utilisées.

Le principe d’un joint de chevauchement repose sur la connexion entre deux éléments d’une structure en béton armé. À cette jonction doivent venir se chevaucher les barres en attente d’un élément avec celles de la pièce à connecter puis par l’intermédiaire du béton environnant, le transfert de charges pourra se faire entre les armatures chevauchées. La performance d’un joint de chevauchement est donc dépendante de la longueur de chevauchement des barres l_s .

2.4.2 Principes de la liaison armature-béton

Notion de contrainte tangentielle (anciennement adhérence)

L'adhérence désigne l'état de contraintes venant s'opposer au mouvement relatif entre deux surfaces. Cette notion était principalement employée lorsque les armatures étaient encore dépourvues de crénélures. À l'heure actuelle, l'adhérence n'est plus le mécanisme prépondérant de la liaison grâce à la butée des crénélures sur le béton avoisinant. Le terme contrainte tangentielle de liaison sera alors privilégié dans ce mémoire. Dans le cas des joints de chevauchement, cette contrainte tangentielle, notée τ , est à l'origine de l'interaction armature-béton, définie ci-dessus, et de trois mécanismes (Lutz & Gergely, 1967) :

- l'adhésion chimique ;
- le frottement entre deux surfaces rugueuses ;
- la butée mécanique des crénélures sur le béton environnant.

Lorsque le concept du béton armé a été développé, les armatures étaient effectivement lisses et alors, l'adhérence provenait d'abord de l'adhésion chimique et une fois que cette adhésion était rompue, elle ne dépendait plus que du frottement entre les deux surfaces.

Depuis l'introduction des armatures nervurées, cette contrainte τ est nettement améliorée car les crénélures apportent une résistance mécanique bien plus efficace que les deux mécanismes cités précédemment.

Pour quantifier la contrainte tangentielle, il n'est pas rare de trouver une relation contraintes tangrielles-glissement ($\tau - s$) telle que présentée à la Figure 2.14. Pour pouvoir considérer une contrainte tangentielle τ et un glissement s uniformes sur une longueur d'ancrage l_d , les essais d'arrachement doivent être réalisés sur des ancrages courts, c'est-à-dire une longueur d'ancrage inférieure à $5 d_b$, pour les bétons non fibrés (Redaelli, 2009) .

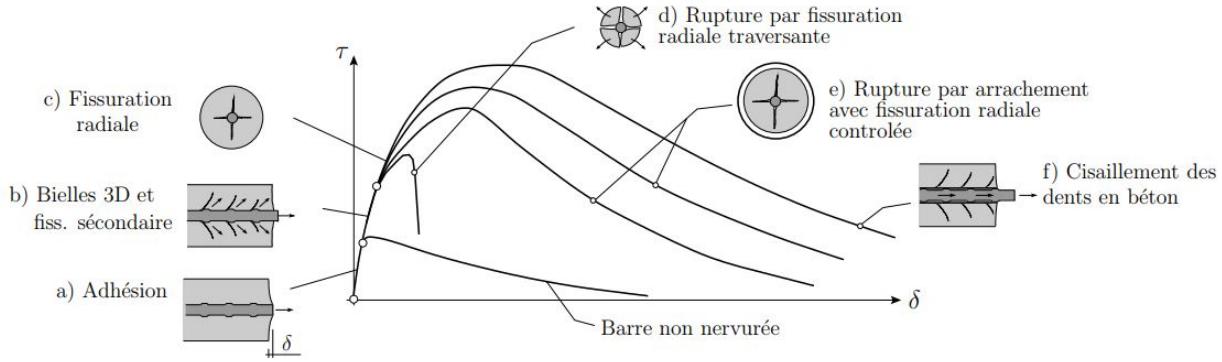


Figure 2.14 – Représentation schématique contraintes tangentielles-glisсement d'un essai d'arrachement (Redaelli, 2009)

Modes de rupture

Lorsque les crénélures entrent en contact avec le béton environnant, des bielles de compression inclinées se développent au sein de ce dernier jusqu'à causer un écrasement local en amont des crénélures et la formation de fissures secondaires à leur extrémité non sollicitée comme le présente la Figure 2.15.

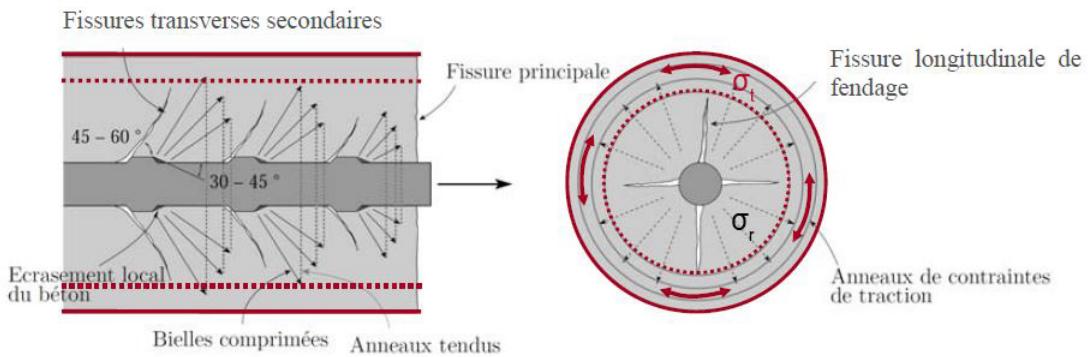


Figure 2.15 – Mécanisme de butée des crénélures (Redaelli, 2009)

Ces bielles de compression peuvent se décomposer en contraintes parallèles et perpendiculaires à la barre. La composante parallèle détermine le niveau de résistance de la liaison armature-béton tandis que la composante perpendiculaire est responsable de la fissuration par fendage. Un anneau de tension radiale apparaît alors autour de l'armature et permet d'équilibrer la pression radiale σ_r générée (voir Figure 2.15).

La rupture par fendage, voir Figure 2.16a, se produit lorsque la résistance de l'enrobage de

béton est insuffisante. Autrement dit, lorsque la pression tangentielle σ_t , causée par la pression radiale σ_r , au sein de l'anneau de tension radiale excède la résistance en traction du béton d'enrobage. Dans l'hypothèse où aucun corps ne vient perturber le cheminement d'une fissure de fendage, celle-ci se propage depuis l'armature jusqu'à la surface libre la plus proche.

Inversement, lorsque la résistance de l'enrobage de béton est suffisante pour reprendre l'ensemble des contraintes tangentielles, un plan de fissuration se forme autour des crénelures et l'adhérence ne dépend plus que du frottement entre le béton compris entre chaque crénelure et le béton avoisinant. Il s'agit alors d'une rupture par arrachement, telle qu'illustrée à la Figure 2.16b.

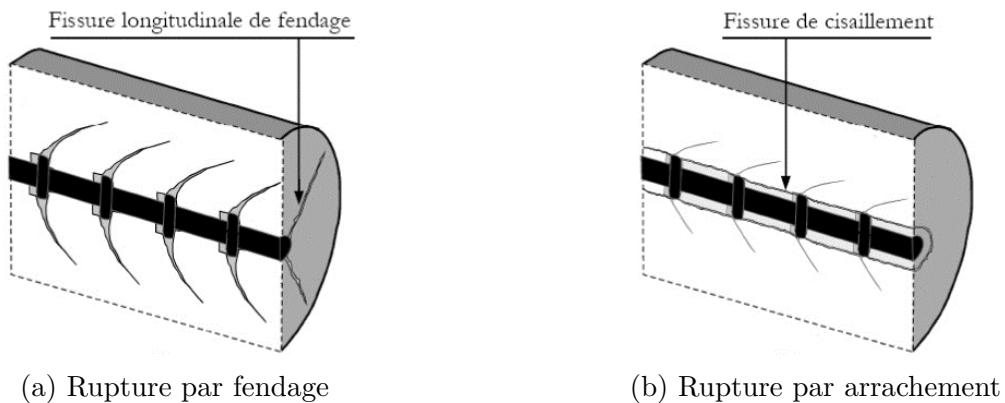


Figure 2.16 – Modes de rupture (Lettow, 2006)

2.4.3 Mécanisme de transfert d'efforts dans un joint de chevauchement

Le comportement d'un joint de chevauchement reste relativement similaire à celui d'une barre ancrée. La principale différence réside dans le transfert des efforts de traction devant s'opérer entre les barres adjacentes par l'intermédiaire du béton, comme le montre la Figure 2.17.

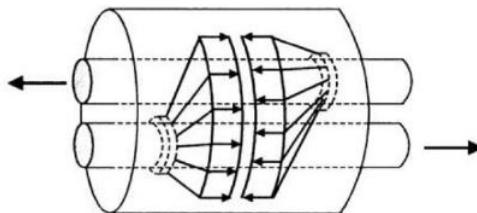


Figure 2.17 – Mécanisme de transfert d'efforts dans un joint de chevauchement (Spieth, 2002)

Pour qu'un joint de chevauchement soit efficace, les armatures doivent atteindre leur contrainte de plastification f_y et ce, avant la rupture de l'élément. Les modes de rupture sont identiques à ceux présentés pour une barre ancrée, à savoir par fendage ou par arrachement, bien que la fissure par fendage du béton soit la plus fréquente et se distingue par l'apparition d'une fissure longitudinale telle qu'illustrée à la Figure 2.18.

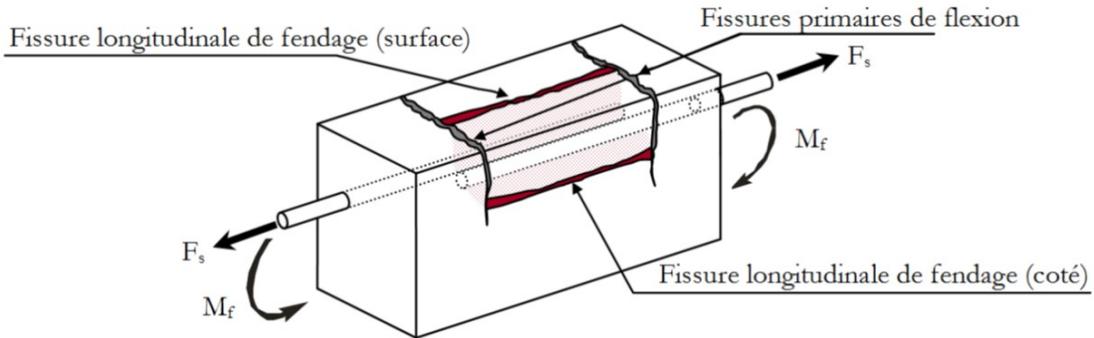


Figure 2.18 – Fissures primaires de flexion et fissures longitudinales de fendage en zone de chevauchement (Lagier, 2015)

Les faciès de fissuration sont cependant très dépendants de la configuration des armatures dans la zone de chevauchement. Des schémas de fissuration ont été observés par plusieurs chercheurs et mettaient en évidence les paramètres clefs de l'orientation privilégiée de la fissure de fendage à savoir, l'espacement entre les barres chevauchées adjacentes et l'enrobage vertical et horizontal du béton (Ferguson & Briceno, 1968; Ferguson & Krishnaswamy, 1971; Tepfers, 1973). Ces patrons de fissuration sont illustrés à la Figure 2.19 (Eligehausen, 1979) et montrent que la rupture par fendage aura lieu soit dans le plan longitudinal des barres (Figure 2.19a), soit dans un schéma de fissures en « V » (Figure 2.19b) ou alors dans un schéma intermédiaire (Figure 2.19c).

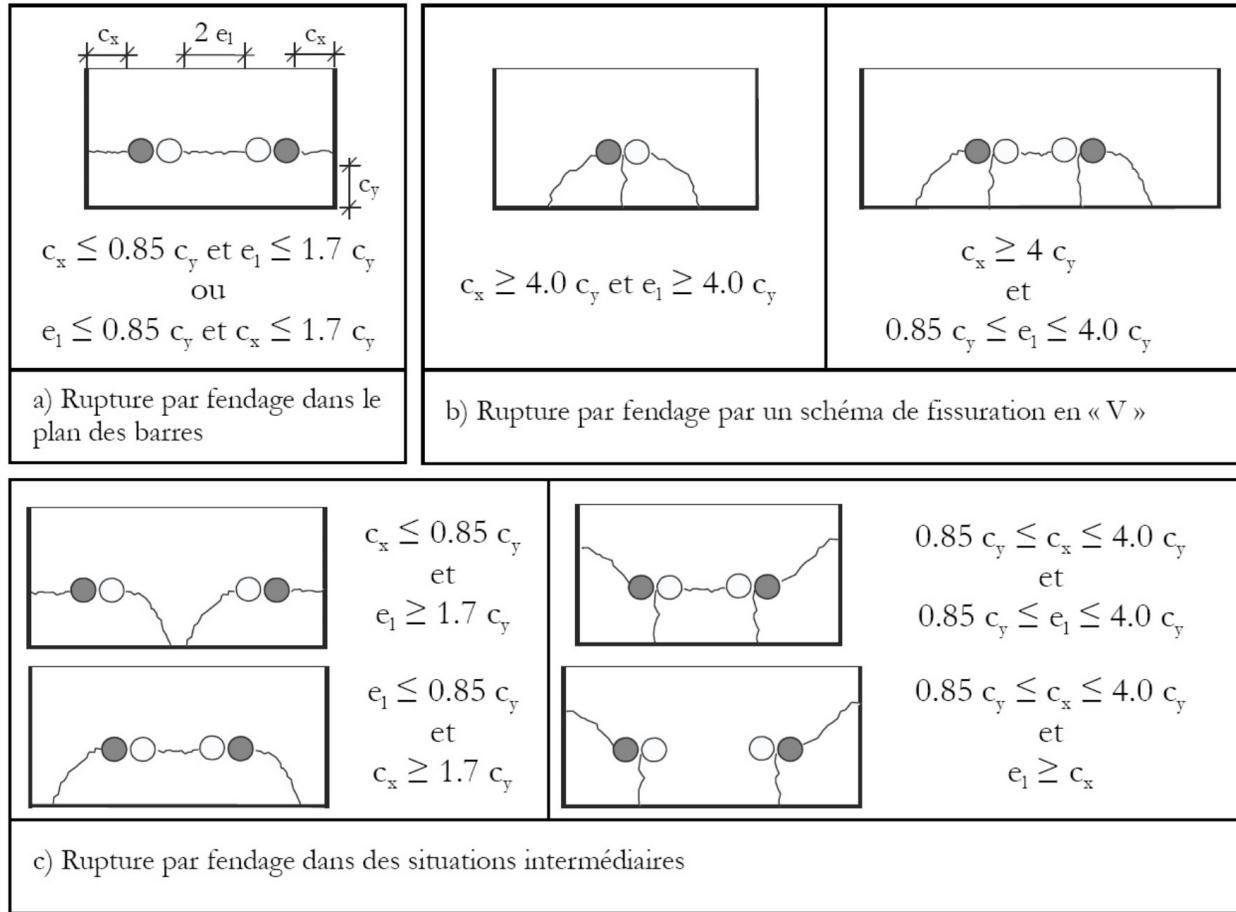


Figure 2.19 – Orientation de la fissure de fendage (adaptée de Eligehausen, 1979)

Une manière de limiter la fissuration est d'utiliser un matériau au comportement écrouissant, par exemple un BFUP, qui présente une capacité de déformation non négligeable pour la reprise des charges sismiques. Des recherches antérieures ont permis de démontrer que plus le pourcentage volumique de fibres V_f est élevé, plus l'initiation et la propagation de la fissuration sont retardées (Lagier, 2015). Une corrélation est également à noter entre le pourcentage volumique de fibres V_f et la contrainte que peuvent développer les armatures chevauchées. Ce dernier point traduit une meilleure capacité du joint de chevauchement.

2.4.4 Facteurs influençant les performances d'un joint de chevauchement

Longueur de chevauchement l_s

La longueur de chevauchement constitue un des paramètres majeurs pour la performance d'un joint de chevauchement. Si cette longueur est trop courte, l'élément atteindra sa rupture

avant même que la plastification des armatures ne survienne, ce qui va à l'encontre de la philosophie de conception sismique. Toutefois, la relation entre longueur de chevauchement et résistance n'est pas si évidente. Suite à de nombreux essais expérimentaux, Canbay & Frosch ont montré qu'il existait une certaine corrélation entre la résistance et la racine carrée du ratio longueur de chevauchement l_s sur diamètre des barres d_b ($\alpha\sqrt{l_s/d_b}$) (Canbay & Frosch, 2005). À noter également que l'amélioration de l'efficacité d'un joint de chevauchement ne semble plus significative au-delà d'une certaine longueur l_s supérieure à $45d_b$ dans un béton sans fibres (CRSI, 2011).

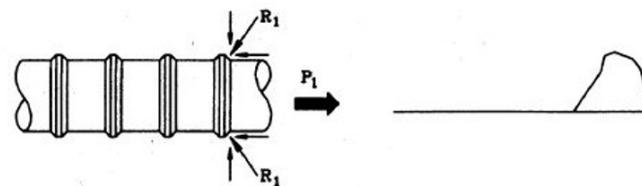
Propriétés du béton

Tel que mentionné ci-dessus, la performance d'un joint de chevauchement est gouvernée par la fissuration du béton environnant. Sa résistance en traction joue alors un rôle essentiel sur le comportement de l'ancrage et l'initiation de la fissure, tandis que sa résistance en compression lui permet de reprendre la concentration de contraintes à l'avant de chaque crénelure, zone propice à un écrasement local et ayant ainsi un impact sur la rigidité de la liaison.

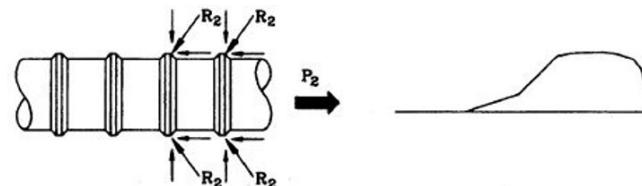
Alors que les codes de conception définissent généralement la résistance d'un joint de chevauchement à partir de la racine carrée de la résistance en compression du béton $\sqrt{f'_c}$, directement reliée à sa résistance en traction f_t , certains chercheurs ont montré que la contribution du béton suivait plutôt une tendance de racine quatrième de f'_c ($\sqrt[4]{f'_c}$) (Canbay & Frosch, 2005; Darwin, 2005).

Quant à l'utilisation d'un béton haute performance (BHP) plutôt qu'un béton ordinaire (BO) dans une zone d'ancrage, les études menées par Azizinamini et al. décrivent un comportement différent au niveau de l'interface (Azizinamini et al., 1993). La répartition des contraintes induites par la force de traction n'est en effet pas uniforme le long de l'ancrage, comme l'illustre la Figure 2.20. Au début du chargement seule la première crénelure, celle la plus proche de la charge, est sollicitée (Figure 2.20a). Cette dernière bute sur le béton occasionnant un écrasement local en amont et permettant ainsi à la crénelure suivante de buter à son tour sur le béton et de reprendre les efforts (Figure 2.20b). Ce phénomène se répète ainsi jusqu'à la dernière crénelure et permet d'expliquer une répartition uniforme des contraintes dans le cas d'un BO et plutôt linéaire pour un BHP. En effet dans le cas d'un BHP, l'effort nécessaire pour générer l'écrasement local doit être plus conséquent que pour un BO, ce qui explique que seules les crénelures en amont soient sollicitées (Figure 2.20c). Ce phénomène reste identique dans le cas d'un joint de chevauchement (voir Figure 2.21).

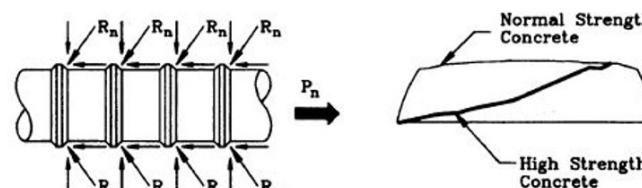
Taux de chargement de la barre Distribution de la contrainte tangentielle



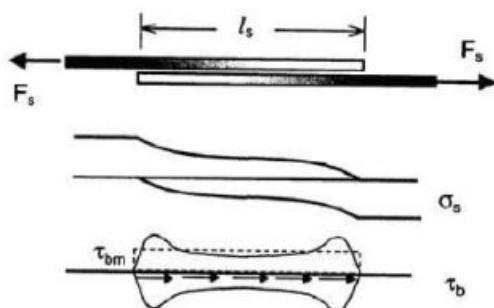
(a) Taux de chargement faible



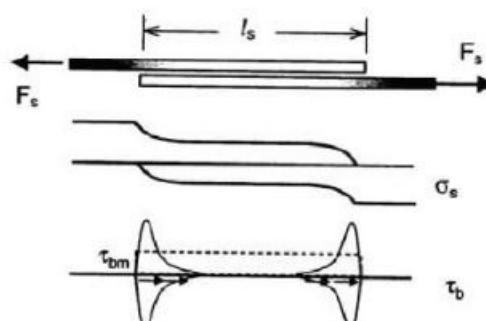
(a) Taux de chargement moyen



(a) Taux de chargement ultime

Figure 2.20 – Comportement idéalisé d'une barre en traction ancrée dans un béton
(Azizinamini et al., 1993)

(a) Béton ordinaire



(b) Béton haute performance

Figure 2.21 – Transfert d'effort au sein d'un joint de chevauchement (Spieth, 2002)

L'utilisation d'un BHP peut cependant entraîner l'apparition de fissures de fendage avant

même que l'ensemble des crénelures ne puissent participer à la reprise des efforts. Cela vient du fait que la résistance en traction d'un BHP ne se développe pas aussi rapidement que la pression radiale engendrée (Azizinamini et al., 1993). L'incorporation de fibres ou l'utilisation d'étriers de confinement devient alors une étape indispensable pour assurer une meilleure résistance au fendage.

Armatures transversales

L'ajout d'un confinement passif est sans doute l'un des paramètres les plus contrôlants de la fissuration et donc de la performance d'un joint de chevauchement. L'étrier ne devient effectif qu'à partir du moment où les fissures de fendage l'atteignent, d'où l'intérêt de le placer au plus proche des barres chevauchées, voir Figure 2.22. Son efficacité est alors dépendante de la résistance en traction du béton et de la propagation des fissures. Plusieurs études expérimentales ont cependant démontré que l'armature transversale n'atteint que très rarement sa contrainte de plastification au moment du fendage (Azizinamini et al., 1993; Darwin et al., 1996).

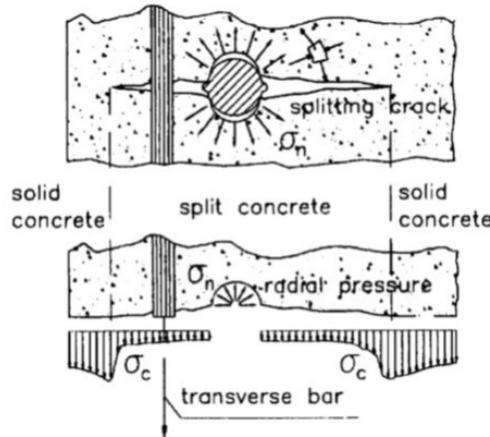


Figure 2.22 – Influence du confinement transversal sur la fissuration (Giuriani et al., 1991)

L'efficacité du confinement passif dans une zone de chevauchement est dictée par deux paramètres : la quantité et la distribution des aciers transversaux. Dans le cas d'un chargement monotonique, il peut s'avérer efficace de concentrer les étriers aux extrémités d'un joint de chevauchement (Tepfers, 1973). À l'inverse, les essais réalisés par Lukose et al. sur une poutre en flexion sous chargement cyclique montrent qu'une distribution uniforme des étriers est préférable puisqu'elle procure un meilleur taux de confinement (Lukose et al., 1982). Enfin il est important de noter que l'utilisation de petits diamètres de barres faiblement espacées

apporte un meilleur confinement que l'usage de barres de gros diamètres dont l'espacement est plus important.

Effet des fibres dans le béton

Les fibres ont une grande contribution sur la résistance de la liaison. Elles permettent en effet de contrôler l'initiation et la propagation des fissures de fendage en fournissant un niveau de ductilité non négligeable post-fissuration. L'efficacité d'un béton renforcé de fibres (BRF) est alors dictée par la géométrie, l'orientation et la quantité de fibres et par le type de béton.

Les travaux réalisés par Harajli et al. (1995, 2002 et 2010) sur le BRF ont permis de montrer l'impact réel du pourcentage de fibres sur la résistance d'un joint de chevauchement. Sous chargement monotonique, la résistance initiale de l'ancrage n'est pas impactée par la présence de fibres. En revanche, le comportement post-pic présente un niveau de ductilité proportionnel au pourcentage de fibres intégrées (Figure 2.23).

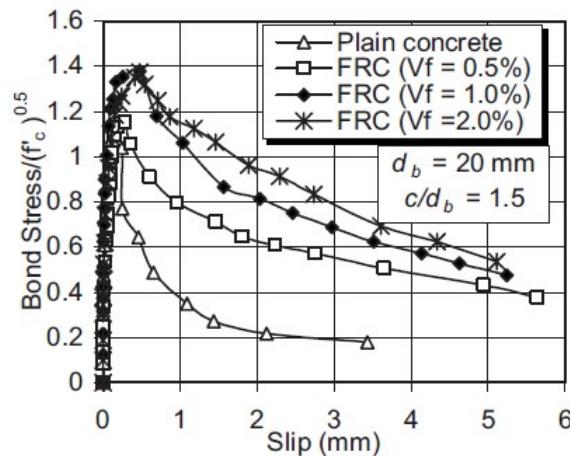


Figure 2.23 – Comportement de la liaison sous chargement monotonique (Harajli, 2010)

Des essais similaires ont été réalisés également sous chargement cyclique et où l'apport de fibres amène à un comportement plus ductile, comme le présente la Figure 2.24. La présence de fibres octroie ainsi une diminution de résistance progressive et contrôlée comme le montre la Figure 2.24b, contrairement à la perte d'ancrage soudaine que peut présenter un BO, voir Figure 2.24a.

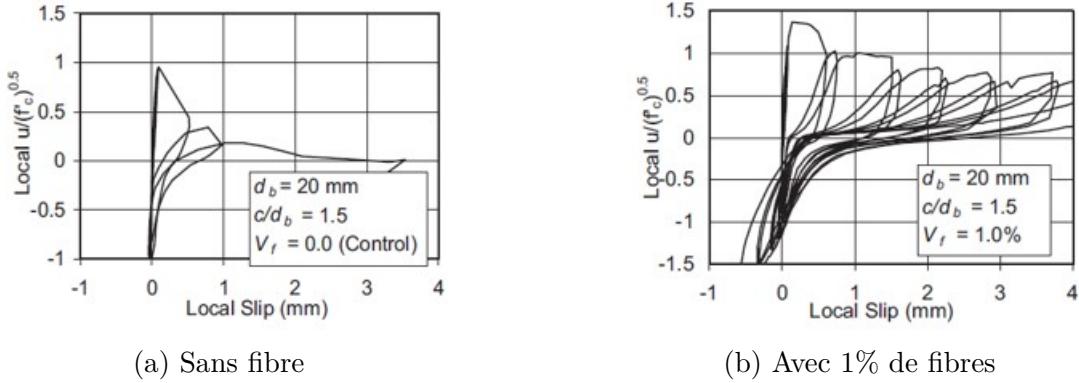


Figure 2.24 – Comportement de la liaison sous chargement cyclique (Harajli, 2010)

Enrobage des armatures

Comme le présente la Figure 2.19, l'orientation privilégiée de la fissure de fendage sera déterminée en fonction de l'enrobage de béton et de l'espacement entre les barres chevauchées. Pour éviter ce mode de rupture, l'enrobage minimal doit être supérieur à 4.5 fois le diamètre des barres d_b (Redaelli, 2009).

Dans le cas d'un chargement monotonique, l'enrobage permet d'équilibrer de manière significative la pression radiale générée par l'armature. A l'inverse, un trop grand nombre de fissures apparaissent dans le cas d'un chargement cyclique, empêchant ainsi l'équilibre de la pression radiale.

Type de chargement

La performance d'un joint de chevauchement est fortement influencée par le type de sollicitations auquel il est soumis. Les modes de défaillances, dans le cas d'un chargement monotonique, présentés à la section 2.4.2 restent identiques sous des chargements cycliques alternés. Toutefois, un chargement cyclique alterné engendre une altération précoce de la résistance de la liaison avec l'augmentation du nombre de cycles, tel que l'illustre la Figure 2.25. Cette perte de capacité est principalement liée au mécanisme de transfert d'efforts alternés entre les armatures et le béton, engendrant la réunion de fissures de cisaillement et l'imbrication des fissures secondaires transversales (Eligehausen et al., 1983).

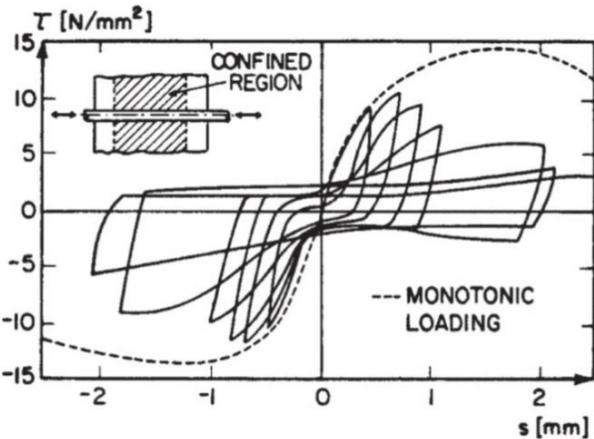


Figure 2.25 – Courbe contrainte tangentielle-glisсement sous chargement monotonique et cyclique (Eligehausen et al., 1983)

2.5 Analyses non-linéaires des structures

Des logiciels d’éléments finis avancés permettent désormais d’analyser le comportement de structures en génie civil malgré leur complexité. Bien que la majorité de ces structures ait un comportement linéaire ou quasi-linéaire en service, un comportement non-linéaire se manifeste avant l’atteinte de leur résistance ultime. C’est dans ce sens que certaines normes imposent une nouvelle conception basée sur la performance, comme la norme CSA S6-14, pour la conception parasismique des ponts.

Pour les structures en béton armé ou non armé, le comportement non-linéaire de ce matériau reste une importante difficulté pour les modélisations numériques. Un modèle constitutif a été développé à Polytechnique Montréal en 1995 et permet de considérer le comportement non-linéaire du béton normal et du béton renforcé de fibres (Massicotte & Ben Ftima, 2015).

2.5.1 Modèles à l’échelle de la crénelure

Il existe différentes échelles pour la modélisation de la liaison armature-béton selon Cox & Herrmann (1998). La première consiste en la représentation à l’échelle de l’élément structural dans laquelle les armatures sont modélisées par des éléments 1D, type treillis. La deuxième repose sur la représentation des barres comme des éléments 3D cylindriques et enfin, la dernière porte sur la représentation à l’échelle des crénelures des armatures. Seule cette dernière représentation sera abordée dans ce chapitre.

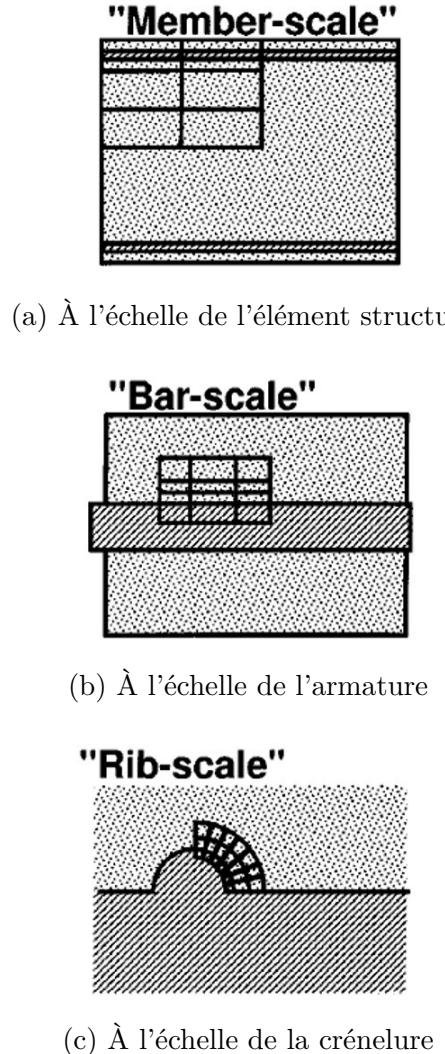


Figure 2.26 – Modélisation de l'armature en fonction de l'échelle d'analyse
(Cox & Herrmann, 1998)

Reinhardt et al. (1984) sont parmi les premiers chercheurs à développer un modèle aussi détaillé dans lequel trois sections sont spécifiées : le béton environnant, une couche de glissement et l'armature (voir Figure 2.27). Le caractère non-linéaire de la liaison est défini dans la couche de glissement tandis qu'un comportement linéaire élastique est attribué au béton environnant.

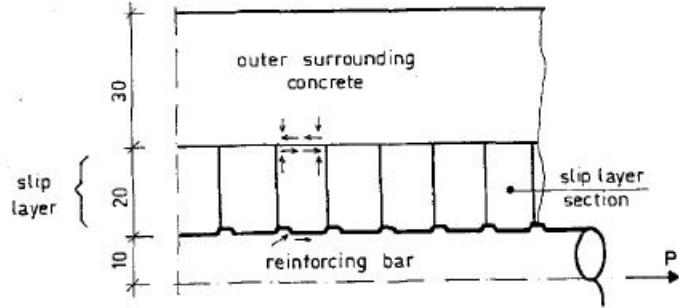


Figure 2.27 – Représentation axisymétrique de la section couche de glissement (Reinhardt et al., 1984)

La validation de ce modèle s'est faite grâce à plusieurs essais d'arrachement bien que les contraintes normales et les déplacements n'aient pas été comparés à cause du manque de données expérimentales.

Un modèle plus simplifié est développé par Darwin et al. (1994) dans le but d'analyser les effets de différents paramètres majeurs de la liaison armature-béton comme la longueur d'ancrage, l'épaisseur d'enrobage, la hauteur des crénelures, le confinement et la résistance en traction du béton. Pour ce faire, l'armature est représentée par une section carrée sur laquelle seulement deux faces opposées sont dotées de crénelures (voir Figure 2.28) et l'interface entre les deux matériaux est caractérisée par un critère de Mohr-Coulomb, avec des critères de cohésion et de frottement.

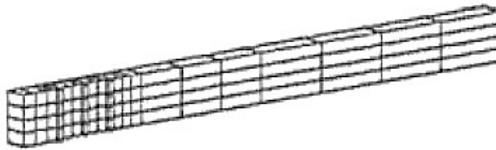


Figure 2.28 – Représentation simplifiée 3D de l'armature dotée de 3 crénelures (Darwin et al., 1994)

Finalement, un modèle plus complexe de la liaison armature-béton est développé par Lagier et al. (2016) dans lequel l'armature, dotée de crénelures, est modélisée par des éléments 3D grâce au logiciel ABAQUS (ABAQUS, 2014), voir Figure 2.29. L'interface est définie par une méthode de pénalisation pour tenir compte des contraintes normales et tangentielles et par un critère de Mohr-Coulomb. Cette analyse portait sur l'influence de l'utilisation d'un BFUP dans le transfert des efforts et la résistance d'un joint de chevauchement.

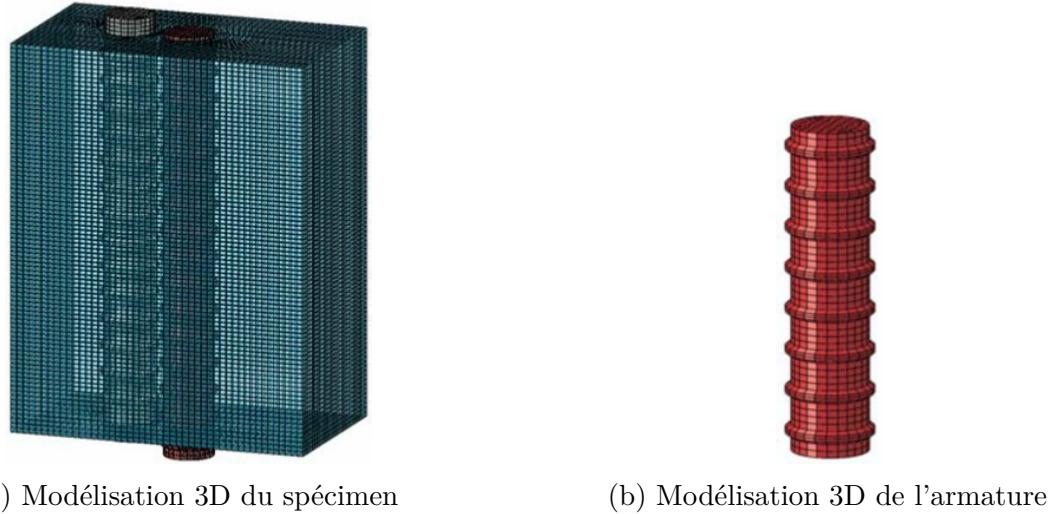


Figure 2.29 – Modélisation par éléments finis du modèle (Lagier et al., 2016)

Des travaux expérimentaux ont permis de valider ce modèle numérique et de prouver les avantages quant à l'utilisation d'un BFUP pour le transfert des efforts. Ces essais ont également permis de confirmer que les propriétés de traction, définies numériquement, entraînent une surestimation de la résistance d'un joint de chevauchement.

2.5.2 Présentation du module ABAQUS/*Explicit*

Le logiciel d'éléments finis ABAQUS permet la résolution de certains problèmes d'ingénierie complexes en proposant deux types de résolutions des équations d'équilibres : l'approche implicite et l'approche explicite.

L'approche de résolution implicite, très courante, est basée sur une procédure incrémentale pure en réalisant des itérations successives jusqu'à vérifier certains critères de convergence (processus itératif de Newton-Raphson). Les critères de convergences peuvent porter sur les forces, les énergies ou les déplacements et ce choix peut avoir un impact sur la précision des résultats finaux. Cependant, cette méthode de résolution devient rapidement limitée lors d'analyses fortement non-linéaires comportant un grand nombre d'éléments. D'où l'intérêt de la formulation explicite qui ne nécessite aucune itération et qui est basée sur la résolution du système dynamique suivant :

$$M \cdot \ddot{u} = P - I \quad (2.3)$$

où M : matrice de masse modale ;
 \ddot{u} : vecteur des accélérations nodales
 P : vecteur des forces extérieures ;
 I : vecteur des forces intérieures.

L'équation 2.3 est en réalité l'équation générale pour des chargements dynamiques et celle-ci montre donc que la résolution explicite, contrairement à l'approche implicite, est dépendante du temps. Ce dernier est réel dans le cas d'une analyse dynamique et à l'inverse, en considérant un vecteur des accélérations nodales très faible et donc un cas de chargement quasi-statique, le temps devient alors virtuel. Finalement, pour une analyse explicite quasi-statique, une application lente des charges est nécessaire par rapport à la période fondamentale de la structure, de sorte à ce que le ratio d'énergie cinétique E_c sur l'énergie interne de déformations E_i soit inférieur à 5%. Il est alors préconisé que l'application des charges se fasse sur une durée d'au moins 20 fois la période fondamentale du système (Ben Ftima, 2013).

L'équation 2.3 est résolue à partir d'un modèle de propagation des efforts. À un instant t , une force appliquée en un nœud est transcrit comme une accélération nodale et sera transmise aux nœuds adjacents à l'incrément de temps suivant $t + \Delta t$. Pour qu'une analyse soit considérée stable, ABAQUS/*Explicit* définit un incrément de temps Δt_{max} , fonction de la fréquence naturelle maximale du système ω_{max} et au-delà duquel l'analyse devient instable.

$$\Delta t_{max} = \frac{2}{\omega_{max}} \quad (2.4)$$

Or, de par la difficulté à évaluer ω_{max} , ABAQUS/*Explicit* approxime Δt_{max} comme le présente l'équation 2.5.

$$\Delta t_{max} = \frac{L_e}{C_d} \quad (2.5)$$

où L_e : longueur caractéristique du plus petit élément du maillage ;
 C_d : vitesse de propagation d'ondes dans le matériau.

La vitesse de propagation d'une onde C_d au sein d'un matériau linéaire élastique peut être calculée à partir de l'équation 2.6.

$$C_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (2.6)$$

où E : module élastique du matériau ;

ρ : masse volumique du matériau.

Les travaux réalisés par Ben Ftima (2013) présentent en détail l'algorithme de résolution d'ABAQUS/*Explicit*, basé sur la méthode des différences centrées.

2.5.3 Modèle constitutif EPM3D pour le BFUP

L'acronyme EPM3D signifie Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel. Cette section développe les concepts généraux de ce modèle constitutif. Pour une meilleure compréhension, le lecteur est invité à se référer au manuel d'utilisation d'EPM3D (Massicotte & Ben Ftima, 2015).

La loi uniaxiale en compression, présentée sur la Figure 2.30, est définie par un modèle hypoélastique. Autrement dit, elle est obtenue à partir d'une formulation incrémentale. La phase pré-pic du comportement en compression du béton est expliquée en détail par Bouzaiene & Massicotte.

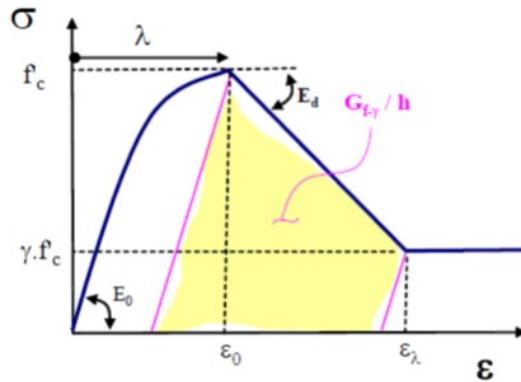


Figure 2.30 – Comportement en compression du béton modélisé dans EPM3D
(Massicotte & Ben Ftima, 2015)

Un facteur d'endommagement λ est considéré dans la phase pré-pic de la loi en compression (Bouzaiene & Massicotte, 1995) et permet de tenir compte des dommages liés à des chargements de compression. Ce paramètre varie entre 0 et 1 où zéro correspond à la valeur du béton sain

et un à celle de la contrainte maximale. Ainsi, plus le paramètre λ est élevé plus la rigidité du matériau est altérée.

Le passage entre la phase pré-pic et post-pic se fait par l'intermédiaire d'une surface de rupture (Figure 2.31) et ce, quelque-soit le comportement uniaxial considéré. À l'instant où l'incrément de contraintes intersecte cette surface, la loi comportementale post-pic est alors engagée. Deux modèles d'enveloppe de rupture sont disponibles dans EPM3D : Willam et al. (1975) et Hsieh et al. (1982).

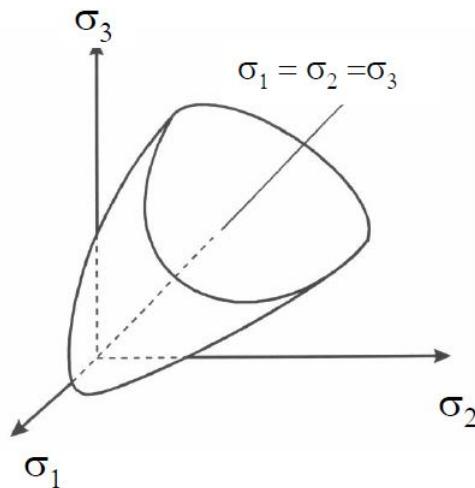


Figure 2.31 – Enveloppe de rupture du béton dans le plan déviatorique (Critère de plasticité)

Le comportement post-pic en compression est régi par une droite de pente négative E_d jusqu'à atteindre une contrainte résiduelle fonction de f'_c , comme le montre la Figure 2.30. La pente E_d est donnée par l'équation suivante :

$$E_d = -\frac{h}{\delta} - \frac{h}{f'_c - E_0} \quad (2.7)$$

où E_d : pente de l'adoucissement post-pic ;

h : longueur caractéristique de l'élément du maillage ;

δ : déplacement plastique en compression ;

f'_c : contrainte ultime de compression du béton ;

E_0 : module élastique initial du béton en compression.

L'équation 2.7 traduit une pente E_d légère pour un matériau au module élastique initial E_0 élevé. Les paramètres δ et γ sont respectivement égaux à 0.714 mm et 0.3 dans EPM3D.

Quant à la loi uniaxiale en traction, présentée sur la Figure 2.32, un comportement linaire élastique décrit le comportement pré-pic avec une contrainte ultime en traction f_t et un module élastique E_0 . La loi post-pic est dépendante de la présence ou non de fibres perpendiculaires au plan de fissuration du béton. Dans le premier cas, le comportement sera dit raidissant (Figure 2.32a) et dans le second il sera dit adoucissant (Figure 2.32b).

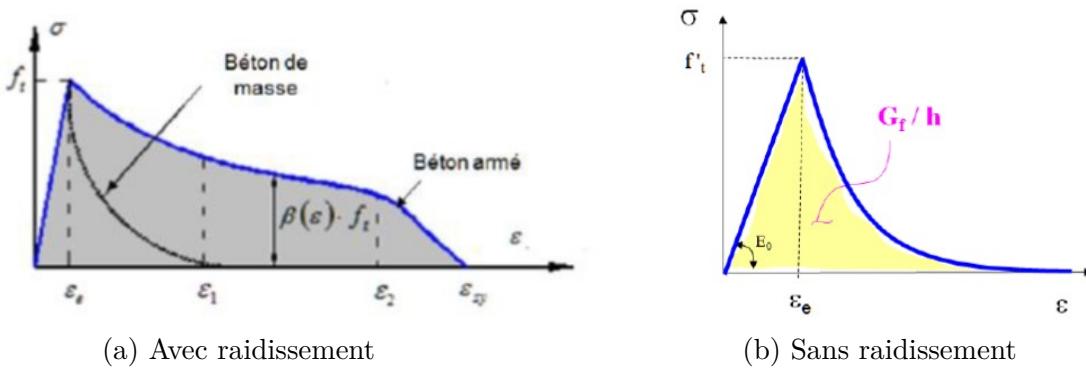


Figure 2.32 – Comportement en traction du béton sans fibres modélisé dans EPM3D
(Massicotte & Ben Ftima, 2015)

La loi constitutive EPM3D propose en tout cinq modèles de raidissement en traction : a) Fields and Bischoff (2004), b) Belarbi and Hsu (1994), c) CEB-FIP (1993), d) Mitchell and Colloins (1991) et e) AIJ (1986). Il est enfin à noter que le principe de conservation de l'énergie s'applique dans la phase post-pic pour un comportement uniaxial en compression, comme en traction.

CHAPITRE 3 DÉVELOPPEMENT DE LA MÉTHODOLOGIE DE MODÉLISATION NUMÉRIQUE DE L'ANCRAGE

3.1 Objectifs et hypothèses de base

L'objectif principal de ce projet de recherche est de réaliser un modèle numérique représentatif du comportement réel d'un joint de chevauchement dans le but de définir les paramètres qui améliorent les capacités de cette zone d'ancrage. Les modélisations ont été réalisées sur ABAQUS/*Explicit* grâce à des fichiers d'entrée en langage de programmation PYTHON et à l'aide du modèle constitutif de béton EPM3D, présenté dans le Chapitre 2.

L'utilisation de fichiers d'entrée est un réel avantage dans le cadre d'une étude paramétrique visant ici à optimiser la conception d'une zone d'ancrage. Les paramètres sujets à variation pour ce projet sont les suivants :

- la longueur de chevauchement, l_s ;
- l'espacement net des armatures, c_{si} ;
- l'enrobage supérieur et inférieur, c_t et c_b ;
- les propriétés du BFUP environnant ;
- la géométrie des barres d'armature.

Principalement deux modèles seront présentés dans ce chapitre. Le premier consiste en un modèle continu dans lequel 9 barres en traction directe se chevauchent dans un joint de BFUP. Celui-ci doit être représentatif du comportement réel d'un joint de chevauchement à la base d'une pile de pont rectangulaire, où se retrouve un grand nombre d'armatures. Le second modèle représente seulement 3 armatures chevauchées et son but est d'identifier, de par leur variabilité, les conditions aux frontières permettant de s'approcher d'un comportement réel. Les détails des paramètres sont présentés à la Figure 3.1 en notant que l'épaisseur d'enrobage horizontal (noté c_{s0}) et l'espacement net entre les armatures (noté c_{si}) sont identiques dans ce chapitre, de manière à étudier un prisme complètement symétrique. Les principales attentes de ces modèles numériques sont de faire apparaître le mécanisme de transfert d'efforts au sein du BFUP ainsi que les modes de rupture prédominants en fonction de la géométrie du joint de chevauchement.

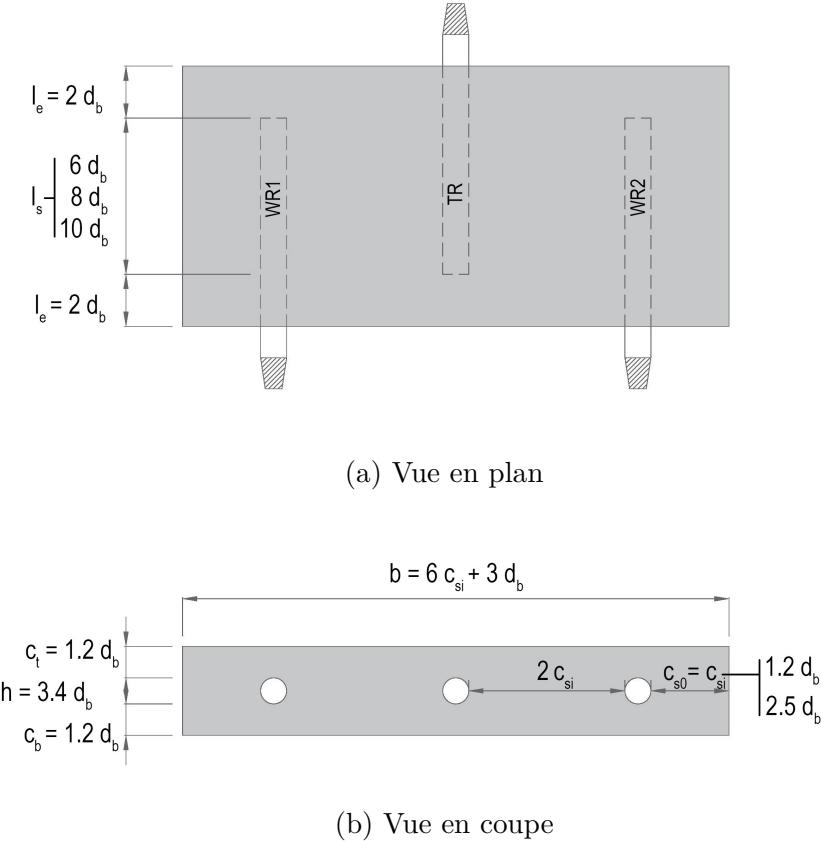


Figure 3.1 – Détails des paramètres du modèle réduit

La prochaine section vise à expliquer la méthodologie employée pour le développement du modèle numérique. Par la suite, l'étude visera à estimer les capacités et à identifier les différents modes de ruine prépondérants, présentés dans le Chapitre 2. Il s'agit d'une phase préliminaire au projet de recherche mais indispensable pour la compréhension de la liaison armature-béton. La validation de la méthodologie de modélisation employée pour le développement de ces modèles sera présentée dans le Chapitre 4.

3.2 Modélisation par éléments finis

Les différents modèles développés représentent uniquement la zone de chevauchement se situant à la base d'une pile de pont rectangulaire. Les armatures sont soumises à une traction directe et leur nombre varie selon les objectifs de la modélisation considérée. Un modèle proche du comportement réel d'un joint de chevauchement, et où la continuité de la matière est prise en compte, appuiera et servira de référence pour le développement du modèle simplifié.

3.2.1 Modélisation de la géométrie des éléments structuraux

La première étape dans l'élaboration du modèle numérique consiste en la création de l'ensemble des différentes partitions (*Parts* dans ABAQUS) qui constituent le modèle global. Trois partitions sont ici nécessaires pour la représentation du joint de chevauchement : le prisme de BFUP, les armatures en attentes et les armatures chevauchées. Dans le cadre de cette étude locale, ces trois partitions sont définies comme des solides déformables (*Deformable/Solid*) sur ABAQUS.

Le prisme de béton se résume simplement à un parallélépipède rectangle dans lequel se dessinent les vides venant accueillir les armatures, comme l'illustre la Figure 3.2a. De manière à faire explicitement apparaître la pression radiale à l'instant où les crénelures entrent en contact avec le béton environnant et ainsi traduire le mécanisme prépondérant de la liaison armature-béton, la représentation des crénelures constitue une étape essentielle à la modélisation, voir Figure 3.2b. Ces dernières sont considérées normales à l'axe longitudinal des armatures et il est à noter que les crénelures longitudinales n'ont pas été représentées.

Enfin, il est possible de s'adapter aux propriétés de l'armature retenue pour les essais grâce aux variables du fichier d'entrée PYTHON : hauteur (h_r), largeur ($2 \cdot a_r + b_r$) et espacement des crénelures (s_r). Dans le cadre de ce projet, des armatures 25M seront considérées pour toutes les analyses et alors $h_r = 1.7$ mm, $a_r = 1.5$ mm, $b_r = 2.5$ mm et $s_r = 15$ mm.

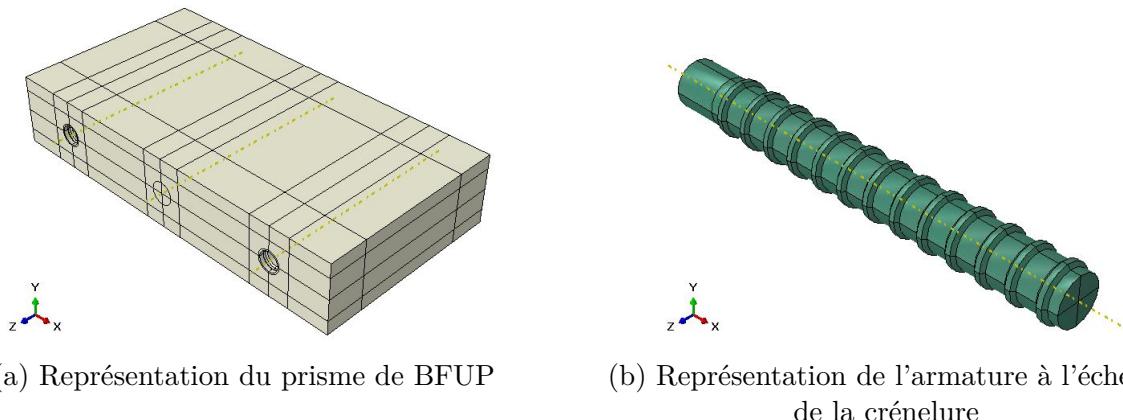


Figure 3.2 – Modélisation des différentes partitions sur ABAQUS

Les matériaux, dont les propriétés mécaniques sont décrites dans la section suivante, peuvent alors être introduits dans ABAQUS. Dans un premier temps, l'acier est considéré linéaire-élastique de manière à identifier les capacités et les modes de rupture des différents joints en BFUP. Un acier conventionnel ($f_y = 400$ MPa) atteindra en effet sa contrainte de plastification avant même qu'il y ait perte d'ancrage dans le BFUP.

Par la suite, des *Sections* de type *Solid/Homogeneous* sont créées de façon à assigner les matériaux aux partitions préalablement définies, puis l'assemblage (*Assembly*) du modèle peut être réalisé, tel que présenté à la Figure 3.3.

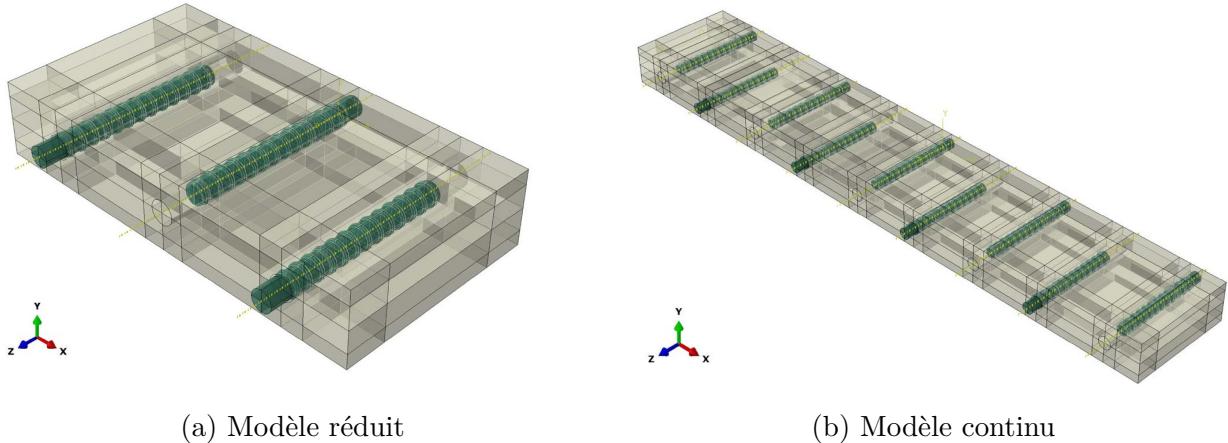


Figure 3.3 – Assemblage des modèles sur ABAQUS

La dernière étape relative à l'aspect purement structurel consiste au maillage (*Mesh*) du modèle numérique. La taille moyenne des éléments est prise égale à 3 mm pour l'ensemble des partitions, avec l'objectif d'obtenir un maillage le plus régulier possible malgré une géométrie complexe, voir Figure 3.4. Autrement dit, le ratio des longueurs caractéristiques de l'ensemble des éléments doit être le plus proche possible de 1. Des éléments *Explicit* hexaédriques à intégration réduite (C3D8R) sont considérés pour cette modélisation et le contrôle de *Hourglass*, soit une déformation nulle au point d'intégration de l'élément, est défini par *Relax Stiffness*. Ce contrôle permet en effet d'ajouter une certaine rigidité aux éléments afin d'empêcher la formation de modes *Hourglass*.

Il est à noter qu'aucune étude de sensibilité au maillage n'a été entreprise dans ce projet compte tenu de l'échelle très locale de représentation des éléments structuraux. La taille des crénelures est certainement le paramètre dictant la taille maximale du maillage à considérer.

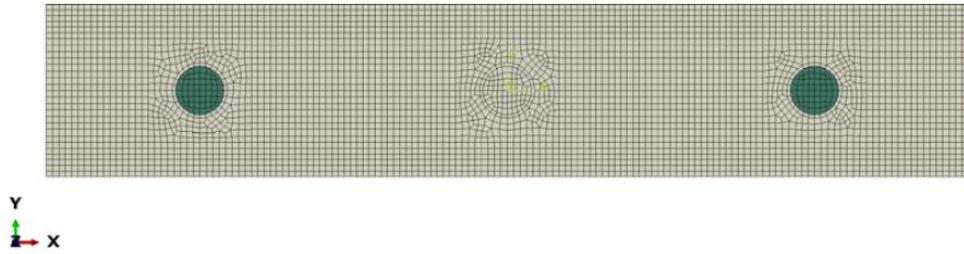


Figure 3.4 – Maillage du modèle sur ABAQUS

3.2.2 Modélisation des matériaux

Le joint de chevauchement est uniquement composé de BFUP dont le comportement numérique est modélisé dans ABAQUS grâce au modèle constitutif EPM3D.

La loi de comportement utilisée aux Chapitres 3 et 4 présente des propriétés mécaniques en traction réduites en comparaison aux essais de caractérisation du matériau. Cette loi est présentée dans le tableau 3.1 pour un BFUP confectionné avec un pourcentage de fibres de 4% par volume et est dite réduite pour tenir compte de l'efficacité moindre dans les pièces fabriquées, par rapport aux éprouvettes de caractérisation, due à l'orientation aléatoire et à la dispersion des fibres lors de la coulée des éléments structuraux. En effet, la résistance en traction d'un BFUP est déterminée à l'aide d'essais de caractérisation sur des os coulés avec une orientation privilégiée des fibres métalliques, voir Chapitre 2. Les travaux réalisés par Lagier et al. (2016) ont permis de déterminer ces facteurs de correction à partir d'une analyse inverse, réalisée sur des essais de traction directe.

Tableau 3.1 – Propriétés mécaniques de la loi réduite du BFUP 4% (Lagier et al., 2016)

Propriétés mécaniques en compression

E_c	35 000	MPa
ν_c	0.2	
f'_c	- 115.0	MPa
ϵ_c	- 4 500	$\mu\text{m}/\text{m}$

Contraintes-Déformations en traction

f'_t	5.0	MPa
f_{tts}	6.0	MPa
f_{tm}	6.5	MPa
ϵ_{tts}	300	$\mu\text{m}/\text{m}$
ϵ_{tm}	1 200	$\mu\text{m}/\text{m}$

Contraintes-Ouverture de fissures en traction

i	ω_i (mm)	σ_i (MPa)
3	0.2	5.2
4	0.7	3.1
5	1.6	1.4
6	2.6	0.6
max	5.0	0.0

Les propriétés mécaniques du BFUP définies dans ces analyses sont présentées sur les Figures 3.5 et 3.6. La résistance en compression apparaît plus faible que la valeur imposée initialement, où $f'_c = - 115$ MPa, mais cela n'affecte en rien les résultats car la résistance en traction du BFUP gouverne ici la capacité du joint de chevauchement.

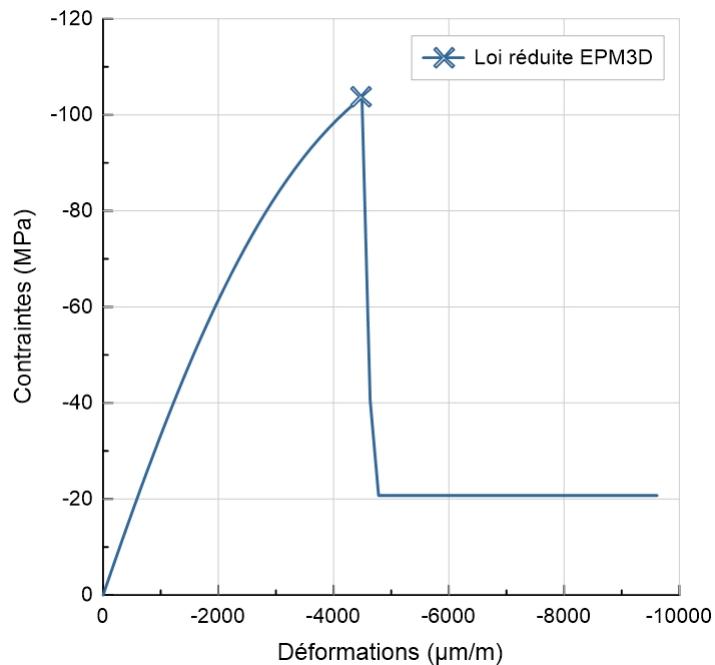


Figure 3.5 – Comportement en compression de la loi réduite du BFUP 4%
(Lagier et al., 2016)

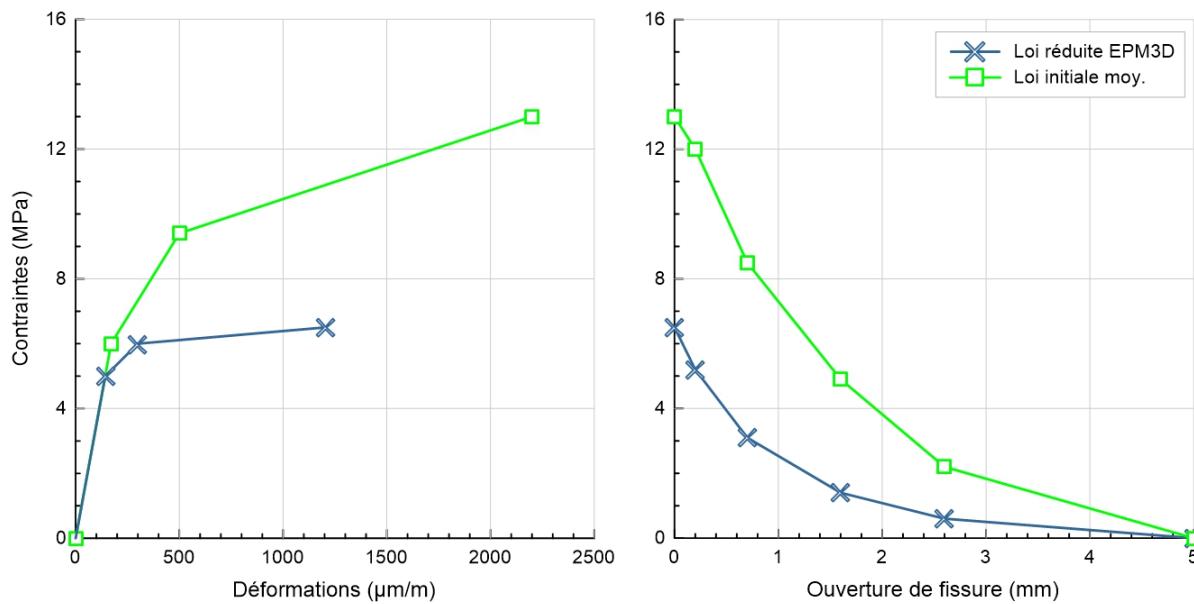


Figure 3.6 – Comportement en traction de la loi réduite du BFUP 4% (Lagier et al., 2016)

3.2.3 Définition du contact

Modélisation de la liaison armature-béton

Il s'agit sans doute de l'étape la plus délicate de cette modélisation, définir les propriétés à l'interface acier-béton pour reproduire au mieux le comportement de la liaison. Comme énoncé ci-dessus, la représentation des crénelures est essentielle à l'apparition du mécanisme de transfert d'efforts au sein du béton et à l'obtention des bons modes de rupture.

L'algorithme de contact utilisé, intégré au préalable dans ABAQUS, est une loi assouplie (*Penalty method*) qui permet de considérer les composantes normales et tangentielles de la liaison armature-béton. Cette méthode de pénalisation permet de limiter les problèmes de convergence en assignant une rigidité élevée de pénalisation plutôt qu'une loi idéalisée infiniment rigide pour le contact normal (*hard contact*). Ce coefficient de rigidité est défini automatiquement par ABAQUS mais la magnitude de pénétration doit être contrôlée dans la zone comprimée. Le décollement entre les deux surfaces est en outre possible à l'arrière des crénelures, zone où s'amorce la fissuration conique secondaire, comme le montre la Figure 3.7.

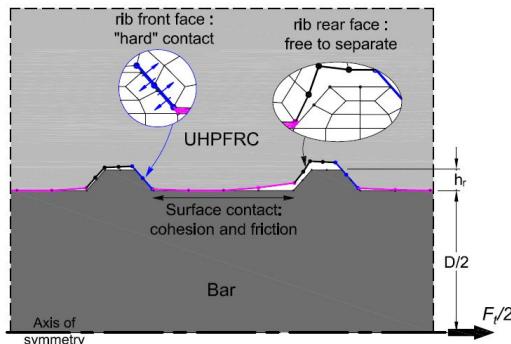


Figure 3.7 – Vue schématique des propriétés d'interaction de la liaison armature-béton (Lagier et al., 2016)

Une formulation stricte maître-esclave caractérise en partie la liaison armature-béton. Le béton est défini comme la surface esclave (*slave*) tandis que les barres d'armatures, dont la rigidité est plus élevée, sont les surfaces maîtres (*master*). La méthode de discrétisation de contact employée pour cette liaison est celle du noeud à Surface (*Node to Surface*), disponible dans ABAQUS/*Explicit* et le maillage de la surface esclave doit être plus généralement plus raffiné que celui de la surface maître. En ce sens, les noeuds de la surface esclave ne peuvent pénétrer dans la surface maître.

L'introduction du frottement dans le modèle s'est faite en considérant le modèle de Mohr-Coulomb et en autorisant un glissement élastique (*elastic slip*) via une méthode de pénalisation telle que décrite ci-dessus.

Enfin, une surface de cohésion est définie au niveau de l'interface entre les crénelures. Dans l'axe normal à l'application du chargement, cette dernière autorise le décollement du béton environnant dès lors que sa résistance normale est atteinte. Tandis que dans l'axe parallèle au chargement, une fois détériorée, le cisaillement est immédiatement repris grâce au frottement et le glissement s'initie dès lors que la résistance tangentielle de l'interface est atteinte.

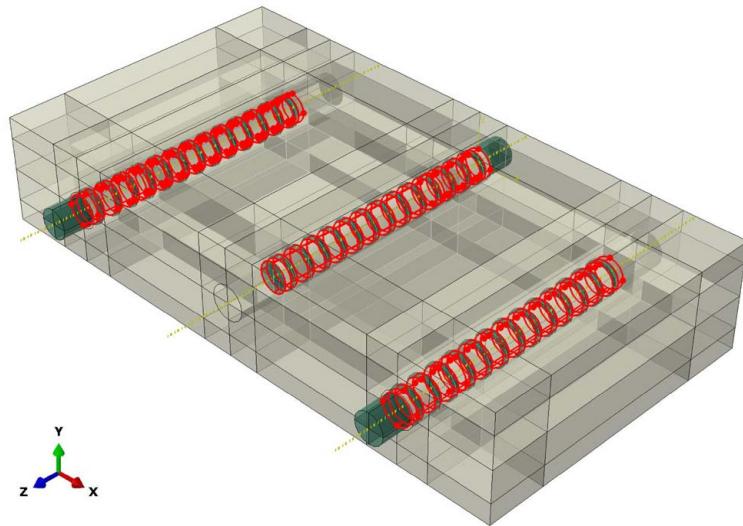


Figure 3.8 – Définition des surfaces de cohésion et de frottement

Paramètres d'interface

À l'échelle des crénelures, le comportement de la liaison armature-béton est principalement garanti grâce à la butée des crénelures sur le béton associée aux phénomènes d'adhésion et de friction locales se développant à la surface de la barre. Les valeurs des paramètres employés pour définir cette interface sont présentées dans le Tableau 3.2 et ont été obtenues à partir d'une analyse inverse fondée sur la comparaison de résultats expérimentaux et numériques.

Tableau 3.2 – Paramètres de l'interface armature-BFUP employée (Lagier et al., 2016)

Loi de traction et de décollement							Loi de friction	
σ_n (MPa)	$\bar{\tau}_t$ (MPa)	$\bar{\tau}_s$ (MPa)	K_{nn} (N/mm ³)	K_{tt} (N/mm ³)	K_{ss} (N/mm ³)	δ_d (μm)	μ (-)	$K_{el,f}$ (N/mm)
2.0	1.2	1.2	100	20.0	20.0	5.0	0.6	80.0

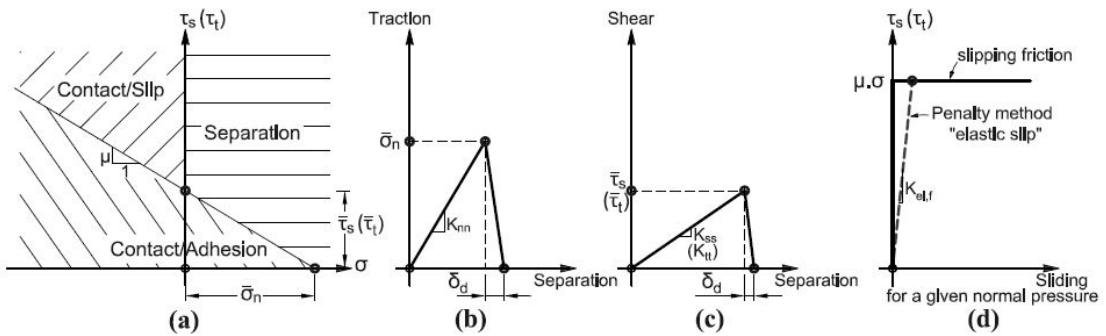


Figure 3.9 – Modèle constitutif de l'interface armature-béton : (a) États d'interface pour un critère de Mohr-Coulomb ; Loi de contact de séparation à l'interface (b) direction normale (c) direction tangentielle ; (d) méthode de pénalité de friction à l'interface (Lagier et al., 2016)

3.3 Analyses numériques préliminaires pour la définition des conditions aux frontières

3.3.1 Présentation des modèles numériques développés

L'objectif de cette section est d'estimer les capacités de différents joints de chevauchement en fonction des restrictions latérales imposées dans le modèle simplifié. Pour ce faire, un pilotage en force sera jugé suffisant pour cette analyse préliminaire. Les modélisations du chapitre suivant, sujet à la validation des hypothèses du modèle numérique développé, seront quant à elles pilotées en déplacement.

À la base d'une pile de pont et grâce au mécanisme de transfert d'efforts, qu'elle soit en attente ou chevauchée, l'armature sera soumise à un même niveau d'effort. Le modèle continu doit alors présenter un niveau d'effort égal au sein de chaque barre pour reproduire un tel comportement, comme le montre la Figure 3.10.

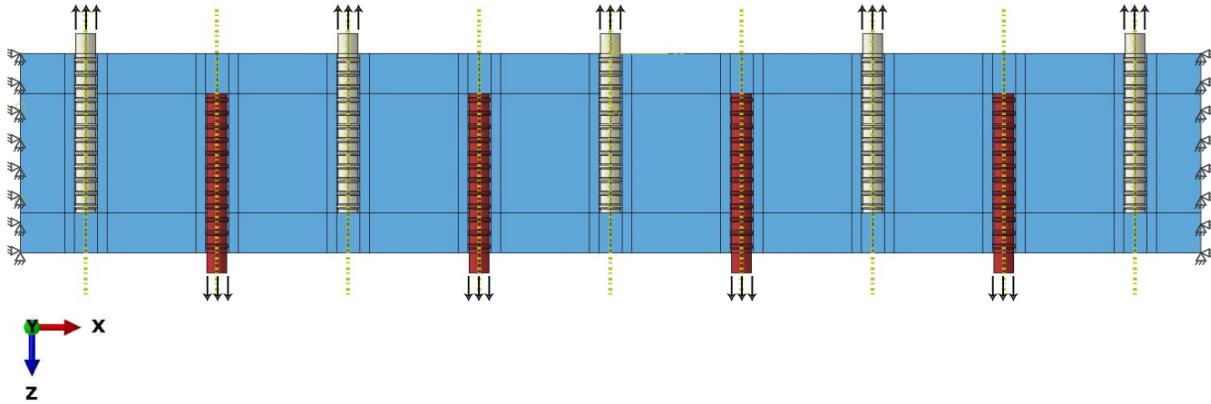
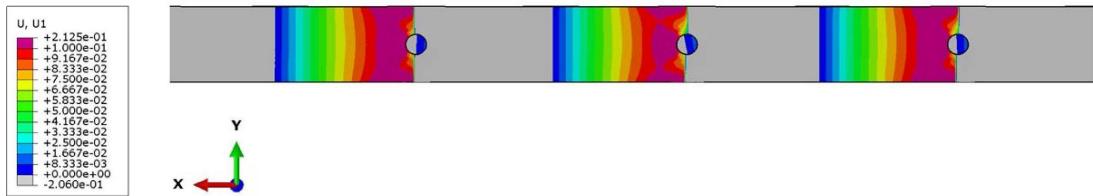
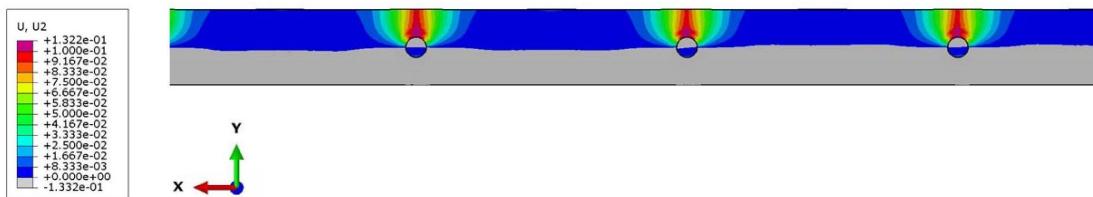


Figure 3.10 – Définition du modèle continu et des conditions aux limites

Ce modèle de référence permet de justifier les conditions d'appuis du spécimen réduit de manière à s'adapter à la cinématique interne du spécimen réel. En ce sens, les points décrivant un déplacement nul pour le modèle continu, tel que le présente la Figure 3.11, seront respectés sur le modèle simplifié.



(a) État des déplacements selon l'axe X (déplacements positifs illustrés)



(b) État des déplacements selon l'axe Y (déplacements positifs illustrés)

Figure 3.11 – Justification des conditions d'appuis selon les axes X et Y (modèle continu)

La Figure 3.11 fait apparaître une certaine symétrie de déplacements suivant les axes X et Y. Dans le premier cas (Figure 3.11a), le déplacement latéral est nul dans un axe transversal aux barres et dans le second (Figure 3.11b), le déplacement vertical est nul dans le plan longitudinal des armatures. Ces deux états permettent de fixer, dans une certaine mesure, les conditions d'appuis du modèle simplifié. Les restreintes latérales seront en outre sujettes à variation.

Un modèle réduit de trois armatures sur lesquelles une pression uniforme est appliquée à leur extrémité est tout d'abord considéré (Modèle 3F_libre). Pour éviter un mouvement de corps rigide, les faces latérales sont bloquées dans la troisième direction (Z), comme le montre la Figure 3.12a. À noter qu'un niveau d'efforts égal au sein de chaque armature reproduit au plus juste un comportement de chevauchement à la base d'une pile de pont.

Également, en vue de tester expérimentalement différents joints de chevauchement, le même modèle est réalisé en ne considérant qu'une seule armature sollicitée en traction (Modèle 1F_libre), les deux barres en attente sont retenues, voir Figure 3.12b. Dans ce cas, les barres en attentes seront sollicitées par l'effort de traction appliqué divisé par deux. Cette dernière condition ne reproduit pas le champ de contraintes se retrouvant au sein d'une zone d'ancrage continue, mais il est intéressant de comparer les comportements respectifs de chacun des modèles. Le modèle présentera les mêmes conditions aux frontières que celui de la Figure 3.12a et, dans un premier temps, aucune restriction latérale ne sera appliquée pour les deux modélisations.

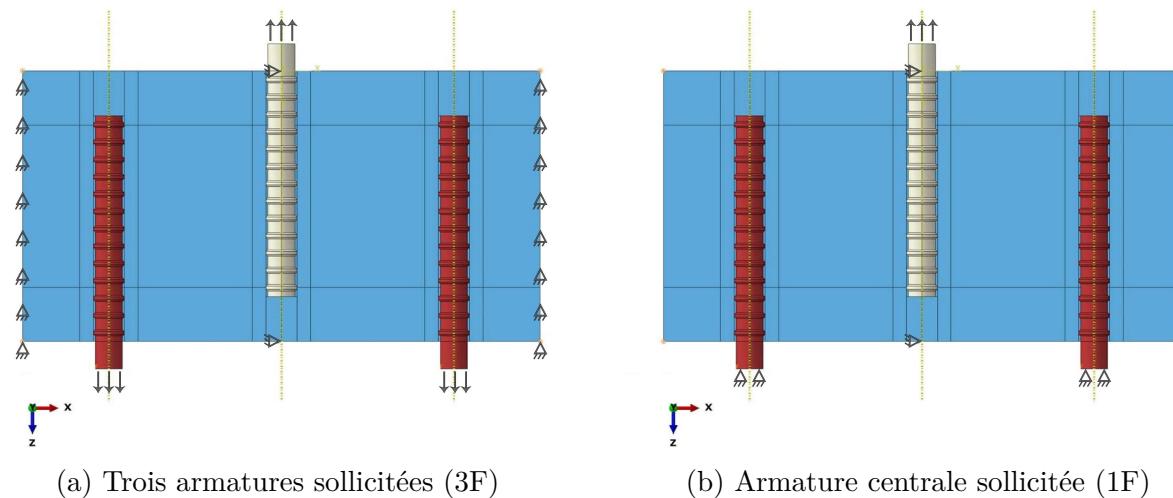


Figure 3.12 – Conditions aux limites pour les modèles sans retenue latérale

Néanmoins, ces derniers modèles présentent une liberté de rotation durant la phase d'ouverture de fissure qui ne se retrouve pas dans le cas d'un joint continu. En d'autres termes, le spécimen est libre de s'ouvrir puisqu'aucune restriction latérale n'est appliquée. De ce fait, deux modèles similaires ont été développés en considérant les faces latérales bloquées selon l'axe X, tel que le présente la Figure 3.13 (Modèle 1F_restreint et Modèle 3F_restreint).

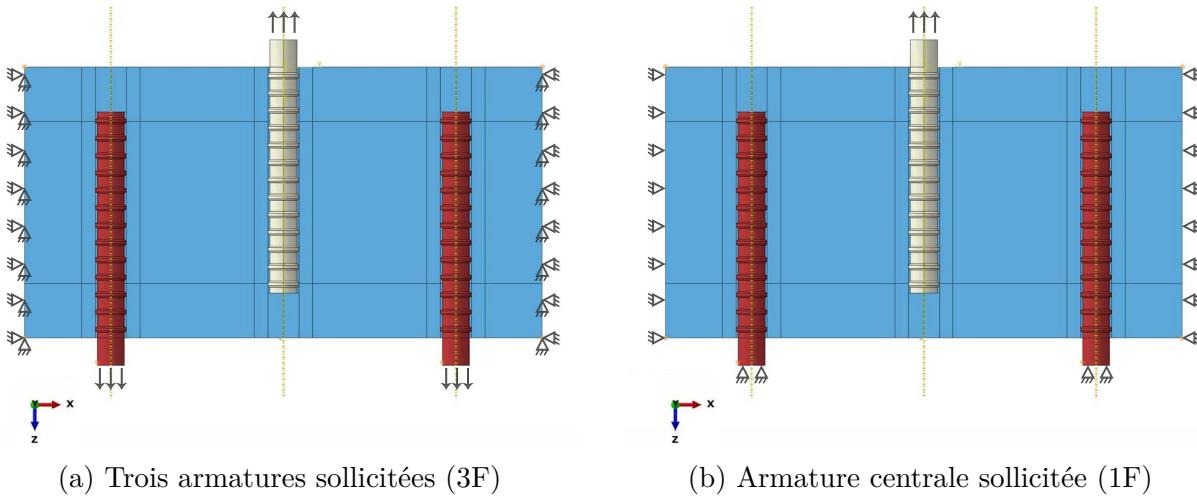


Figure 3.13 – Conditions aux limites pour les modèles avec retenue latérale

En s'appuyant sur les quatre modèles des Figures 3.12 et 3.13, l'étude paramétrique a été réalisée pour des longueurs de chevauchement l_s de $6 d_b$, $8 d_b$ et $10 d_b$, pour des espacements nets entre barres de 60 mm ($c_{si} = 1.2 d_b$) et 125 mm ($c_{si} = 2.5 d_b$) et un enrobage transversal c_t et c_b de $1.2 d_b$, soit 30 mm. Le ratio d'énergie cinétique (ALLKE) sur l'énergie interne totale (ALLIE) est le critère déterminant pour identifier l'instant de rupture du spécimen. Dès lors que le ratio dépasse 7%, la charge ultime du spécimen est considérée atteinte et ce ratio sera conservé pour l'ensemble des analyses réalisées dans ce chapitre.

3.3.2 Influence de la restreinte latérale sur les capacités ultimes

Les Figures 3.14 et 3.15 présentent les contraintes maximales $f_{s,max}$ pour des espacements nets entre barre de 60 mm (soit $1.2 d_b$) et 125 mm (soit $2.5 d_b$) respectivement.

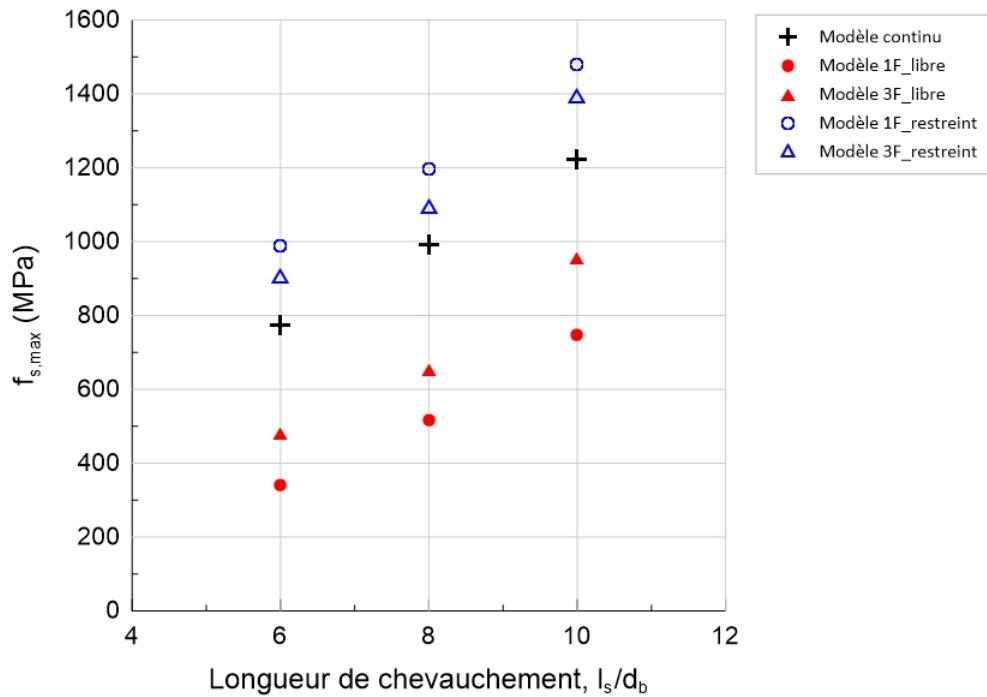


Figure 3.14 – Contrainte maximale $f_{s,max}$ en fonction de la longueur de chevauchement l_s ,
 $c_{si} = 1.2 d_b$

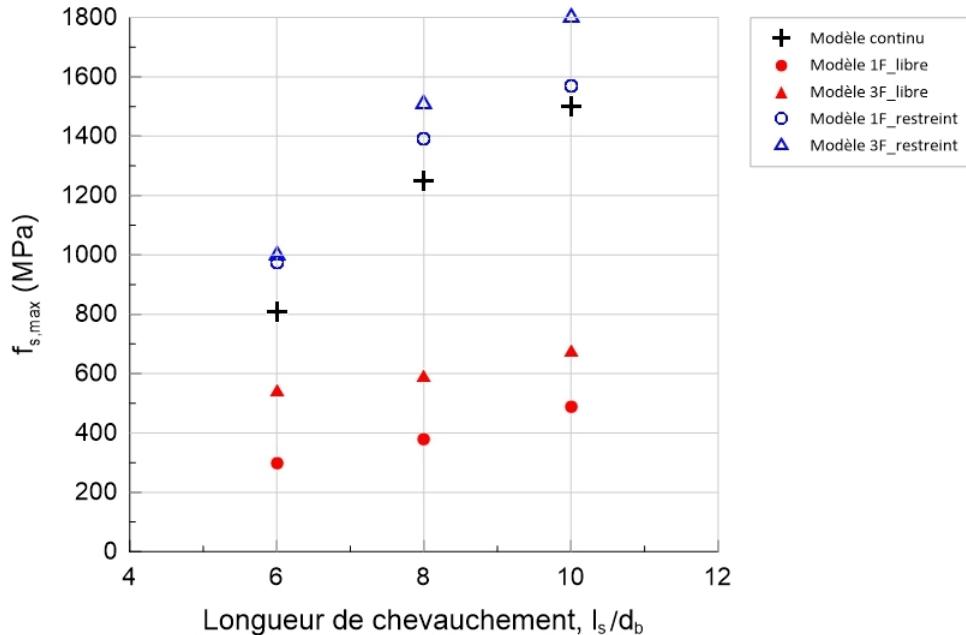


Figure 3.15 – Contrainte maximale $f_{s,max}$ en fonction de la longueur de chevauchement l_s ,
 $c_{si} = 2.5 d_b$

Les résultats montrés sur ces deux figures confirment que les restrictions latérales ont une réelle influence sur les charges limites des modélisations. Un tel comportement demeure logique en vertu des rigidités appliquées aux faces latérales. En effet, pour un joint de chevauchement continu, la restriction latérale équivaut à la rigidité transversale de la section, qui n'est ni infinie (faces latérales restreintes), ni nulle (faces latérales libres). Ainsi, la capacité d'un chevauchement est dictée par une valeur comprise entre ces deux conditions aux frontières extrêmes.

Une sous-estimation non négligeable de la capacité est obtenue pour les modèles sans restriction, quel que soit l'espacement des armatures puisqu'aucun confinement latéral n'est fourni. De ce fait, le spécimen libre présente une liberté d'ouverture de fissures et une propagation de la fissuration plus rapide. À l'inverse, les modèles avec restriction latérale surestiment les charges ultimes des spécimens grâce au blocage latéral qui leur apporte une rigidité supplémentaire considérable. Ces deux conditions aux limites ne permettent donc pas de prédire les capacités des différentes configurations de joints de chevauchement. La sous-section suivante présente d'ailleurs l'influence de ces restrictions sur les modes de ruine des spécimens.

Il devient ensuite intéressant de comparer les modélisations de mêmes conditions aux frontières. Concernant les spécimens sans restriction latérale (condition libre), le modèle 1F où seule

l'armature centrale est sollicitée, présente une capacité inférieure au modèle 3F, où des forces identiques sont appliquées sur les trois barres pour les deux espacements étudiés, et ce, quel que soit l'espacement des barres. Ce dernier point s'explique compte tenu d'une répartition de contraintes plus uniforme au sein du BFUP due à une sollicitation des armatures plus uniforme et donc un effet de flexion du spécimen moins prononcé dans le cas de 3F_libre que 1F_libre.

Les modèles avec restriction latérale (condition restreinte) présentent quant à eux des capacités ultimes supérieures aux modèles continus et dans ce cas, l'espacement des armatures a une influence sur la capacité $f_{s,max}$ comme le montre les Figures 3.14 et 3.15. Dans le cas où $c_{si} = 1.2 d_b$, le modèle 1F présente une capacité supérieure au modèle 3F. En effet, le prisme de béton étant compact et rigide, à cause de l'espacement faible, la force nécessaire pour amener le spécimen à sa ruine doit être plus élevée dans l'hypothèse où une seule armature est sollicitée. En revanche, lorsqu'une traction directe est imposée à chaque armature, les efforts générés dans le béton sont plus importants et la détérioration du matériau est plus rapide. Enfin, pour un enrobage d'armatures $c_{si} = 2.5 d_b$, le joint en BFUP devient flexible et dans ce cas, une traction directe sur l'armature centrale a un effet de levier sur le prisme qui mène à une ruine du spécimen anticipée par rapport au modèle où les trois barres sont sollicitées. En effet dans ce dernier cas, les faces latérales aident à la reprise des efforts de traction pour équilibrer le système et il y a donc moins de flexion occasionnée.

Malgré les différences de capacité en fonction des longueurs de chevauchement, il est pertinent de noter que les résultats obtenus présentent une progression relativement similaire. Compte tenu de ces observations, l'estimation des capacités d'un joint de chevauchement ne peut être réalisée grâce à des spécimens réduits tels que présentés ci-dessus. Bien qu'il y ait une analogie de comportement entre les différents spécimens pour un même espacement, les modèles sans restriction latérale, qui sont facilement réalisables d'un point de vue expérimental, ne présentent pas les meilleures conditions pour l'estimation des contraintes ultimes $f_{s,max}$ mais fournissent tout de même des valeurs conservatrices. Cette analyse préliminaire permet d'orienter les essais expérimentaux vers des spécimens continus plutôt que sans restriction latérale comme il a pu être réalisé précédemment lors de projets d'anciens étudiants portant également sur les joints de chevauchement (Dagenais, 2014; Lagier, 2015).

3.3.3 Influence de la restreinte latérale sur les modes de rupture

Les différentes configurations modélisées sur ABAQUS ont permis de mettre en avant certains modes de rupture décrits dans le Chapitre 2. Il est d'ailleurs intéressant de pouvoir observer l'influence de paramètres, comme l'enrobage des armatures c_{si} ou la longueur de chevauchement

l_s , sur le mécanisme de transfert des efforts et le mode de ruine. L'ensemble des spécimens modélisés seront amenés à leur état ultime.

Dans cette section, la longueur de chevauchement est égale à $6 d_b$, l'enrobage de béton à 30 mm, soit $1.2 d_b$ et l'espacement net des armatures à $2.4 d_b$ et à $5 d_b$. Dans le cas où l'enrobage transversal de béton est inférieur à l'espacement net des barres, la fissure tendra à se développer transversalement aux armatures plutôt que dans leur plan longitudinal. À noter que la longueur de chevauchement considérée dans cette section est choisie à $6 d_b$ car l'intérêt principal est de minimiser la longueur du joint de chevauchement. De plus, l'ensemble des figures présentées dans cette section exposent l'état de fissuration des modèles juste avant que la contrainte $f_{s,max}$ ne soit atteinte (voir Figures 3.14 et 3.15). Pour chacun des cas, le mode de rupture du modèle continu est présenté pour servir de référence aux modèles simplifiés de même configuration.

Barres rapprochées

Dans un premier temps pour le modèle de référence, l'enrobage net des armatures c_{si} vaut $1.2 d_b$. La fissuration du modèle, montrée à la Figure 3.16, s'initie d'abord aux extrémités non chargées des armatures pendant que d'autres fissures se forment simultanément dans le plan transversal aux armatures. Il est à noter que la fissuration aux extrémités libres des barres entraîne la ruine du spécimen.

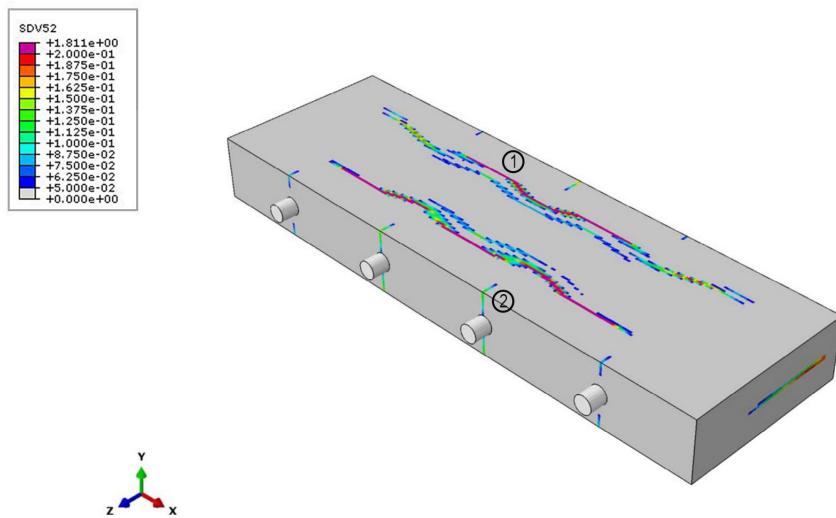


Figure 3.16 – Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen continu où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$ - Modèle continu

Concernant les modèles réduits, en plus de présenter une différence de capacités globales, les conditions de retenue latérale et la manière dont est appliquée l'effort de traction vont avoir une influence sur le mode de rupture prédominant. Le modèle sans restriction latérale et dans lequel les trois armatures sont sollicitées (Modèle 3F_libre) exhibe un mode de rupture par fendage de par son manque de confinement. La perte d'ancrage survient au moment où la fissure transversale atteint l'extrémité libre de la barre ancrée (voir Figure 3.17).

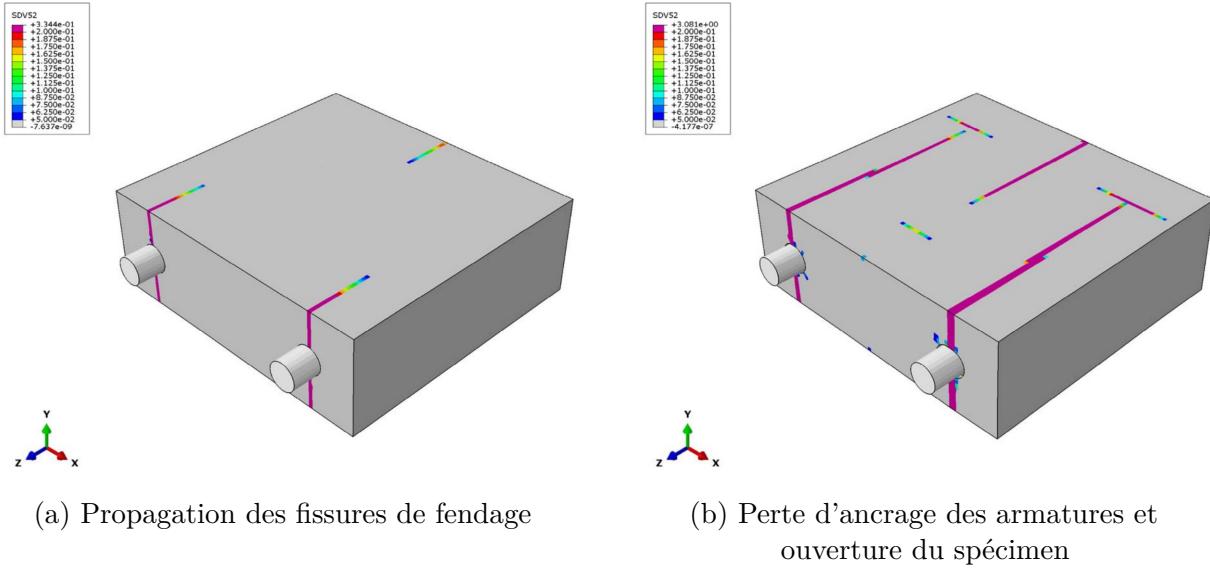


Figure 3.17 – Évolution de la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit libre où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$ (trois barres sollicitées) - Modèle 3F_Libre

De la même manière, lorsque seule l'armature centrale est sollicitée (Modèle 1F_libre), la ruine est causée par la propagation d'une fissure de fendage au-dessus de l'armature centrale en traction, comme le montre la Figure 3.18. Bien que le mécanisme de transfert de charges puisse mieux s'identifier dans le modèle où les trois armatures sont sollicitées (3F_libre), le manque de continuité du matériau ne permet pas de reproduire la détérioration de la partie centrale de chevauchement du joint. Il est alors possible de déduire que pour des modèles sans restreintes latérales (1F_libre et 3F_libre), les modes de rupture sont bien différents de celui qui pourrait se retrouver à la base d'une pile avec un long joint de chevauchement.

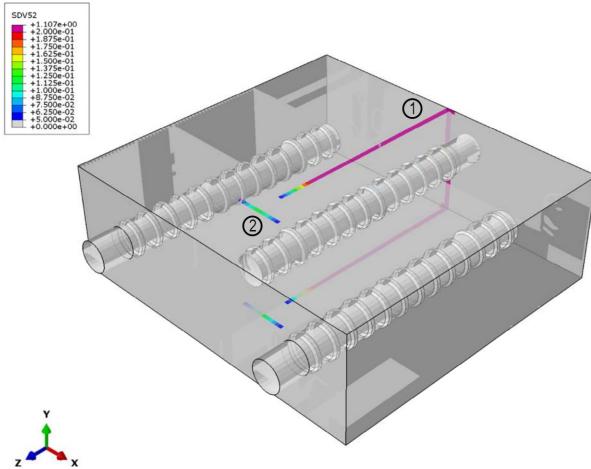


Figure 3.18 – Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit libre où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$ (barre centrale sollicitée) - Modèle 1F_Libre

Le mode de ruine pour le modèle restreint dans lequel une traction est exercée sur 3 armatures (3F_restreint) est à nouveau bien différent du modèle continu à cause de l'apparition d'une fissure longitudinale dans le plan des barres à l'extrémité sollicitée des barres, voir Figure 3.19. L'armature centrale se déchausse du spécimen via le développement d'une fissure de fendage transversale tandis que la perte d'ancrage des armatures en attente a lieu par fissuration dans le plan longitudinal. Cette dernière provient des conditions aux limites sur les faces latérales restrictives qui génèrent un champ de contraintes considérable, propice au développement d'une fissure et bien évidemment, d'un enrobage de béton insuffisant.

Il est à noter que le blocage des faces latérales des modèles réduits ne peuvent conduire à une rupture par fendage, comme il a été présenté ci-dessus, à cause de la rigidité latérale supplémentaire imposée. En effet, l'arrachement de l'armature centrale aura plutôt tendance à faire apparaître une fissure parallèle au plan longitudinal (Point 1) des armatures à la hauteur des extrémités non chargées des armatures en attente et qui se développera en direction des faces latérales restreintes.

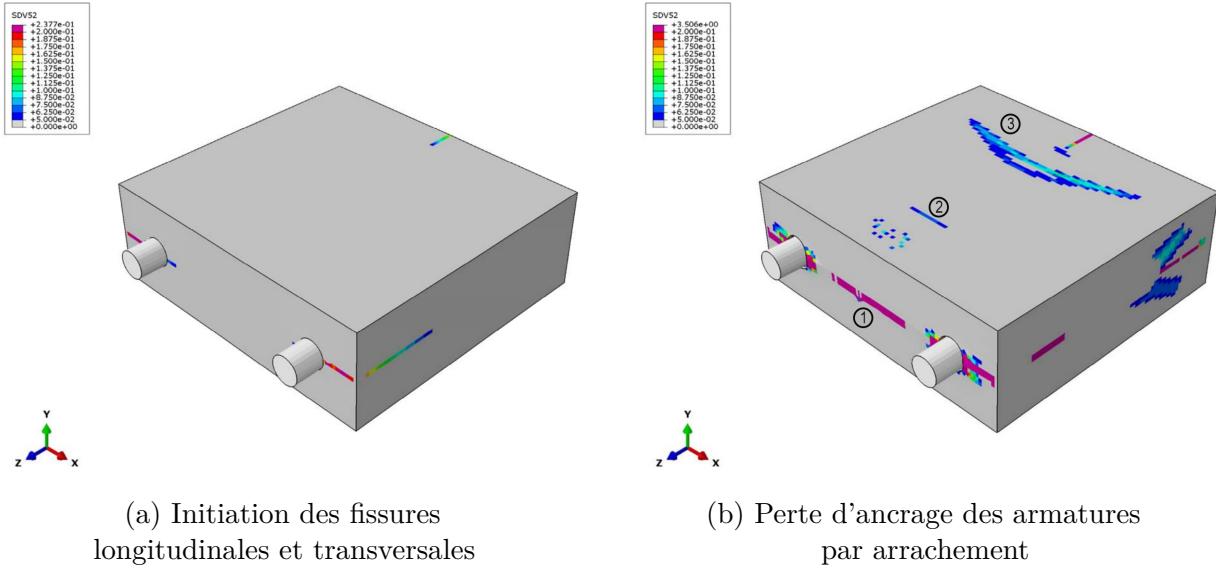


Figure 3.19 – Évolution de la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit restreint où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$ (trois barres sollicitées) - Modèle 3F_Restreint

Enfin, le modèle restreint où seule l’armature centrale est sollicitée (Modèle 1F_restreint) présente un mode de ruine également par arrachement du béton dans la zone délimitée par l’extrémité non chargée des armatures en attente. De plus, une fissure orthogonale aux faces latérales se développe jusqu’à ces dernières (qui ne participent pas à la reprise des efforts de cisaillement), voir Figure 3.20.

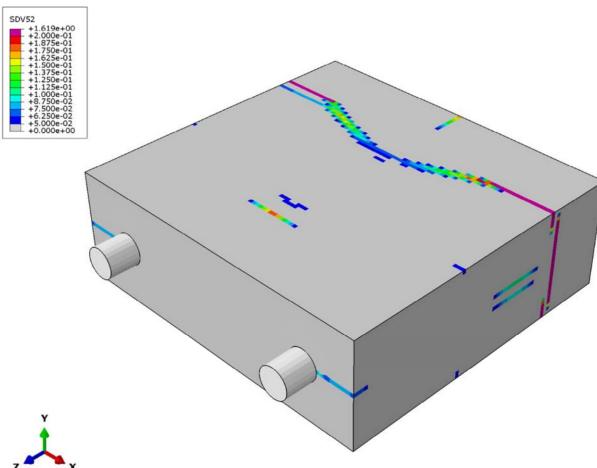


Figure 3.20 – Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit restreint où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$ (barre centrale sollicitée) - Modèle 1F_Restreint

L'ouverture des fissures est une variable intéressante à comparer entre les différents modèles pour un même niveau de chargement. La Figure 3.21 montre qu'à une contrainte de 300 MPa au sein de l'armature, la fissuration n'est pas identique entre les modèles, en particulier le modèle 1F_libre se distingue explicitement. La capacité $f_{s,max}$ de ce dernier étant la plus faible de tous (Figure 3.14), il est logique que le niveau de fissuration soit plus important. Le modèle continu présente un ouverture de fissures plus faible mais relativement similaire aux autres modèles. La fissure de fendage n'est alors pas prépondérante dans ces derniers modèles, sauf 1F_libre et 3F_libre.

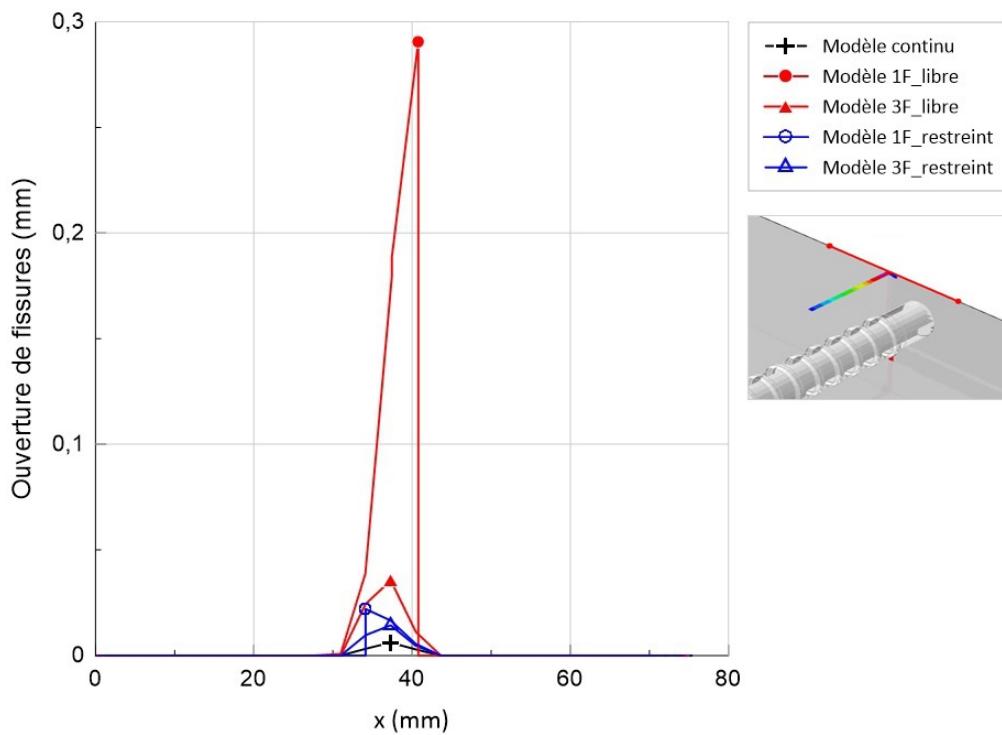


Figure 3.21 – Ouvertures des fissures de fendage à 300 MPa sur une ligne au-dessus de l'armature centrale (ligne rouge)
où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$

Le niveau de contraintes au sein de l'armature centrale est également un point intéressant à comparer entre les modèles pour une même configuration, tels que montrés à la Figure 3.22. Là encore, il s'agit du modèle 1F_libre qui se démarque des autres en exposant une contrainte bien plus importante le long de l'armature. À noter que l'axe des abscisses correspond à la longueur de développement l_d de l'armature centrale dans le bloc de BFUP.

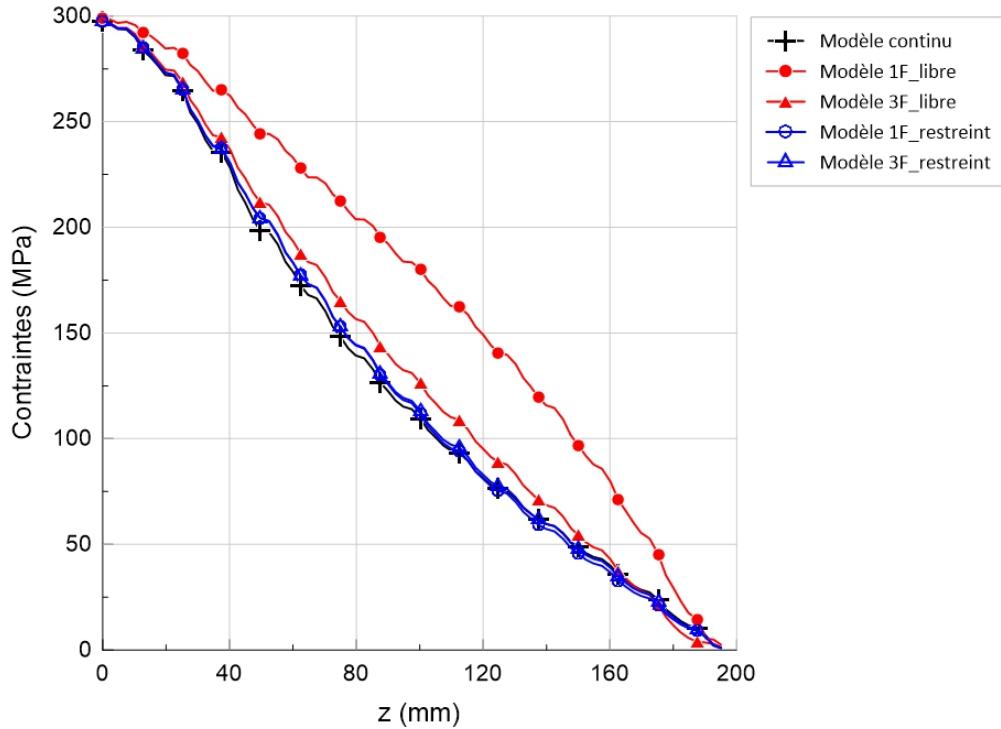


Figure 3.22 – Niveau de contraintes au centre de l’armature centrale
où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.2 d_b$

Barres éloignées

Dans un second temps, un espacement net entre les armatures de 125 mm est utilisé, soit c_{si} égal à $2.5 d_b$. Le modèle de la Figure 3.23 pour le spécimen continu fait tout d’abord apparaître une fissure de fendage à hauteur de l’extrémité chargée de chaque armature sollicitée (Point 1 de la Figure 3.23). Par la suite, et du fait de la continuité de la zone d’ancrage, la partie centrale du joint devient sujette à une fissuration conique. Celle-ci provient de l’initiation de fissuration aux extrémités non chargées des armatures ancrées (Point 2) et de la répartition des efforts le long de ces dernières. L’imbrication de ces fissures constitue la prochaine étape avec l’évolution du chargement (Point 3). La fissuration centrale constitue à nouveau le mode de ruine prépondérant du spécimen.

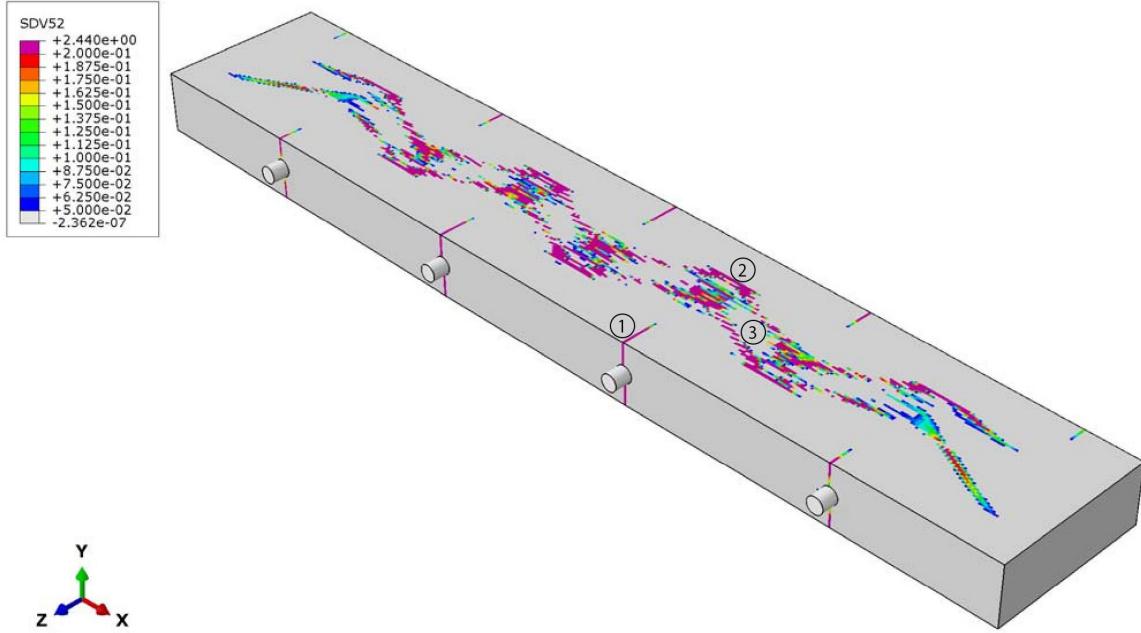


Figure 3.23 – Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen continu
où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$ - Modèle continu

Le spécimen non restreint latéralement et dans lequel les trois armatures sont en traction directe (modèle 3F_libre à la Figure 3.24) présente un mode de rupture relativement similaire à celui de la Figure 3.23. En effet, une fissure de fendage apparaît tout d'abord au niveau des trois armatures sollicitées, mais se propage jusqu'à l'extrémité des barres ancrées. Des fissures apparaissent par la suite à hauteur des bielles de compression dans le prisme de béton et traduisent le mécanisme de transfert d'efforts entre les barres. Par la suite, comme le modèle est libre de s'ouvrir, les fissures de fendage vont s'intensifier et la perte d'ancrage des trois barres sera immédiate.

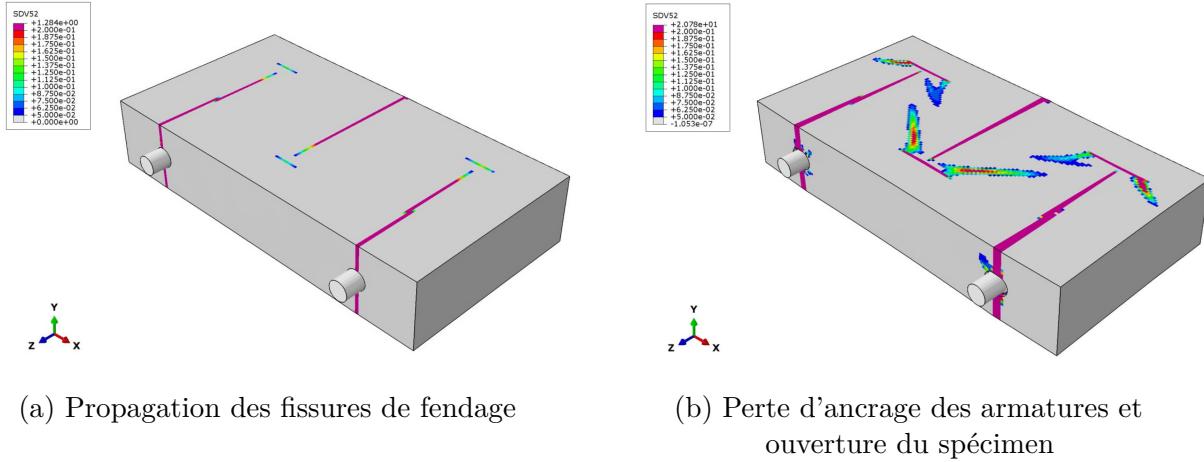


Figure 3.24 – Évolution de la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit libre où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$ (trois barres sollicitées) - Modèle 3F_Libre

Pour le spécimen réduit dans lequel une seule armature est sollicitée et les autres sont retenues (modèle 1F_libre), la fissure de fendage entraîne la perte d'ancrage de l'armature testée, comme montré à la Figure 3.25. Il s'agit d'ailleurs du même mode de rupture que celui retrouvé pour un espacement plus faible ($c_{si} = 1.2 d_b$). Ces hypothèses ne permettent pas la prédiction du comportement attendu d'un joint de chevauchement réel, malgré son accessibilité pour une campagne d'essais expérimentaux.

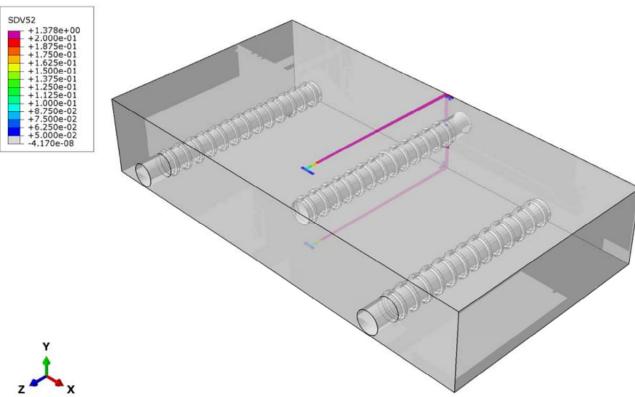


Figure 3.25 – Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit libre où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$ (barre centrale sollicitée) - Modèle 1F_Libre

En résumé, pour une longueur de chevauchement l_s de $6 d_b$ et un espacement de 125 mm ($c_{si} = 2.5 d_b$), les modèles sans restriction latérale présentent essentiellement des modes de

ruine par fendage, quelle que soit la manière dont est appliquée la charge. En effet, grâce à la liberté d'ouverture des spécimens, le béton n'apporte pas le confinement tel que retrouvé dans un joint de chevauchement et la fissure s'amplifie alors démesurément.

À l'inverse, les modèles avec restriction latérale présentent quant à eux une rigidité supplémentaire qui restreint la propagation de la fissuration par fendage. Les modes de rupture sont alors différents de ceux observés pour les spécimens libres. Pour le spécimen dans lequel les trois armatures sont sollicitées (modèle 3F_restreint), il y a simplement une initiation de la fissuration de fendage au niveau des barres, voir Figure 3.26a. Le blocage latéral empêche le développement de ces dernières ce qui conduit à la formation d'un cône d'arrachement, qui se dessine progressivement au-dessus de l'armature centrale comme le présente la Figure 3.26b. Le mécanisme de transfert d'effort (bielles de compression) entre armatures apparaît explicitement dans cette modélisation.

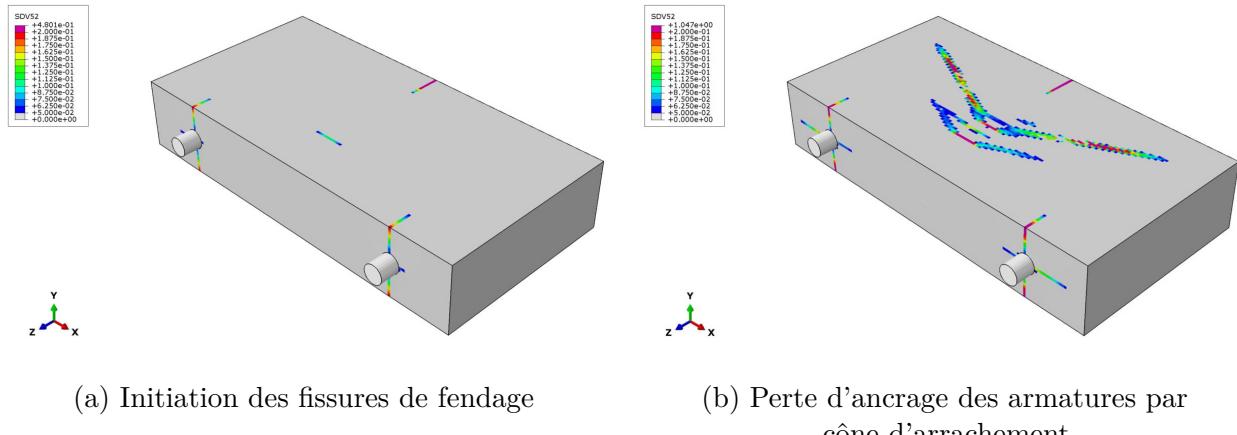


Figure 3.26 – Évolution de la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit restreint où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$ (trois barres sollicitées)

La Figure 3.27 montre que la perte d'ancrage via un cône d'arrachement est aussi le mode de ruine du modèle restreint latéralement où uniquement la barre centrale est sollicitée. Une fissure presque orthogonale aux faces latérales se propage jusqu'à ces dernières du fait de leur non-sollicitation en cisaillement. Ces deux derniers modes de rupture restent très similaires de par la rigidité latérale supplémentaire imposée.

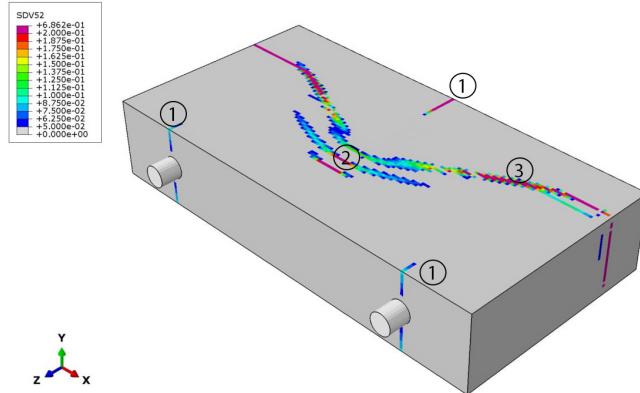


Figure 3.27 – Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur le spécimen réduit restreint où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$ (barre centrale sollicitée)

Enfin, la Figure 3.28 montre que pour un niveau de chargement de 300 MPa, la fissuration au-dessus de l'armature centrale n'est pas identique entre les différents modèles. Une fissure bien plus importante se développe pour le modèle 1F sans restriction latérale, résultat cohérent car la capacité globale de ce modèle est la plus faible, quelle que soit la configuration. Il est en revanche moins pertinent de comparer le niveau de fissuration pour le modèle 3F sans blocage latéral (modèle 3F_libre). En effet, la fissuration n'est pas maximale au niveau de l'armature centrale, mais plutôt aux armatures en attente à cause de la propagation longitudinale de la fissure et cela explique pourquoi l'ouverture de fissures de ce modèle est inférieure aux autres. Enfin, pour les joints de chevauchement avec restriction latérale, les modèles présentent tous deux un niveau de fissuration très similaire grâce à la rigidité latérale imposée. Le modèle qui présente une meilleure capacité globale $f_{s,max}$, à savoir 3F_restreint comme le montre la Figure 3.15, présente une ouverture de fissure légèrement inférieure au modèle 1F_restreint. De manière générale, le niveau de fissuration est nettement supérieur à celui rencontré pour $c_{si} = 1.2 d_b$. Ce phénomène est dû à une propagation de fissures transversales plus importante dans le cas où $c_{si} = 2.5 d_b$ car $c_t = c_b = 1.2 d_b < c_{si}$

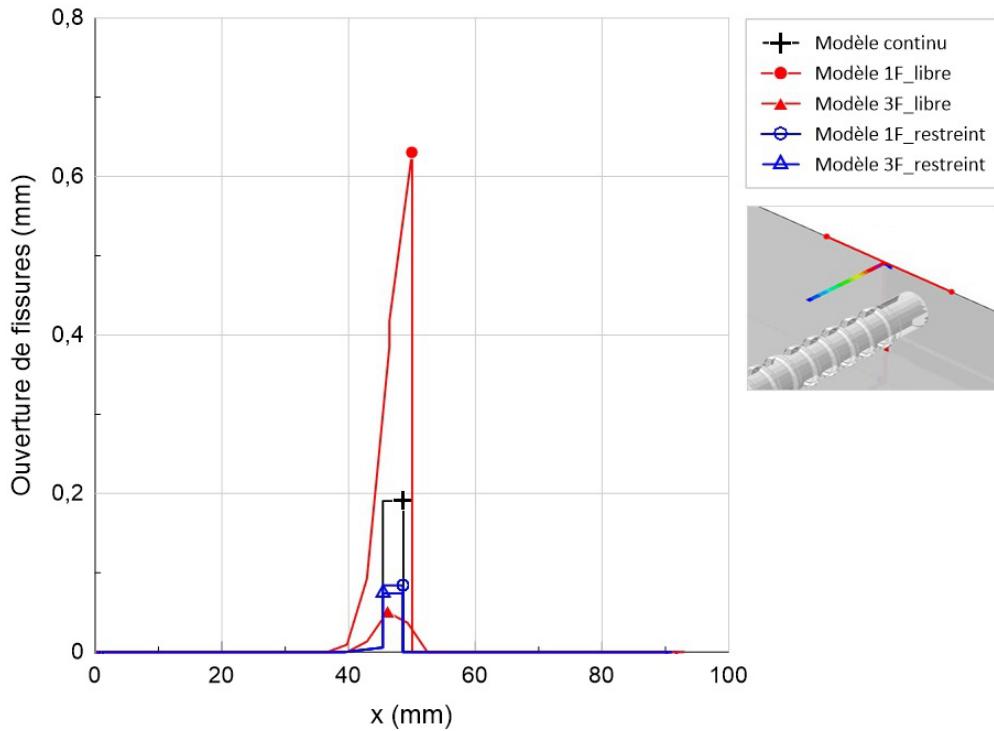


Figure 3.28 – Niveau de fissuration à 300 MPa sur une ligne au-dessus de l’armature centrale où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$

De la même manière et à l'échelle plus locale, la distribution de contraintes est analysée selon les conditions aux frontières pour une longueur de chevauchement de $6 d_b$ et un espacement net de 125 mm ($c_{si} = 2.5 d_b$), comme le montre la Figure 3.29. Les contraintes au sein de l’armature sont relativement comparables pour l’ensemble des modèles sauf le modèle 1F_libre qui présente une évolution des contraintes nettement supérieure aux autres modèles, comme pour un enrobage $c_{si} = 1.2 d_b$.

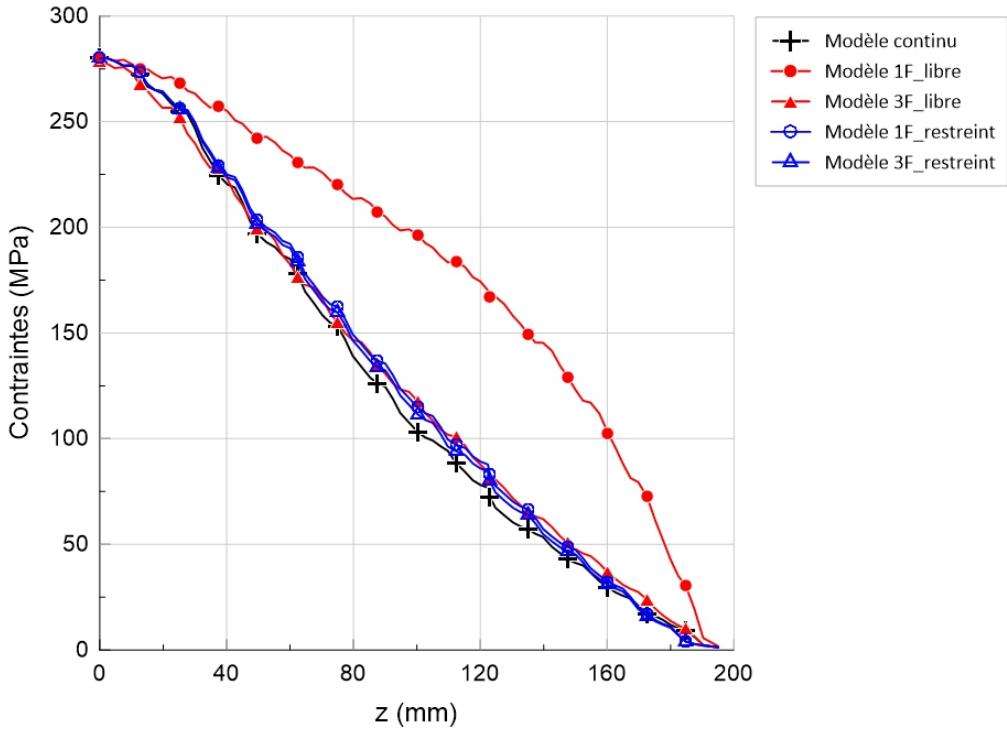


Figure 3.29 – Niveau de contraintes au centre de l’armature centrale
où $l_s = 6 d_b$ et $c_{si} = 2.5 d_b$

Cette analyse préliminaire démontre les effets non négligeables des conditions aux limites sur des spécimens de même configuration. Le comportement d'un joint de chevauchement à la base d'une pile de pont ne peut être reproduit à l'identique par des essais simplifiés et géométriquement réduits.

En définitive, le modèle numérique développé avec un tel niveau de détails est suffisamment robuste pour reproduire différents comportements de joints de chevauchement en fonction de leurs géométries. Les analyses menées dans ce chapitre ont permis de montrer que le comportement d'une zone d'ancrage ne peut être reproduit à partir des modèles réduits dans lesquels les restrictions latérales sont soit infinies, soit inexistantes. Cependant, de nombreux essais expérimentaux déjà réalisés ne considéraient pas ces restrictions comme un paramètre majeur dans les performances d'un joint de chevauchement. Les capacités et les modes de ruines des différentes modélisations s'avèrent également dépendants de ces restrictions. C'est pourquoi les spécimens considérés pour la réalisation de l'étude paramétrique numérique finale consisteront en des joints de chevauchement continus, dans lesquels se retrouve un chevauchement de 9 armatures.

CHAPITRE 4 VALIDATION EXPÉRIMENTALE DU MODÈLE NUMÉRIQUE

4.1 Contexte des essais expérimentaux

Toujours dans l'objectif de développer un nouveau type de connexions entre les éléments préfabriqués, une campagne expérimentale réalisée en 2017 au laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal portait sur l'évaluation du comportement de zones d'ancrage soumises à une traction directe dans du BFUP. Actuellement, il n'existe en effet aucun essai normalisé permettant d'estimer les capacités d'une zone d'ancrage. Ces essais, réalisés dans le cadre de projets UPIR des étudiants : Félix Maurer et Renaud Gatien et sous la supervision de Fabien Lagier, regroupaient 6 configurations de spécimens dont les géométries sont présentées dans la section suivante (Lagier, 2017). Le Tableau 4.1 présente les caractéristiques des différents spécimens, en notant des longueurs d'ancrages l_d variant de 5 d_b à 7 d_b et des longueurs de chevauchement l_s fixées à 5 d_b .

Tableau 4.1 – Caractéristiques des spécimens

Spécimen	Type	l_d/d_b	l_s/d_b
S1	Ancrage	5	
S2	Ancrage	5	
S3	Chevauchement	5	5
S4	Chevauchement	7	5
S5	Chevauchement	5	5
S6	Chevauchement	5	5

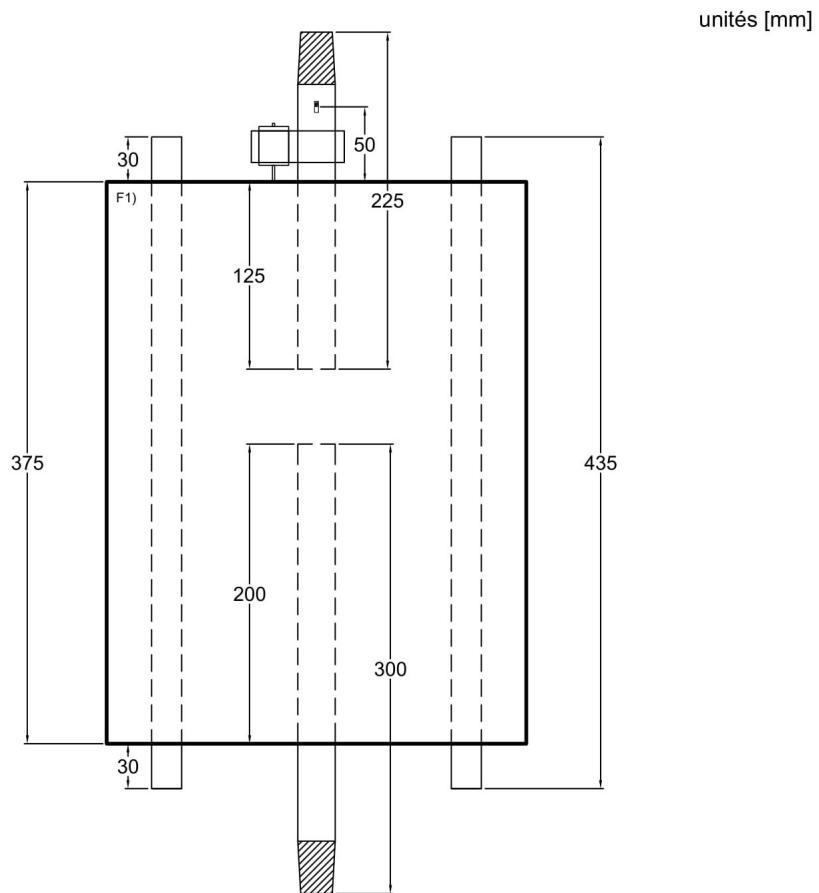
Le comportement des connexions entre éléments est dicté par les performances de la liaison armature-béton, comme il a été expliqué dans le Chapitre 2. L'objectif principal de cette campagne expérimentale était de développer un essai standardisé afin d'évaluer les performances d'une zone d'ancrage dans du BFUP. De ce fait, les géométries des spécimens ont été choisies de manière à retrouver un état de contraintes de traction dans le prisme de béton, à l'inverse de l'essai *Pull Out* encore trop souvent employé comme référence.

4.2 Description de la phase expérimentale

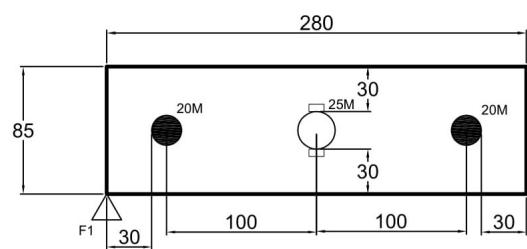
4.2.1 Plans des spécimens

Comme il est mentionné dans le Tableau 4.1, les essais S1 et S2 consistent en deux spécimens d'ancrage, où l_d est égale à $5 d_b$ et avec un confinement extérieur amené par des armatures et le béton d'enrobage qui varie. Les essais S3 à S6 sont quant à eux des spécimens de chevauchement où les longueurs de chevauchement, l_s , valent $5 d_b$ mais avec des configurations considérées qui diffèrent. Les spécimens S3 et S4 consistent en des essais où les armatures chevauchées ne sont pas en contact et où la longueur d'ancrage, l_d , est égale dans le premier cas à la longueur de chevauchement, l_s , et est supérieure à l_s dans le second. Ces configurations sont choisies pour étudier l'influence de la longueur d'ancrage sur les performances d'un joint de chevauchement. Enfin, les spécimens S5 et S6 consistent en des essais sur des chevauchement en contact, configuration typique de la base de piles de ponts existantes. L'essai S5 présente deux chevauchements d'armatures en contact dans le prisme de BFUP et S6 présente quant à lui un chevauchement central au prisme où des armatures de continuité ont été disposées. L'intérêt de ces deux spécimens réside dans l'étude de l'influence des armatures de continuité sur des spécimens isolés.

Les Figures 4.1 à 4.6 présentent les plans de détails des différentes configurations testées. Pour chaque essai, l'enrobage transversal (c_b ou c_t) vaut 30 mm, soit $1.2 d_b$. Les faces latérales sont numérotées de F1 à F4 et la géométrie des spécimens tend à faire apparaître les fissures sur les faces F1 et F3, sauf pour le spécimen 2 où l'enrobage est identique de chaque côté de l'armature sollicitée (voir Figure 4.2). Ces plans présentent également l'instrumentation disposée sur les barres d'armatures, à savoir les jauge et les capteurs de glissement installés à l'extérieur des prismes en BFUP. Dès qu'il a été possible, ces derniers capteurs ont été installés à l'extrémité non chargée de l'armature centrale, c'est-à-dire lorsque la barre traverse complètement le prisme.



Vue en plan - Specimen 1



Section - Specimen 1

Figure 4.1 – Détails du spécimen S1

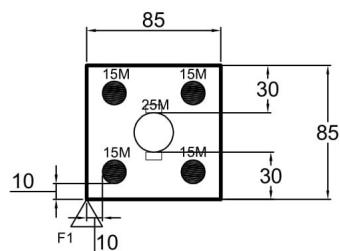
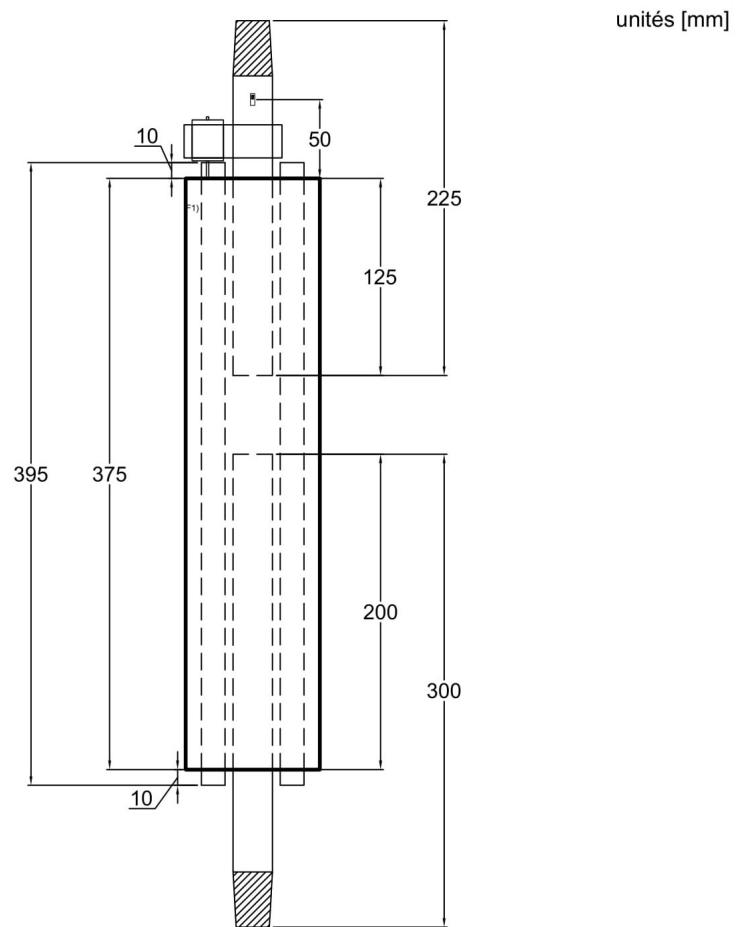
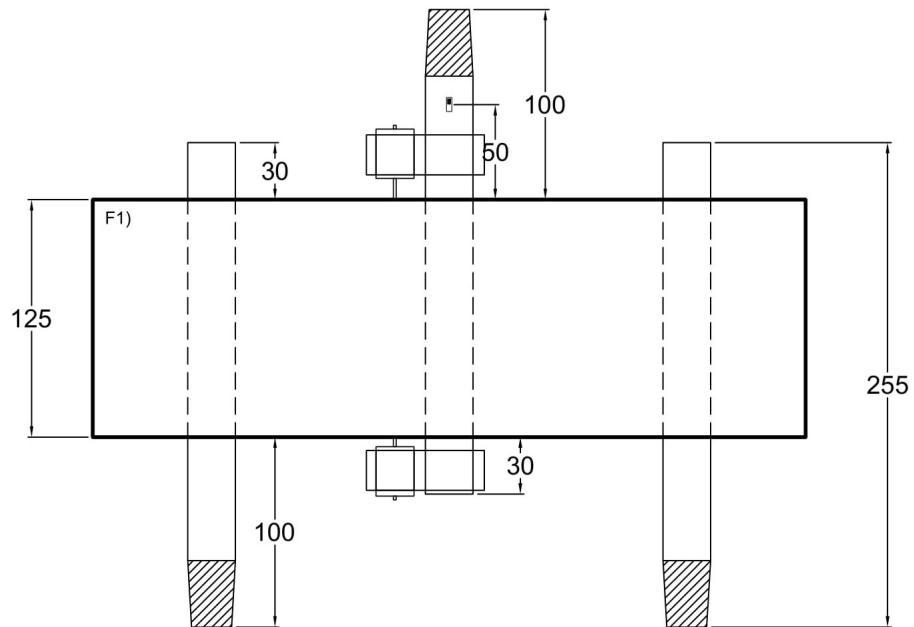
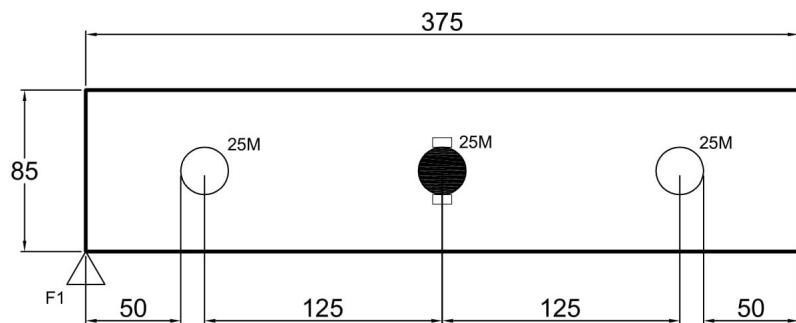


Figure 4.2 – Détails du spécimen S2

unités [mm]

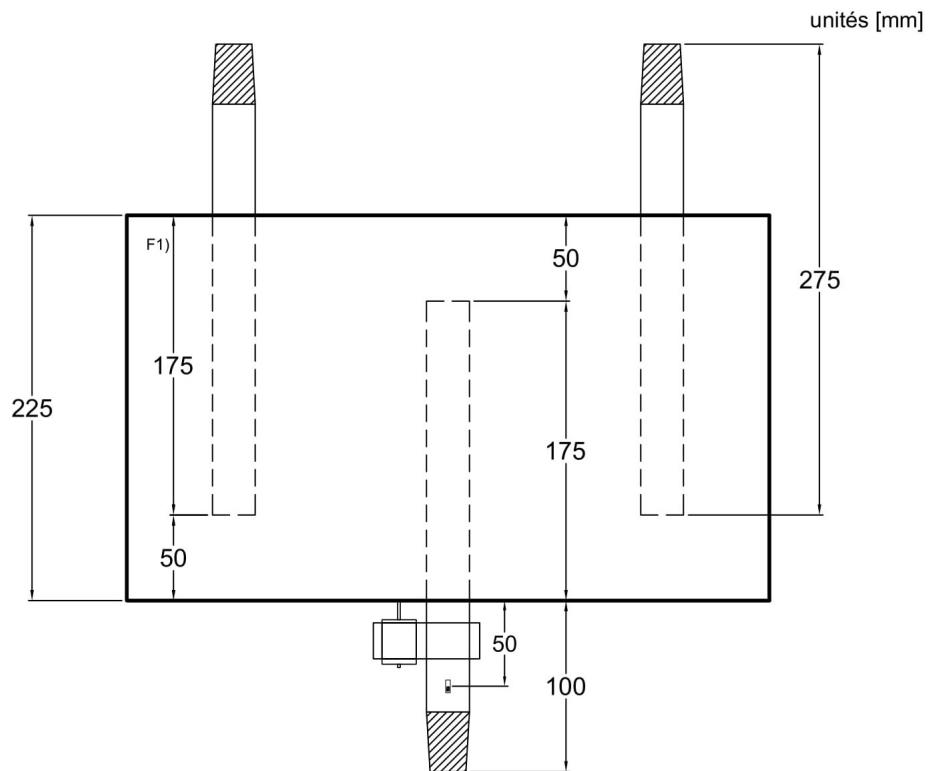


Vue en plan - Specimen 3

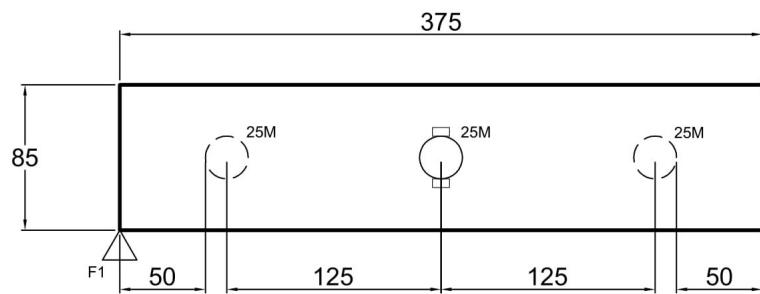


Section - Specimen 3

Figure 4.3 – Détails du spécimen S3

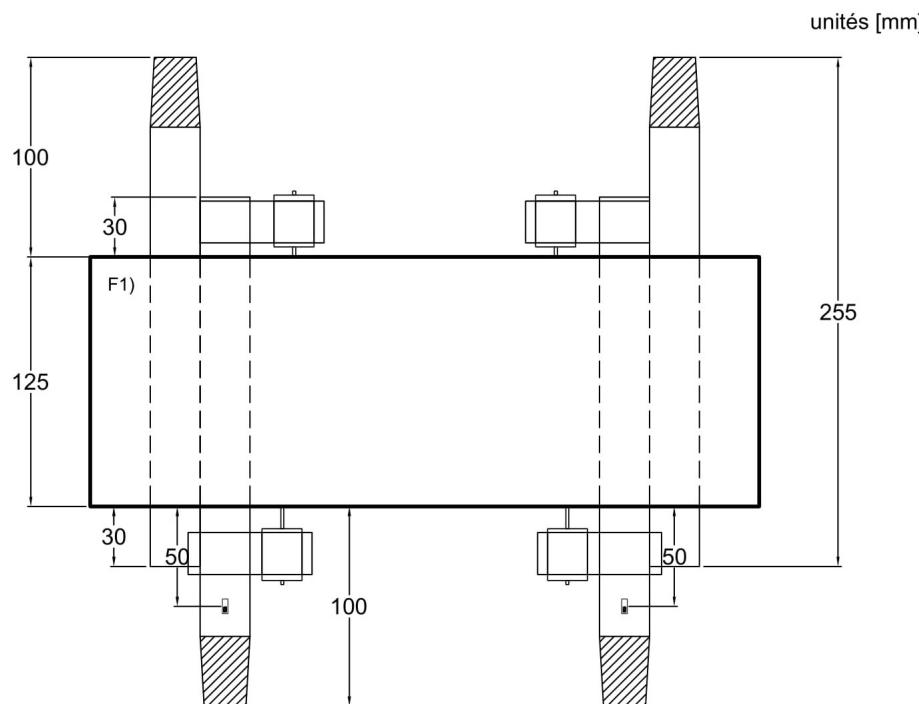


Vue en plan - Specimen 4

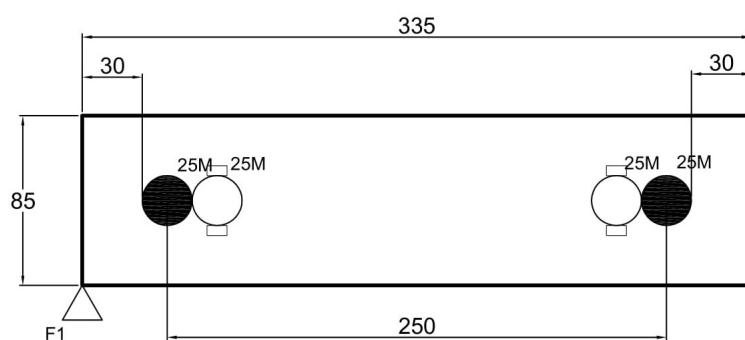


Section - Specimen 4

Figure 4.4 – Détails du spécimen S4

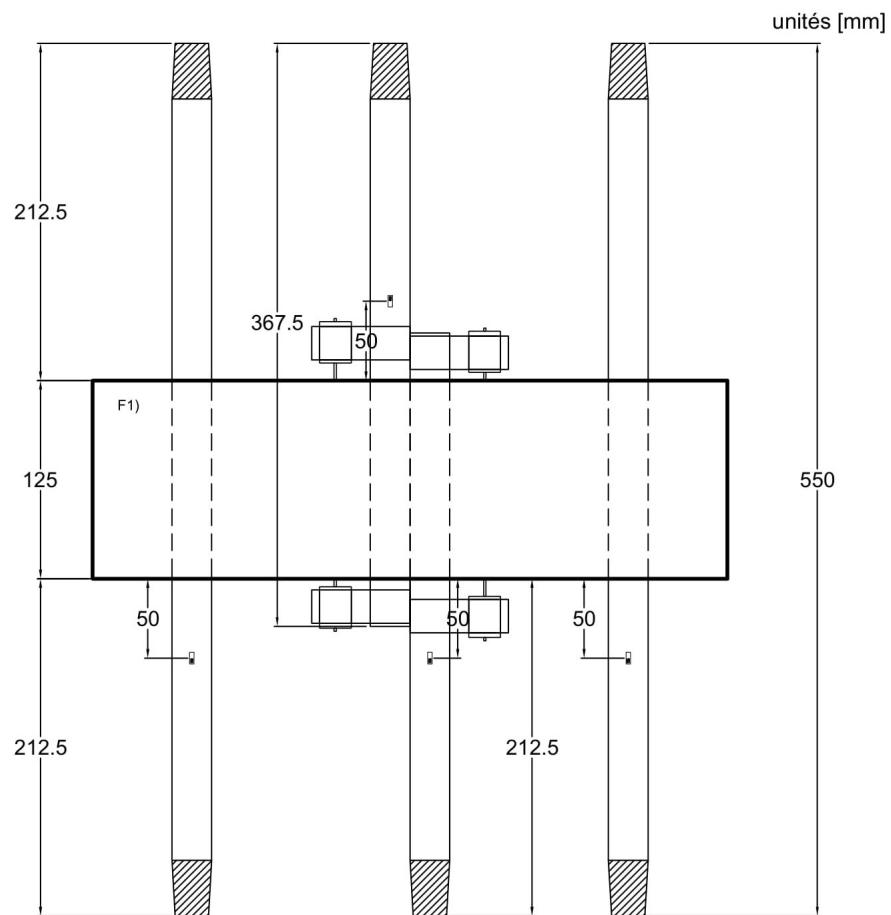


Vue en plan - Specimen 5

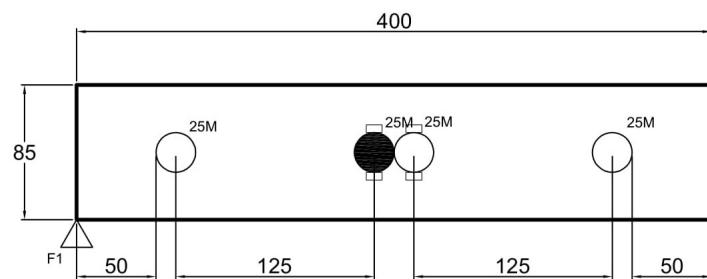


Section - Specimen 5

Figure 4.5 – Détails du spécimen S5



Vue en plan - Specimen 6



Section - Specimen 6

Figure 4.6 – Détails du spécimen S6

4.2.2 Fabrication des spécimens

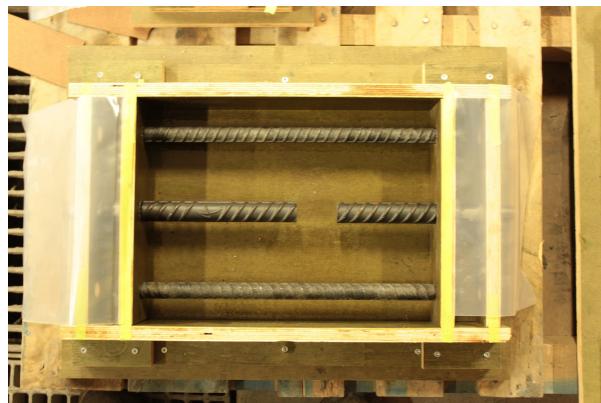
Les différents spécimens ont été fabriqués au laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal selon une procédure de coulage du matériau identique. À savoir, le BFUP a été coulé au centre de chaque spécimen et aucune vibration n'a été effectuée avant l'arasement. Les armatures ont d'abord été usinées afin de pouvoir installer les jauge de déformations aux emplacements décrits par les Figures 4.1 à 4.6, puis elles ont été nettoyées pour éliminer toutes traces de graisse ou de poussière.

Concernant la mise en place des armatures, une attention particulière a été apportée à leur positionnement afin de minimiser les effets parasites (poussée au vide) lors des essais de traction. Enfin, les barres ont été préparées et positionnées de sorte que les crénelures soient toujours orientées de la même façon et qu'aucune désignation de barre ne soit présente sur les barres testées, tel que recommandé pour les essais d'arrachement (ACI Committee 408, 2003).

La Figure 4.7 présente les coffrages alors que la disposition des armatures de chaque spécimen et les quantités de matériaux utilisés pour cette campagne sont présentées dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 – Quantité de matériaux utilisés pour la fabrication des spécimens

Spécimen	Quantité de BFUP (L)	Barres 25M (m)	Barres 25M (kg)	Barres 20M (m)	Barres 20M (kg)	Barres 15M (m)	Barres 15M (kg)
S1	8.93	0.53	2.06	0.87	2.05	-	-
S2	2.71	0.53	2.06	-	-	1.58	2.48
S3	3.98	0.77	3.00	-	-	-	-
S4	7.17	0.83	3.24	-	-	-	-
S5	3.56	1.02	4.00	-	-	-	-
S6	4.25	1.84	7.20	-	-	-	-
TOTAL	30.60	5.50	21.57	0.87	2.05	1.58	2.48



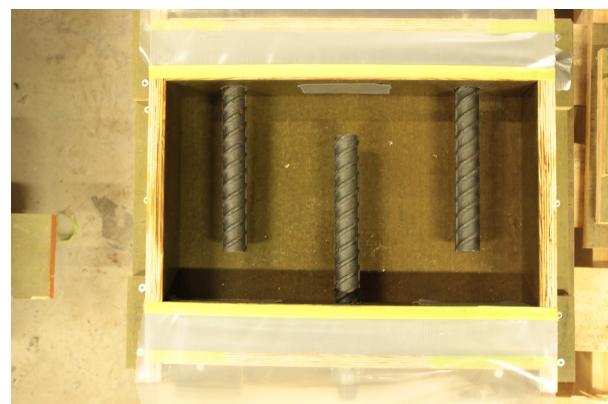
(a) Coffrage du spécimen S1



(b) Coffrage du spécimen S2



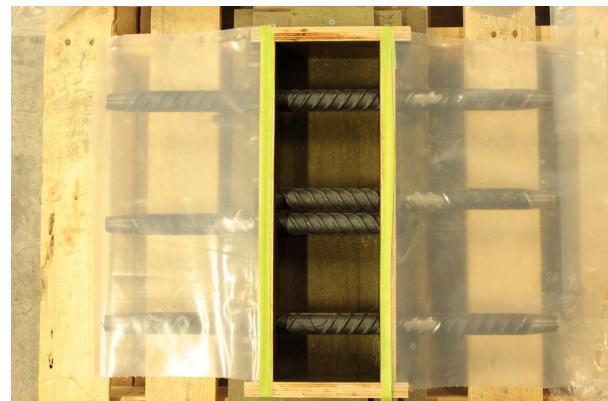
(c) Coffrage du spécimen S3



(d) Coffrage du spécimen S4



(e) Coffrage du spécimen S5



(f) Coffrage du spécimen S6

Figure 4.7 – Fabrication des spécimens d'ancrage

À noter que l'ensemble des barres testées sont des 25M et que les armatures de continuité peuvent présenter un diamètre différent, par exemple pour les spécimens S1 et S2. Une fois coulés, les spécimens ont été maintenus en cure humide durant 6 jours. Une fois la cure finie les jauges de déformation de x mm de longueur ont été disposées aux emplacements prévus à cet effet, voir Figures 4.1 à 4.6.

4.2.3 Caractérisation des matériaux

Cette campagne expérimentale a uniquement nécessité l'emploi de béton fibré à ultra-haute performance et de barres d'armature. La caractérisation du BFUP est premièrement présentée.

Le BFUP utilisé et commercialisé par la compagnie Matériaux King, *UP-F4 POLY*, est disponible sous forme de sacs de pré-mélange. Il est composé de 4% (environ 315 kg/m³) de fibres droites de 10 mm de longueur et 0.2 mm de diamètre en acier haute résistance offrant une résistance à la traction de 2 750 MPa. Les propriétés mécaniques attendues du BFUP *UP-F4 POLY* sont présentées dans le Tableau 4.3 ci-dessous.

Tableau 4.3 – Propriétés mécaniques attendues du BFUP *UP-F4 POLY*

f'_c	120	MPa
f'_t	11	MPa
E_c	37 000	MPa
Étalement	650 \pm 50	mm
Volume d'air	1.0 - 4.0	%

Des essais de caractérisation ont été réalisés sur 3 cylindres à 28 jours et sur 5 cylindres et 3 os à 133 et 134 jours respectivement. Les résultats du cylindre #5 n'ont cependant pas été retenus pour la détermination de la résistance en compression du matériau à cause de leurs disparités. Les propriétés mécaniques en compression du matériau sont présentées au Tableau 4.4.

Tableau 4.4 – Propriétés mécaniques en compression du BFUP *UP-F4 POLY*

Échéance (Jours)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)	ν -
28	122.0	-	-
133	124.6	40 365	0.212

Il n'existe actuellement pas de norme pour les essais de traction directe, de ce fait, la caractérisation a été réalisée à l'aide de l'essai développé au laboratoire de Structures de

Polytechnique Montréal, voir Chapitre 2. Ces essais ont par ailleurs été utilisés dans de nombreux projets de recherche antérieurs. Les os utilisés pour la caractérisation en traction du matériau sont coulés en assurant une orientation préférentielle des fibres métalliques pour l'essai de traction directe. Une fois coulés, 4 capteurs de déplacement sont disposés sur chaque face de l'os testé de manière à estimer le niveau de fissuration. La Figure 4.8 présente le comportement en traction du BFUP *UP-F4 POLY* suite aux essais sur trois os.

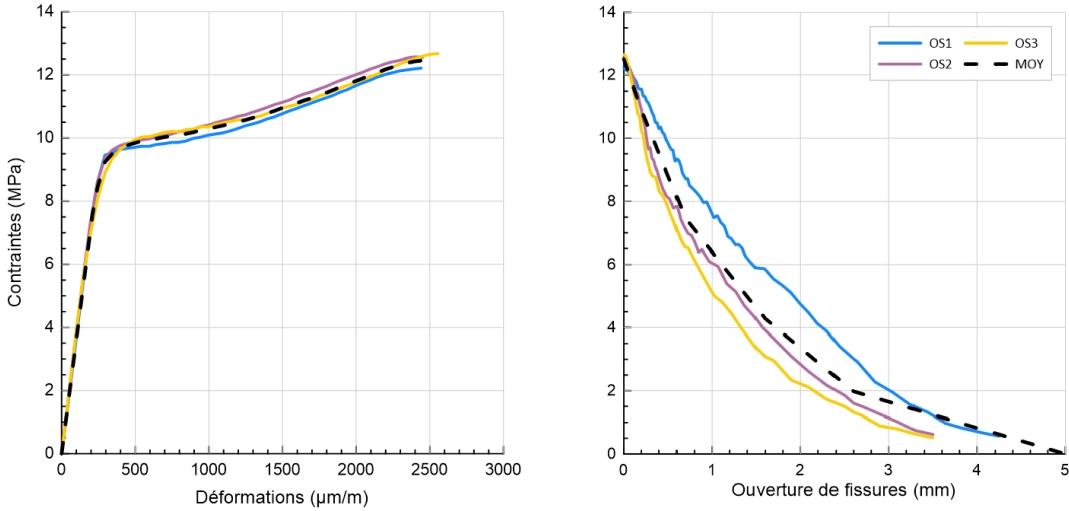


Figure 4.8 – Comportement en traction du BFUP *UP-F4 POLY*

Ces propriétés mécaniques seront considérées lors de la modélisation par éléments finis de la section suivante. Un ajustement devra cependant être envisagé afin de prendre en considération l'efficacité moindre des fibres dans les spécimens, en comparaison aux propriétés mesurées sur os. Cette diminution de performances proviendrait d'une orientation et d'une dispersion non contrôlée des fibres métalliques lors de la phase de coulage des spécimens.

Enfin concernant l'acier d'armature, le grade utilisé lors de ce programme expérimental est de type 500W. Les barres ont été fournies par Acier AGF et les propriétés mécaniques issues du certificat d'essai de la compagnie indiquent une contrainte de limite élastique (f_y) et une contrainte ultime (f_u) de respectivement 539 MPa et de 712 MPa. Malgré ces données, des essais de caractérisation des armatures 25M, réalisés au laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal, ont permis de vérifier ces propriétés, tels que le présentent la Figure 4.9 et le Tableau 4.5.

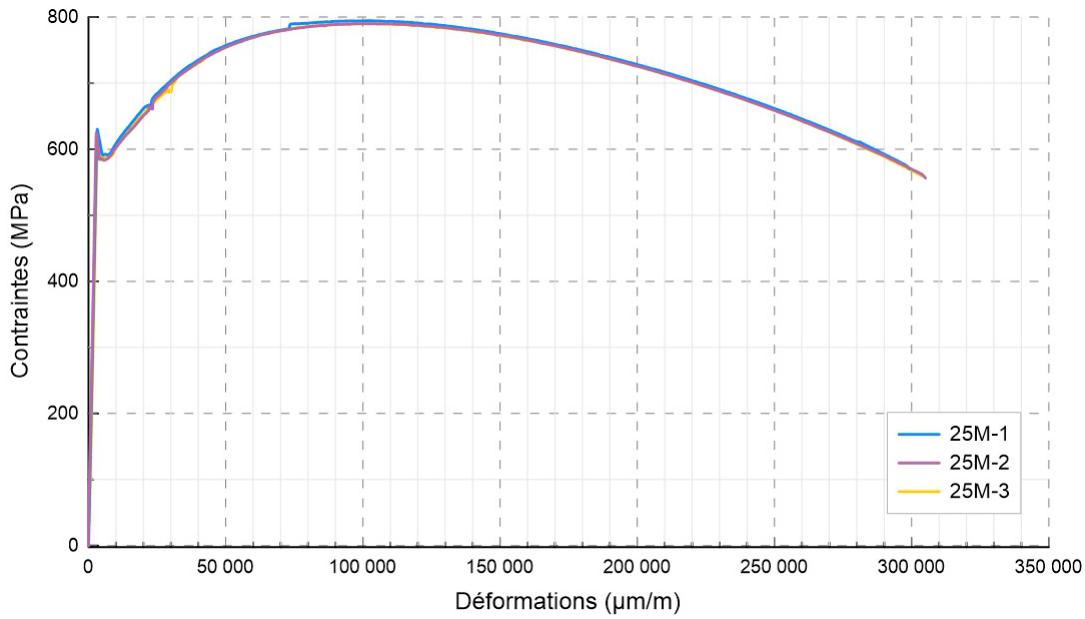


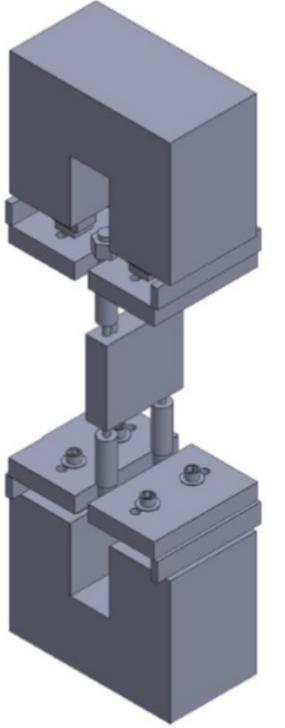
Figure 4.9 – Courbes contraintes-déformations des armatures 25M testées au Laboratoire

Tableau 4.5 – Propriétés de l’acier d’armature des barres 25M testées au Laboratoire

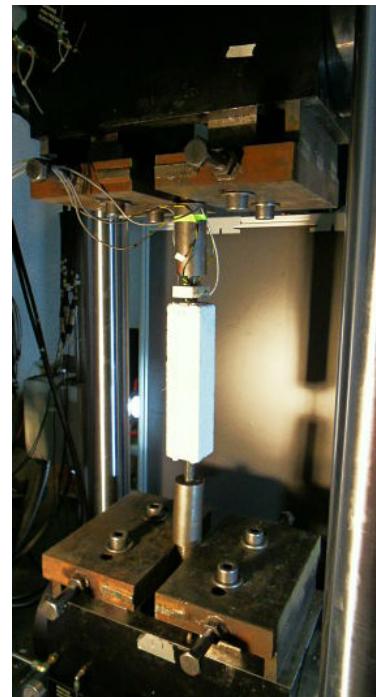
	Type -	E_s (MPa)	ϵ_y ($\mu\text{m}/\text{m}$)	f_y (MPa)	ϵ_{cr} ($\mu\text{m}/\text{m}$)	f_u (MPa)	ϵ_u ($\mu\text{m}/\text{m}$)
Essai 1	25M	207 382	3 179	591.3	7 602	794.4	98 721
Essai 2	25M	207 265	3 098	584.1	7 480	790.2	104 646
Essai 3	25M	207 655	3 204	587.6	8 200	790.3	100 805
Moyenne	25M	207 434	3 160	588	7 761	792	101 390

4.2.4 Description du montage expérimental

Cette campagne expérimentale vise à évaluer le comportement global de joints de chevau-chement soumis à une traction directe. En ce sens, une force de traction a été appliquée aux extrémités des armatures des spécimens installés sous la presse *INSTRON*. Pour les essais comportant plus d’une barre tendue à chaque extrémité, la répartition de la charge totale devait être identique au sein de chaque armature, ce qui a été réalisé à l’aide de coupleurs et de poutres de transfert rigides. Ce montage permet ainsi de créer une butée des écrous à l’extrémité des tiges filetées engagées dans les coupleurs. Durant les essais, la charge et les déplacements de la presse *INSTRON* ont été contrôlés et enregistrés grâce au système d’acquisition du contrôleur à un taux d’acquisition de 1 Hz. Le montage dans la presse est présenté à la Figure 4.10.



(a) Concept du montage, spécimen S5 (Lagier)



(b) Image du montage, spécimen S2

Figure 4.10 – Montage expérimental dans la presse *INSTRON*

4.2.5 Instrumentation

Pour réaliser les mesures nécessaires, des jauge de mesure de déformations et des capteurs de déplacement ont été installés sur les armatures testées. Deux jauge de déformations ont été placées sur chaque barre testée à une distance de 50 mm du bord du spécimen alors que les capteurs de déplacement ont été positionnés à environ un diamètre de barre d_b afin de mesurer le glissement. Le détail de l'instrumentation des différents spécimens est présenté sur les plans des Figures 4.1 à 4.6 et est résumé dans le Tableau 4.6 ci-dessous.

Tableau 4.6 – Détails de l'instrumentation des spécimens

Spécimen	Nb Jauges	Nb Capteurs
S1	2	1
S2	2	1
S3	2	2
S4	2	1
S5	4	4
S6	8	4

La force appliquée sur les spécimens est obtenue des mesures de la cellule de charge de la presse *INSTRON*. Les jauges permettent de déterminer la force exercée sur chacune des armatures afin d'en déduire la contrainte et les mesures des capteurs de déplacement permettent de déterminer le glissement de l'armature ancrée dans le BFUP. Comme les capteurs de déplacement sont installés à une certaine distance de la face (valeur mesurée pour chaque essai), l'allongement de la barre en traction sur cette longueur est déduit dans la détermination du glissement de l'extrémité chargée s_{LE} , voir Figure 4.11.

Il est important de rappeler l'importance de la loi de compression considérée dans la mesure du glissement numérique de l'armature étudiée. En effet lors de la sollicitation de l'armature, le béton présent à l'amont de chaque crénelure à la surface de la barre est soumis à un effort de compression considérable. Dès lors que la résistance en compression du béton est atteinte, un écrasement local dans ces zones survient et ce dernier est en partie responsable du glissement de l'armature.

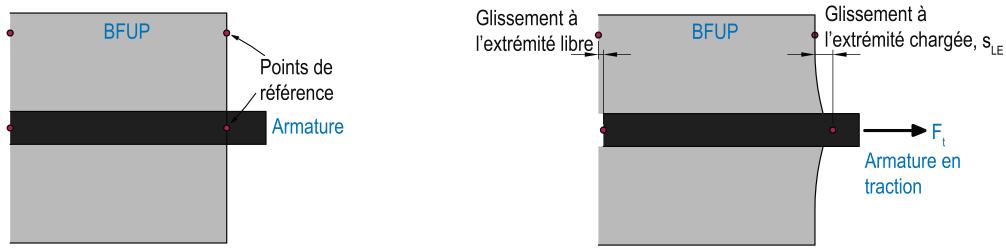


Figure 4.11 – Principe de calcul du glissement

Il est à noter que la contrainte tangentielle τ , calculée ci-dessous, est obtenue à partir de la force appliquée sur la barre divisée par la surface de contact nominale et constitue donc une valeur moyenne, comme le présente l'équation 4.1.

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot l_d \cdot d_b} \quad (4.1)$$

où τ : contrainte tangentielle moyenne (MPa) ;

F : force appliquée sur l'armature (N) ;

l_d : longueur d'ancrage de l'armature (mm) ;

d_b : diamètre de l'armature (mm).

4.2.6 Résultats de la campagne expérimentale

Spécimen S1 : Test d'ancrage

Il s'agit d'un essai de traction directe sur une barre ancrée d'une longueur de $5 d_b$ avec un enrobage latéral c_{si} fixé à $1.2 d_b$. Deux barres 20M disposées à 100 mm du centre de l'armature en traction assurent la continuité du spécimen.

Le niveau de chargement en fonction de la durée de l'essai est présenté à la Figure 4.12 ci-dessous et fait apparaître une charge maximale F_{max} de 130 kN à 36 minutes du début de l'essai. Au-delà du pic de force, plusieurs chutes de charges sont notables à cause de la propagation et de l'ouverture des fissures. L'essai a d'ailleurs révélé l'apparition d'une fissure de fendage relativement symétrique sur les deux faces du spécimen (F1 et F3) pour un niveau de chargement de 120 kN.

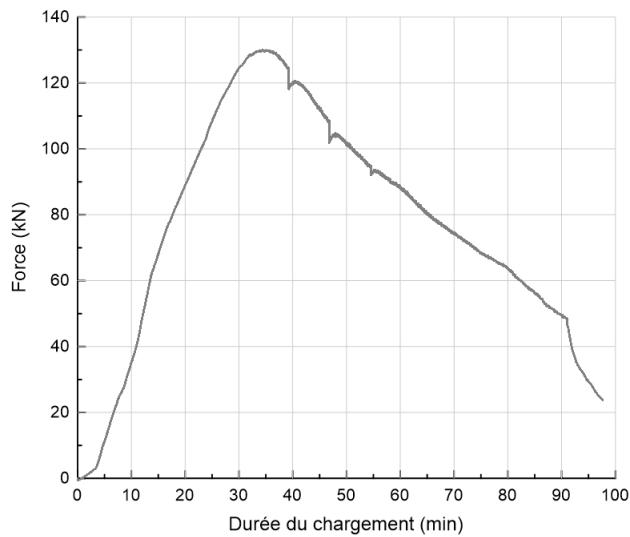


Figure 4.12 – Évolution du chargement du spécimen d'ancrage S1

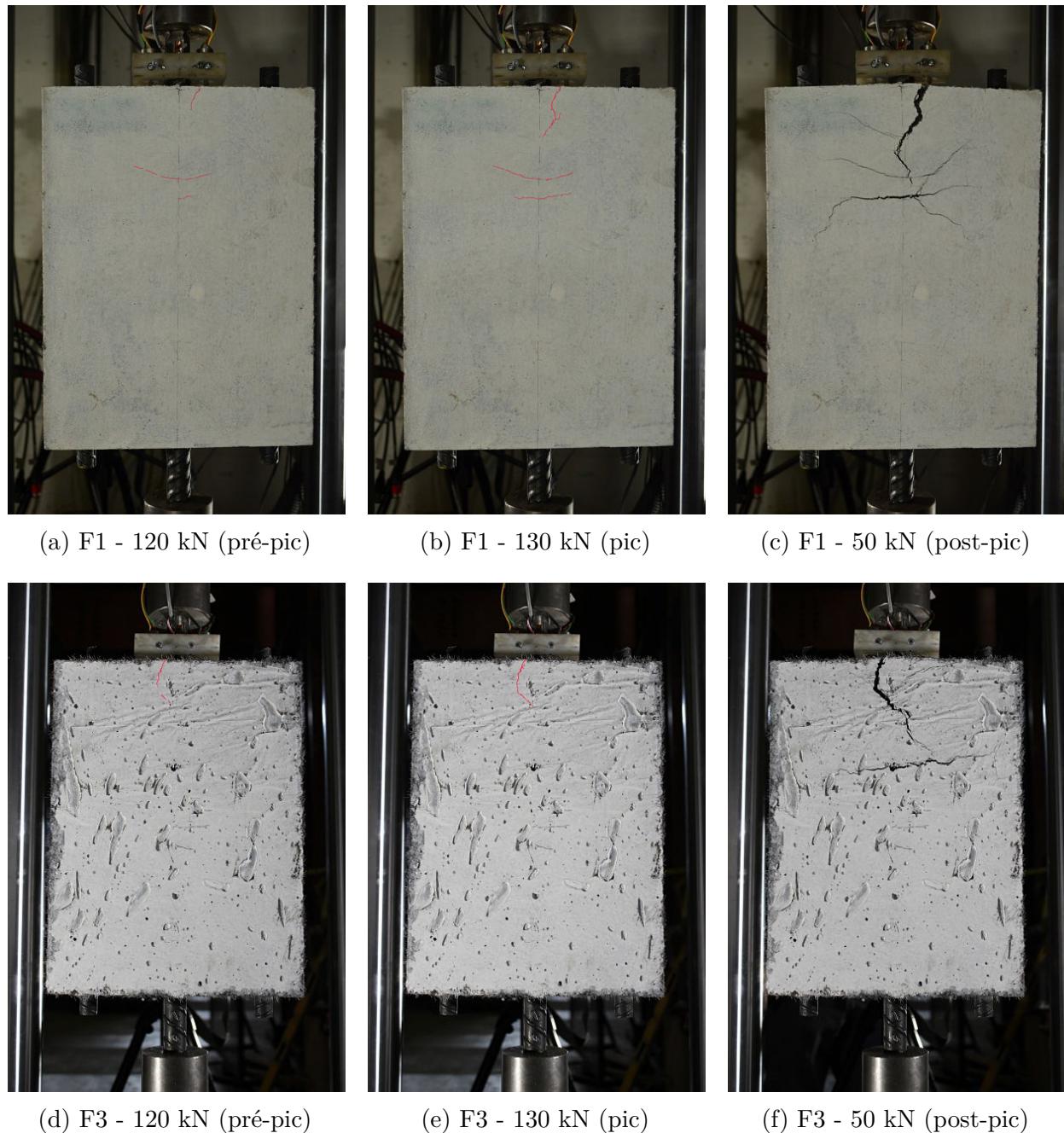


Figure 4.13 – Évolution de la fissuration du spécimen d’ancrage S1

Au pic de charge, la fissure de fendage s'est propagée sur une longueur de 40 mm sur la face F1 et de 65 mm sur la face F3. À noter que la fissuration de fendage apparaît relativement au même moment que les fissures aux extrémités des barres ancrées, ces dernières situées à 95 mm de la face supérieure du prisme.

Enfin, l'instrumentation disposée autour de l'armature sollicitée a permis de déterminer les forces et les contraintes au sein de la barre ainsi que son niveau de glissement, noté s . L'évolution des contraintes tangentialles de liaison, notées τ , au sein de l'armature est présentée à la Figure 4.14a et la courbe contraintes tangentialles de liaison τ -glissement s à la Figure 4.14b.

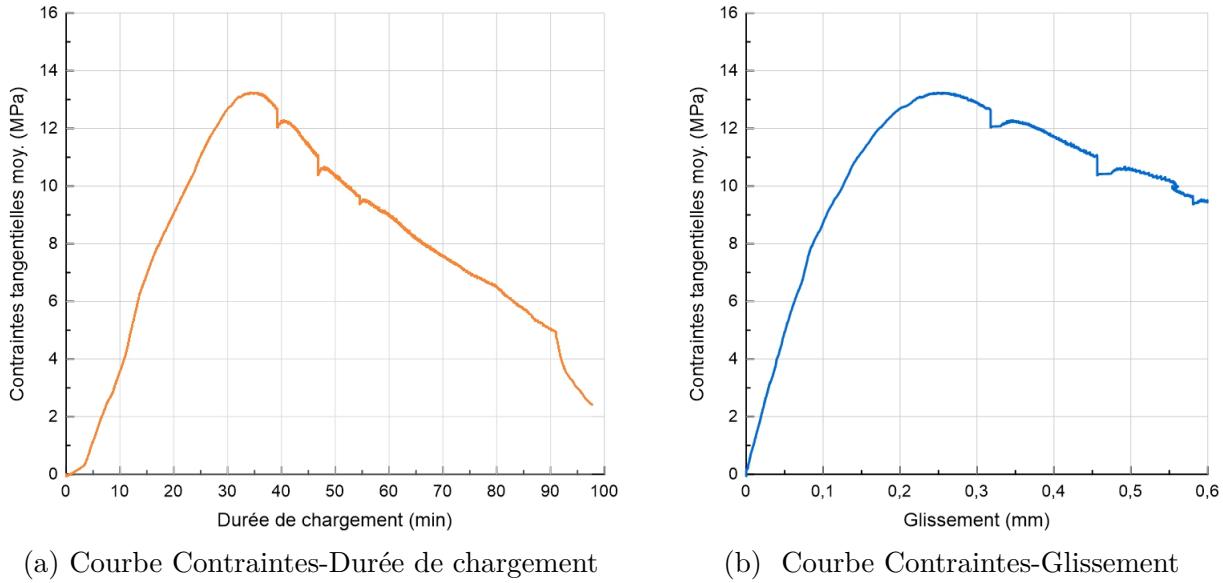


Figure 4.14 – Évolution des contraintes au sein de l'armature en traction du spécimen S1

Spécimen S2 : Test d'ancrage

Ce spécimen d'ancrage présente une géométrie très compacte en comparaison au précédent et quatre armatures 15M ont été utilisées pour assurer la continuité. De par la forte perturbation de l'écoulement du BFUP dans le coffrage (effet de paroi et présence d'armatures), les fibres présenteraient une orientation et une dispersion complètement aléatoires ; caractéristiques qui seraient effectivement bien différentes de celles obtenues lors de la caractérisation de résistance en traction du BFUP. En sachant que l'enrobage de béton est égal de chaque côté de l'armature testée, la fissuration n'aura pas d'orientation privilégiée. Cependant, la Figure 4.16 montre que la fissure se propage en diagonale jusqu'à une armature 15M de continuité plutôt perpendiculairement aux faces du spécimen. Ce dernier point traduit le fait que le section en diagonale présente une rigidité plus faible que la section centrale du prisme (où se retrouve c_{s0}).

La charge totale maximale F_{max} atteinte est 121 kN, comme le montre la Figure 4.15 et l'apparition de la première fissure a lieu pour un niveau de chargement d'environ 110 kN.

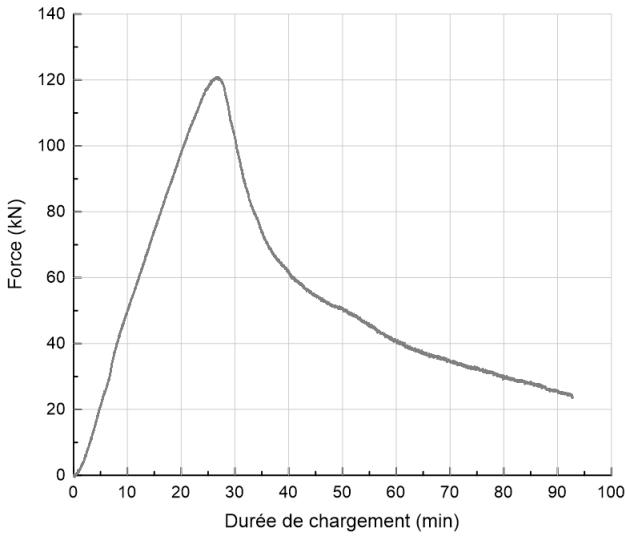


Figure 4.15 – Évolution du chargement du spécimen d'ancrage S2

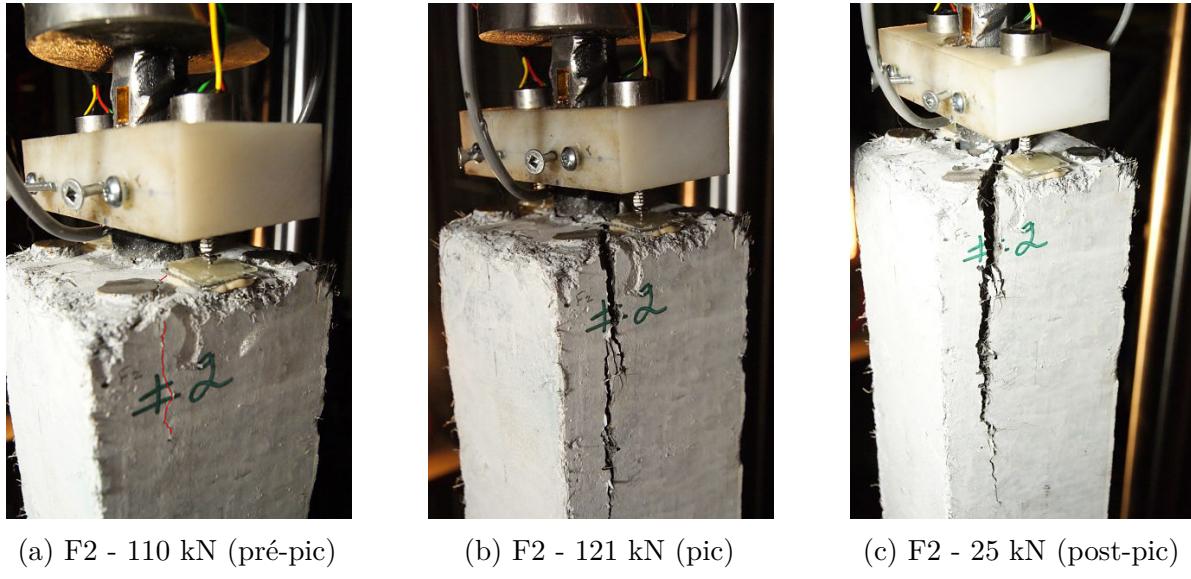
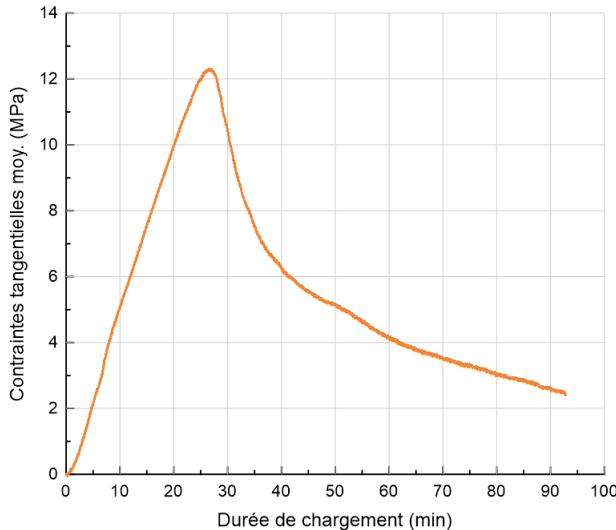


Figure 4.16 – Évolution de la fissuration du spécimen S2

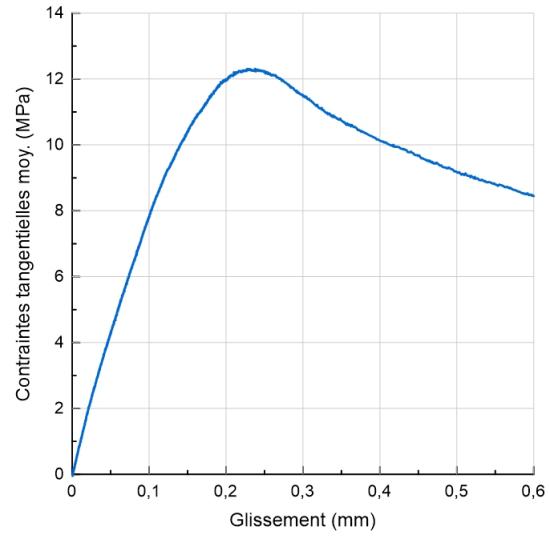
Comme le montre la Figure 4.16, la fissure s'est propagée en diagonale vers les armatures 15M de continuité avant d'atteindre les faces F2 et F4. Au pic de charges, la fissure de fendage s'est propagée sur une longueur de 130 mm sur la face F2.

À noter que l'instrumentation de cet essai est identique à celle du spécimen S1 et que les données extraites permettent de tracer les courbes Contraintes tangentielles τ -Durée de chargement et Contraintes tangentielles τ -Glissement s présentées aux Figures 4.17a et 4.17b

respectivement. La Figure 4.17b présente une contrainte tangentielle de liaison maximale τ_{max} de 12.3 MPa et un glissement s atteint à ce pic de contraintes de 0.238 mm.



(a) Courbe Contraintes-Durée de chargement



(b) Courbe Contraintes-Glisvement

Figure 4.17 – Évolution des contraintes au sein de l'armature en traction du spécimen S2

Spécimen S3 : Test de chevauchement

Ce spécimen consiste en un joint de chevauchement sollicité en traction dont les barres chevauchées ne sont pas en contact et où la longueur d'ancrage, l_d , est égale à la longueur de chevauchement, l_s , soit ici $5 d_b$. L'espacement net de ces dernières est de 100 mm, soit c_{si} égal à $2 d_b$. Enfin dans ce cas, l'extrémité de l'armature centrale peut être instrumentée. De ce fait, quatre capteurs de glissement ont été installés sur la barre centrale : deux à l'extrémité chargée (notée s_{LE}) et deux à l'extrémité libre (notée s_{FE}) et bien évidemment, deux jauge ont été installées à l'extrémité chargée pour mesurer les déformations de cette même armature.

Une charge maximale F_{max} de 59 kN est atteinte au bout de 15 minutes de chargement, tel que montré à la Figure 4.18. Du fait de sa géométrie (une hauteur faible de $5 d_b$) et de l'absence totale de restriction latérale, la propagation et l'ouverture de la fissure de fendage sont amplifiées à cause du mouvement rotationnel libre que présente le spécimen (voir également les observations réalisées par Lagier lors de ses travaux). Cela crée un effet de flexion global qui impacte grandement la résistance de l'ancrage. Il est à noter que la première fissure s'est manifestée pour une charge de 46 kN.

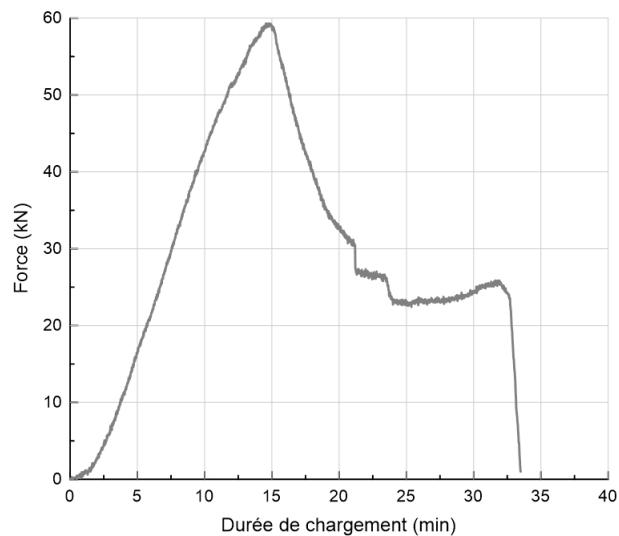


Figure 4.18 – Évolution du chargement du spécimen de chevauchement S3

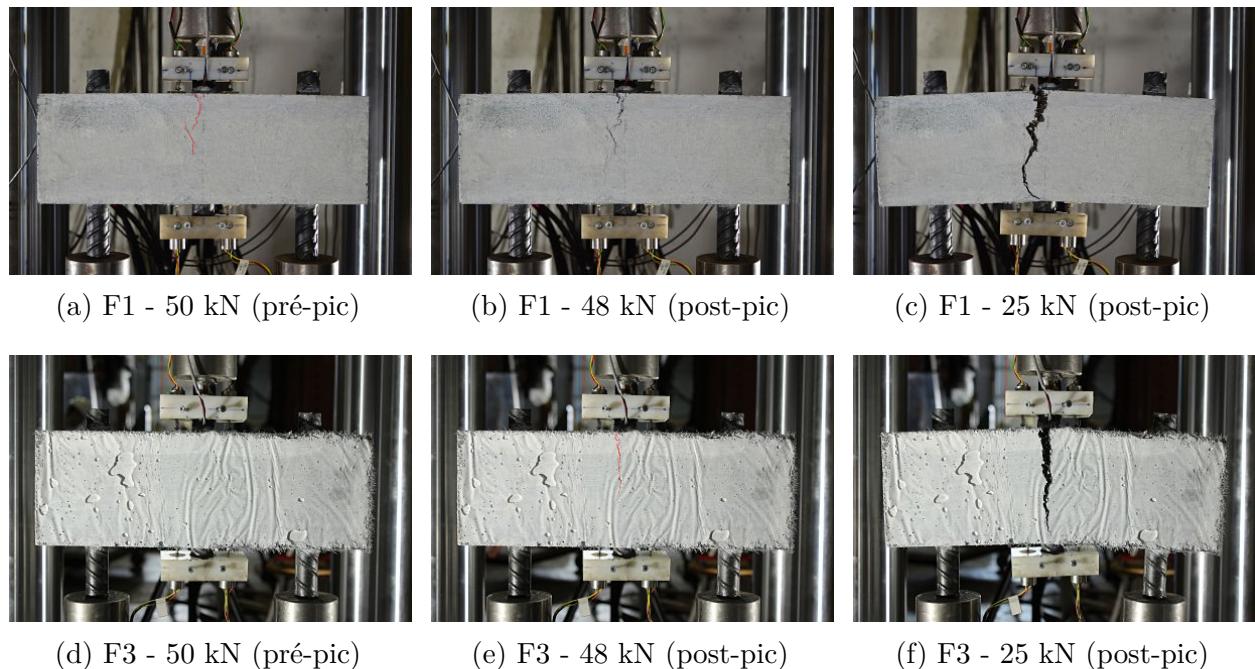
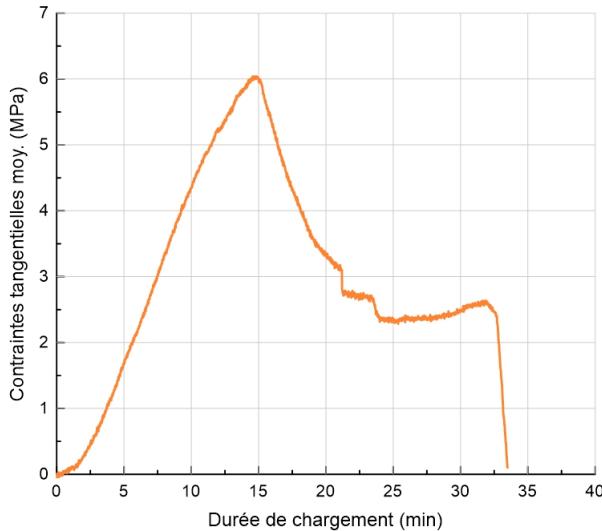


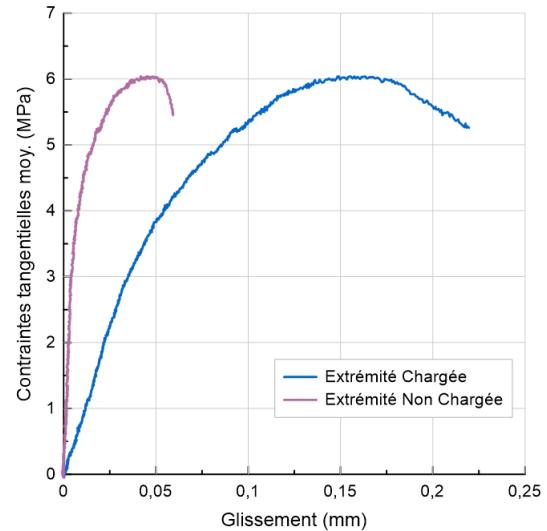
Figure 4.19 – Évolution de la fissuration du spécimen S3

Au pic de charge, la fissure de fendage s'est propagée sur plus de la moitié de la longueur d'ancre l_d des armatures ancrées et la perte d'ancre complète a lieu lorsque cette fissure traverse entièrement le spécimen, voir Figure 4.19.

L'instrumentation disposée sur l'armature centrale permet de tracer les contraintes au sein de cette dernière et la courbe Contraintes tangentialles-Glisser, présentées aux Figures 4.20a et 4.20b. La courbe $\tau-s$ (Figure 4.20b) montre une importante différence de glissement entre l'extrémité chargée (s_{LE}) et l'extrémité libre du spécimen (s_{FE}) et où $s_{LE} = 0.148 \text{ mm} > s_{FE} = 0.021 \text{ mm}$ au pic de contrainte $\tau_{max} = 6.0 \text{ MPa}$.



(a) Courbe Contraintes-Durée de chargement



(b) Courbe Contraintes-Glisser

Figure 4.20 – Évolution des contraintes au sein de l'armature en traction du spécimen S3

Spécimen S4 : Test de chevauchement

La géométrie de ce spécimen est relativement similaire à l'essai S3 puisque les armatures chevauchées ne sont pas en contact et l'enrobage c_{si} est de $2 d_b$. Une longueur d'ancrage de $7 d_b$ est considérée ici, plutôt que $5 d_b$, et une hauteur du prisme de 225 mm, plutôt que 125 mm, de manière à estimer l'impact de l'augmentation de l_d sur l'effet rotationnel du spécimen. Il est donc à noter que dans cet essai, l'effet de flexion globale dans le plan est minimisé par rapport au précédent. L'armature centrale est instrumentée grâce à 2 jauge et 2 capteurs de glissement à l'extrémité chargée seulement.

La charge maximale F_{max} atteinte par l'essai de traction directe vaut 136 kN comme le montre la Figure 4.21. Une fissure de fendage survient sur les deux faces F1 et F3 à 120 kN de chargement.

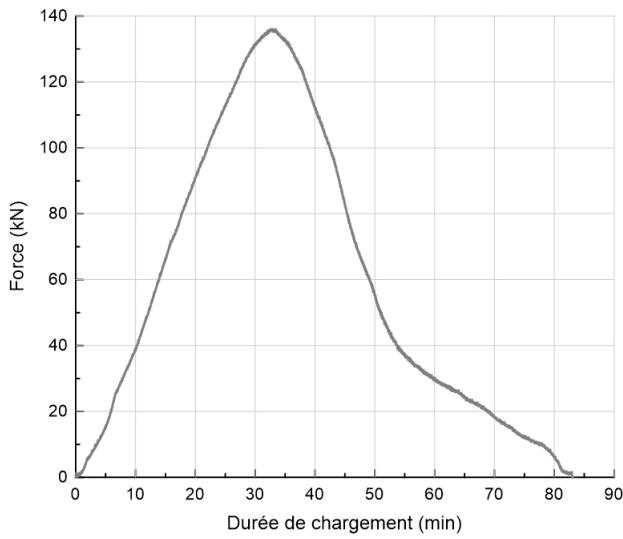


Figure 4.21 – Évolution du chargement du spécimen de chevauchement S4

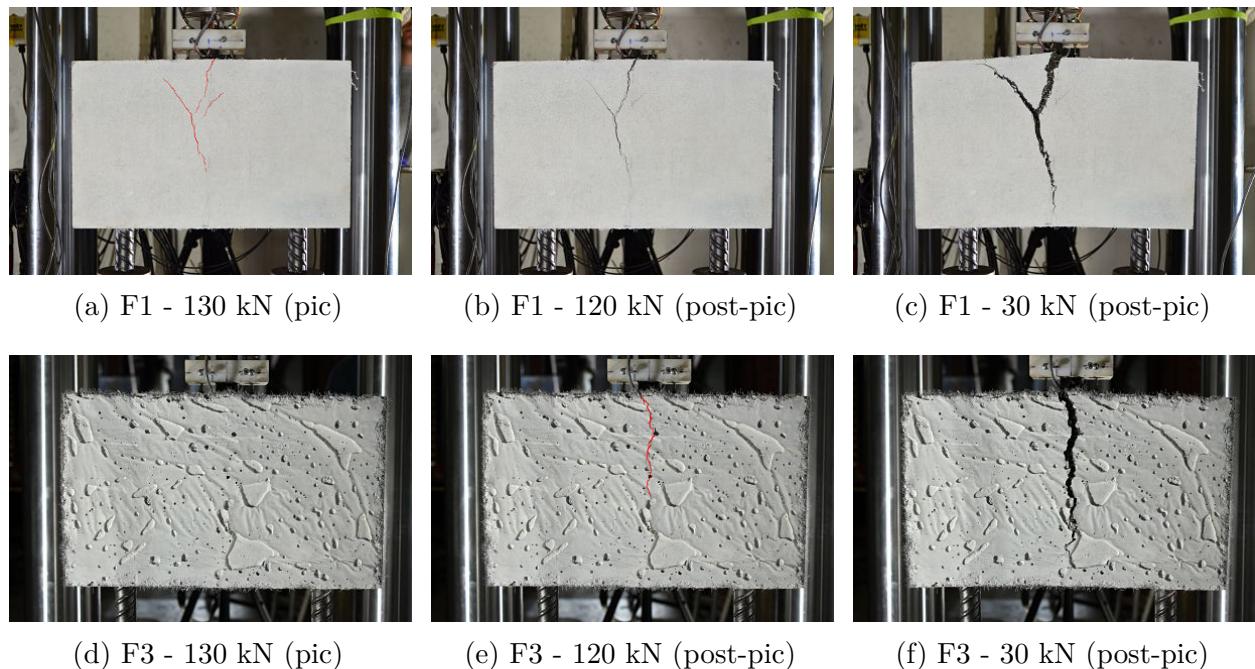


Figure 4.22 – Évolution de la fissuration du spécimen S4

Au pic de charge du spécimen S4, une macrofissure se développe sur une longueur de 14 mm sur la face F3 et de 32 mm sur la face F1, tandis que des microfissures se propagent sur la moitié de la hauteur du spécimen. Ces microfissures traceront par la suite le patron de fissuration final lors de la perte d'ancrage de l'armature centrale.

De la même manière que précédemment, les courbes Contraintes tangentielle-Durée de chargement et Contraintes tangentielle-Glisser sont présentées ci-dessous (voir Figures 4.23a et 4.23b). La contrainte tangentielle maximale τ_{max} atteinte dans l'armature sollicitée est de 9.90 MPa pour un glissement à l'extrémité chargée s_{LE} de 0.298 mm.

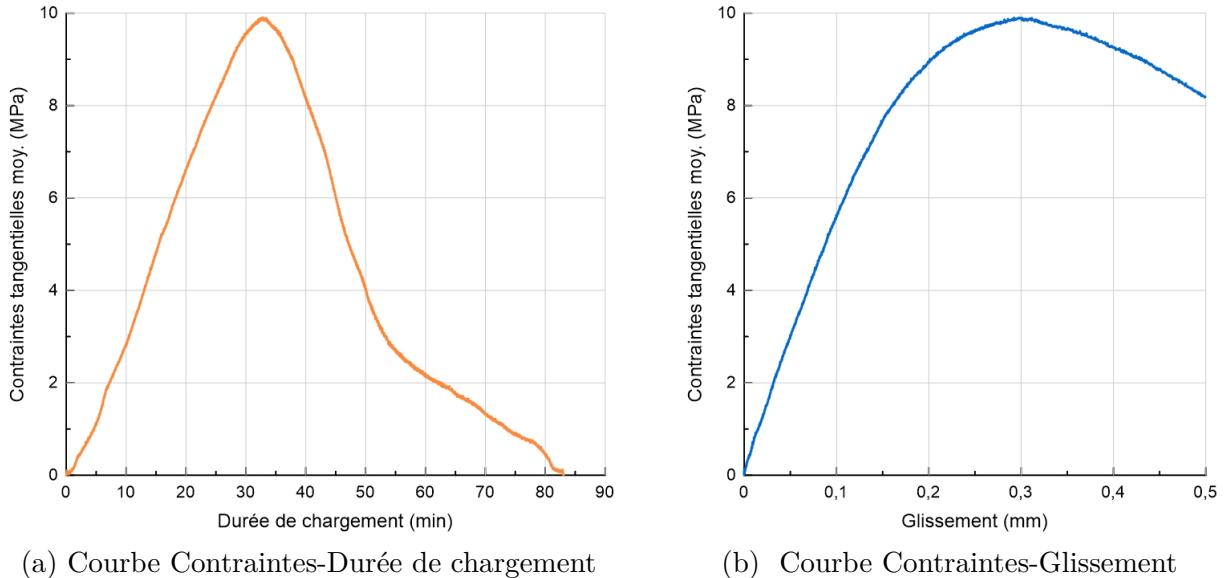


Figure 4.23 – Évolution des contraintes au sein de l'armature en traction du spécimen S4

Spécimen S5 : Test de chevauchement

La géométrie de ce spécimen est identique à celle du joint de chevauchement étudié par Lagier (2015) lors de sa thèse (voir Figure 4.24). Sur ce dernier, les armatures sont chevauchées en contact par paire sur une longueur l_s égale à $5 d_b$ et égale à la hauteur totale du prisme. Cette configuration de chevauchement en contact se retrouve d'ailleurs dans la plupart des piles de ponts existantes. Dans le cadre de ces essais, seules les deux armatures intérieures (IR) au spécimen ont été instrumentées grâce à 4 jauge et à 8 capteurs de glissement au total. Les deux armatures extérieures (ER) au spécimen ont été soumises à une traction directe simultanée.

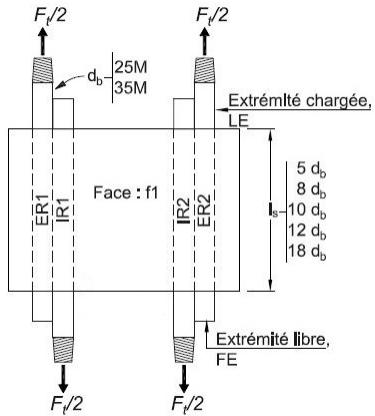


Figure 4.24 – Vue en plan du spécimen d'essai de Lagier (tirée de Lagier, 2015)

Le profil de chargement du spécimen S5 est présenté à la Figure 4.25 et met en évidence une charge maximale de 189 kN atteinte à 37 minutes du début de l'essai. Une première microfissure de fendage se développe à 100 kN au niveau du chevauchement #1 (IR1 et ER1) en partie inférieure. Par la suite et à cause de cette fissuration, un léger déséquilibre de charges apparaît. À 170 kN, une fissure de fendage se distingue à hauteur de la barre intérieure IR1 (voir Figure 4.26). La propagation de la fissure de fendage sur le chevauchement #2 gouverne l'entrée dans la phase post-pic comme le montre la Figure 4.27. La répartition aléatoire et la densité des fibres métalliques constituent deux paramètres principalement responsables de la propagation et du patron de fissuration du prisme de BFUP. Ainsi, le joint de chevauchement où s'initie la fissuration ne gouvernera pas forcément l'entrée en phase post-pic du spécimen dans sa globalité.

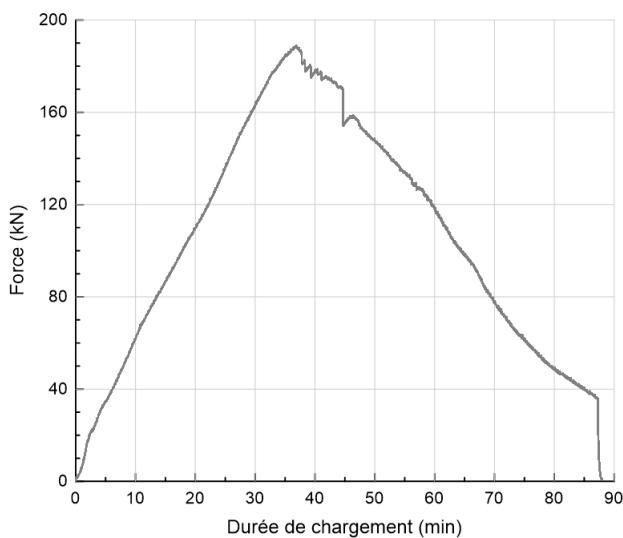


Figure 4.25 – Évolution du chargement du spécimen de chevauchement S5

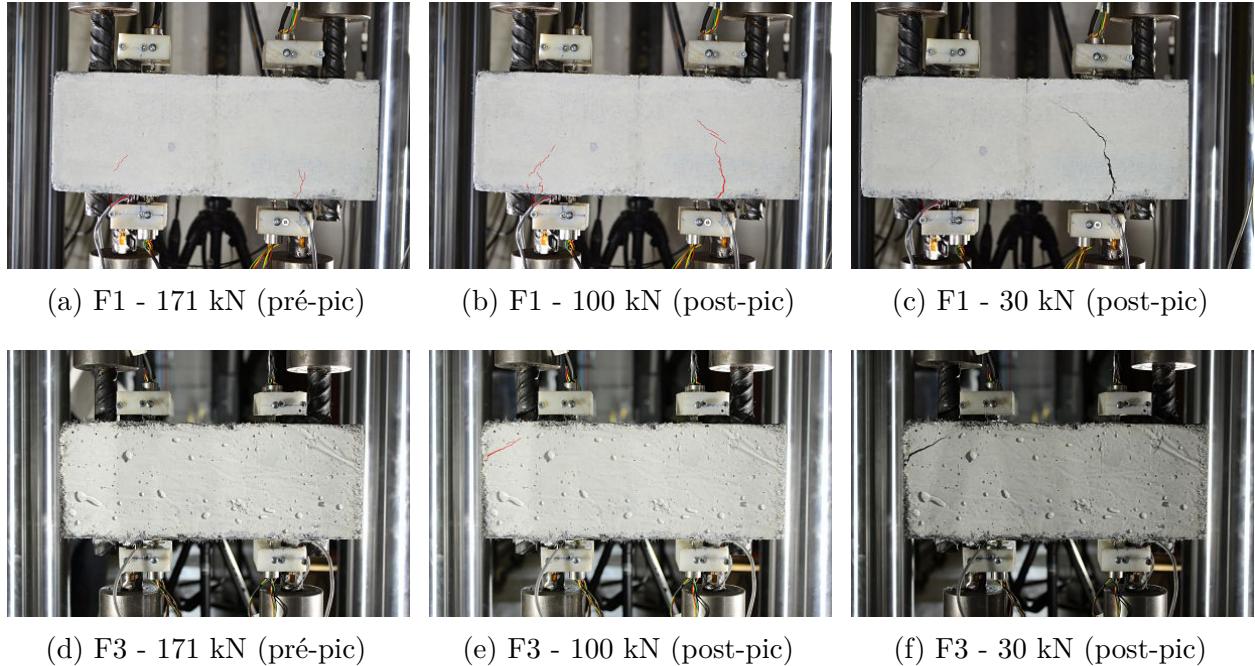


Figure 4.26 – Évolution de la fissuration du spécimen S5

La répartition des contraintes au sein des deux armatures instrumentées est présentée à la Figure 4.27 et fait apparaître un taux de contraintes tangentielles relativement similaires. L'armature IR2 présente d'ailleurs une contrainte $\tau_{2,max}$ légèrement inférieure à $\tau_{1,max}$ à cause du déséquilibre de charges qui initie la fissuration par fendage sur la paire de barres #1 (IR1 et ER1). La contrainte $\tau_{2,max}$ atteinte à 36 minutes de chargement vaut 10.05 MPa contre $\tau_{1,max}$ égale à 10.6 MPa à 45 minutes de chargement. Tandis qu'au pic de charge totale F_{max} , τ_1 et τ_2 valent respectivement 9.5 MPa et 10.04 MPa.

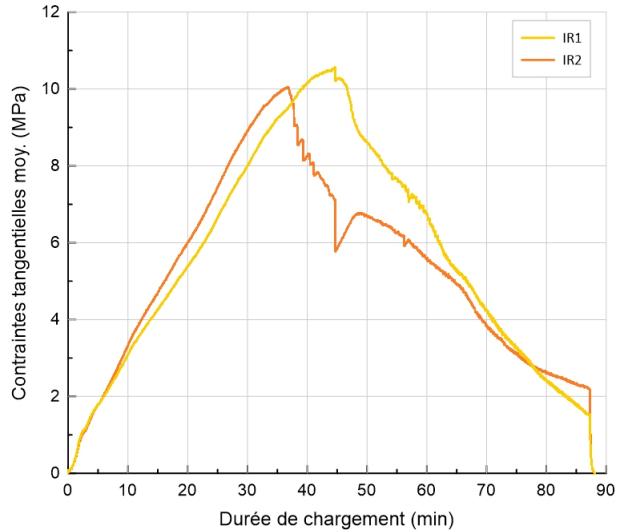


Figure 4.27 – Répartition des contraintes dans les armatures IR du spécimen S5

Enfin, la Figure 4.28 met en évidence un niveau de glissement plus important à l'extrémité chargée (extrémité retenue des armatures inférieures) qu'à l'extrémité libre à la contrainte τ_{max} , soit $s_{LE} > s_{FE}$. Le glissement atteint à τ_{max} pour IR1 vaut $s_{LE} = 0.082$ mm et $s_{FE} = 0.025$ mm.

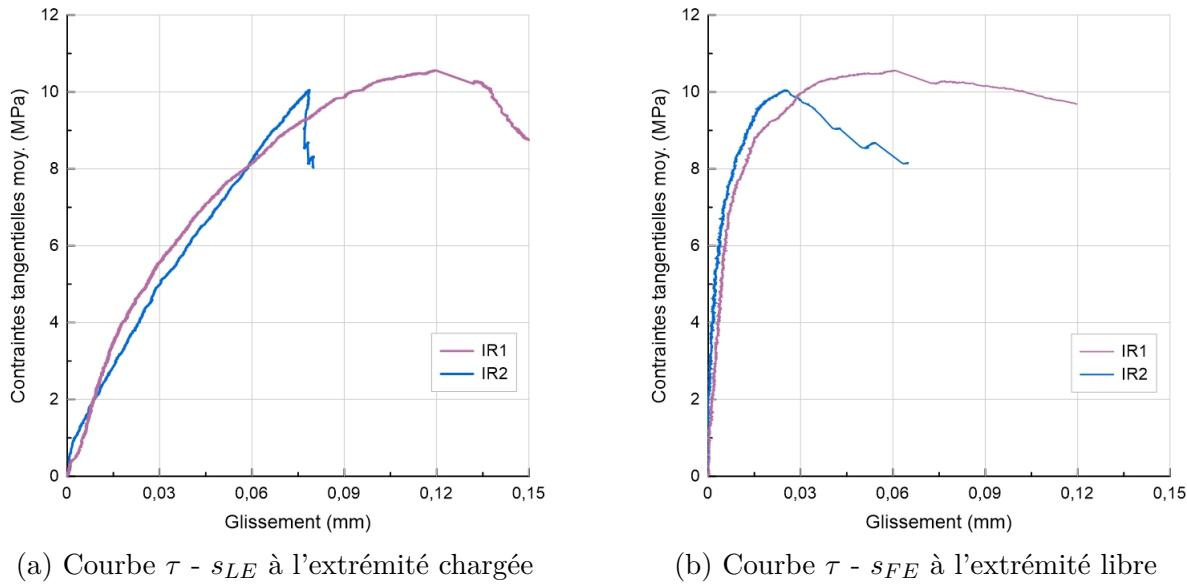


Figure 4.28 – Répartition des contraintes au sein des armatures IR du spécimen S5

Spécimen S6 : Test de chevauchement

Il s'agit ici d'un spécimen présentant en son centre un chevauchement de 2 armatures en contact, configuration identique au spécimen 5, situé entre deux armatures continues 25M avec $c_{si} = 2 d_b$. Des capteurs de glissement et des jauge sont disposés sur l'armature supérieure sollicitée en traction et l'armature inférieure retenue de manière à évaluer le glissement pour les extrémités chargées et non chargées de ces deux armatures. À noter que le mode de chevauchement est identique à celui du spécimen S5 et ainsi des résultats comparables étaient attendus.

Le profil de chargement du spécimen 6 est présenté à la Figure 4.29 et cette dernière démontre que le spécimen n'a pas atteint sa charge ultime jusqu'à 520 kN grâce aux armatures de continuité qui permettaient une reprise conséquente des efforts et la phase de décharge a alors été entreprise. En revanche, une fissure de fendage apparaît à partir de 290 kN au niveau de la face supérieure du spécimen et progresse sur les faces F1 et F3. À 420 kN, une fissure progresse jusqu'à la face F1 depuis la face inférieure du spécimen et la stagnation de charge au sein des armatures se manifeste progressivement. Enfin à 490 kN, une perte de charge significative survient et la force développée par les armatures décroît lentement (voir Figure 4.31).

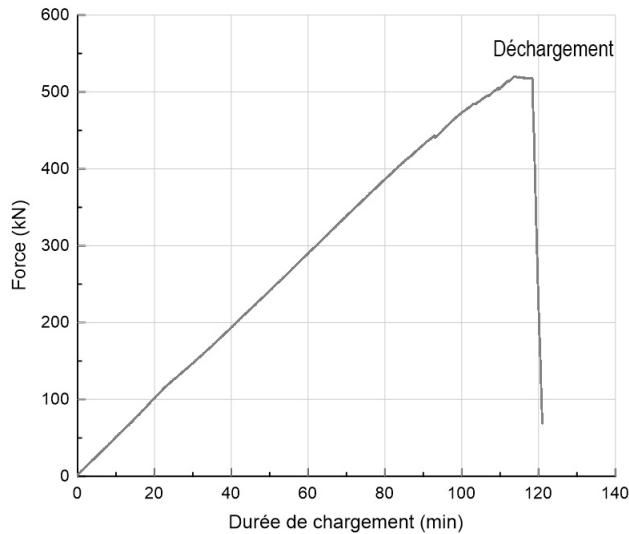


Figure 4.29 – Évolution du chargement du spécimen de chevauchement S6

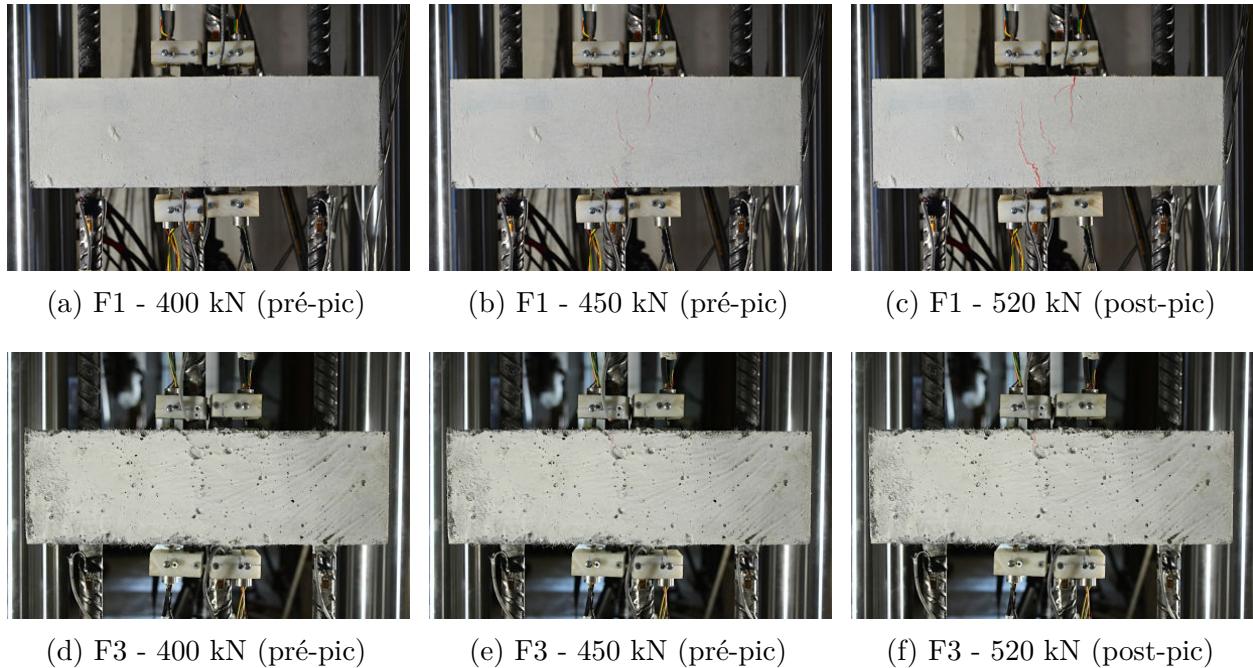


Figure 4.30 – Évolution de la fissuration du spécimen S6

Au pic de charges (470 kN) du spécimen S6, deux fissures relativement symétriques apparaissent au niveau du chevauchement en contact et sur une longueur d'environ 55 mm chacune.

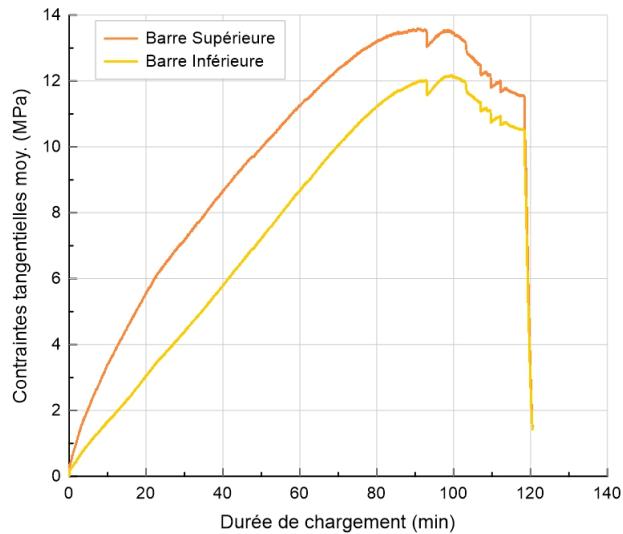


Figure 4.31 – Répartition des contraintes dans les armatures chevauchées du spécimen S6

Les armatures chevauchées devraient présenter un niveau d'efforts relativement identique lors de la phase de chargement cependant, la Figure 4.31 dévoile un certain décalage dû à un effet de flexion dans l'armature supérieure. La Figure 4.32 traduit cette flexion interne subie par la barre supérieure sollicitée en traction en présentant le delta des déformations $|\Delta\epsilon_M|$ acquises entre les barres chevauchées. Cette figure fait effectivement apparaître un écart important durant la première moitié de chargement pour l'armature supérieure.

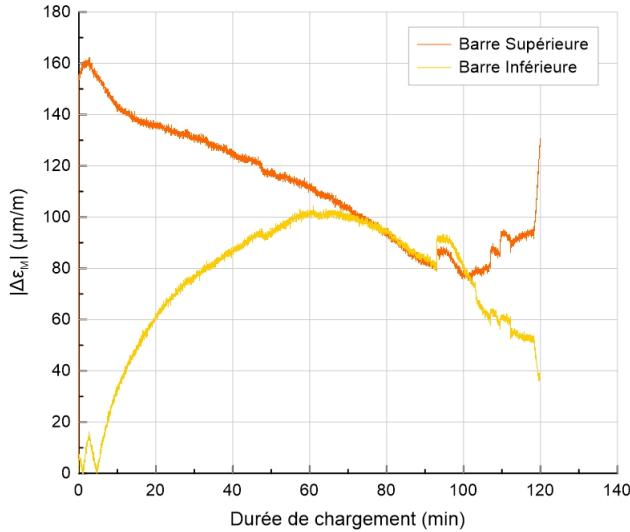


Figure 4.32 – Variation des déformations acquisitionnées dans les armatures chevauchées du spécimen S6

L'instrumentation à chaque extrémité des armatures chevauchées a permis d'évaluer leurs glissements et les contraintes tangentielles τ (voir Figure 4.33). Le constat est immédiat, l'armature supérieure sollicitée en traction a subi un glissement bien plus conséquent que l'armature inférieure retenue, alors qu'il devrait être similaire. Cette différence provient en fait de la différence d'efforts entre les barres chevauchées (Figure 4.31). Pour l'armature supérieure, le glissement s_{LE} à l'extrémité chargée atteint à $\tau_{max} = 13.59$ MPa vaut 0.318 mm alors que le glissement à l'extrémité libre s_{FE} atteint 0.106 mm. Pour l'armature inférieure, le glissement maximal obtenu pour une contrainte $\tau_{max} = 12.18$ MPa est relativement égal pour s_{LE} et s_{FE} et vaut 0.120 mm.

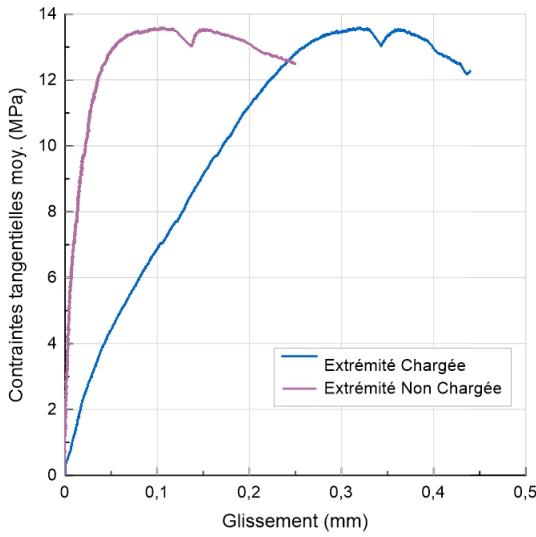
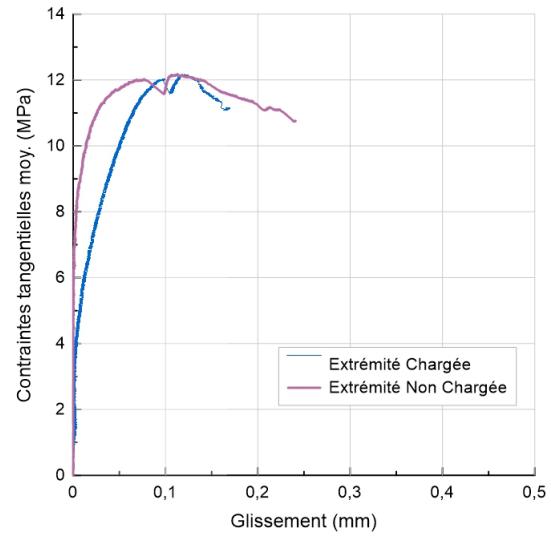
(a) Courbe τ - s à pour l'armature supérieure(b) Courbe τ - s pour l'armature inférieure

Figure 4.33 – Répartition des contraintes au sein des armatures chevauchées du spécimen S6

Sommaire des résultats expérimentaux

Les résultats de cette campagne expérimentale sont repris sous forme d'histogrammes résumant les contraintes maximales $f_{s,max}$ atteintes (Figure 4.34a) et les contraintes tangentielles moyennes τ à la contrainte ultime $f_{s,max}$ (Figure 4.34b).

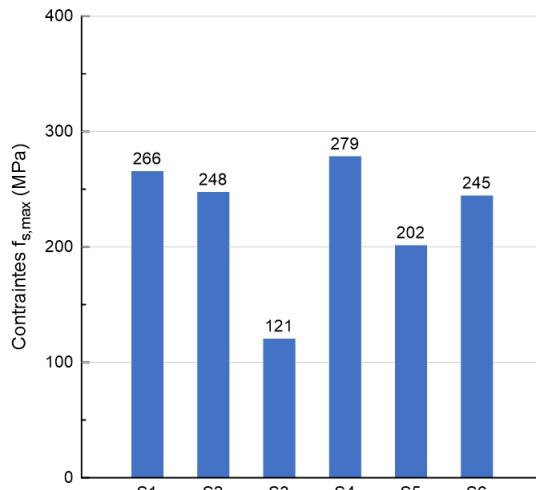
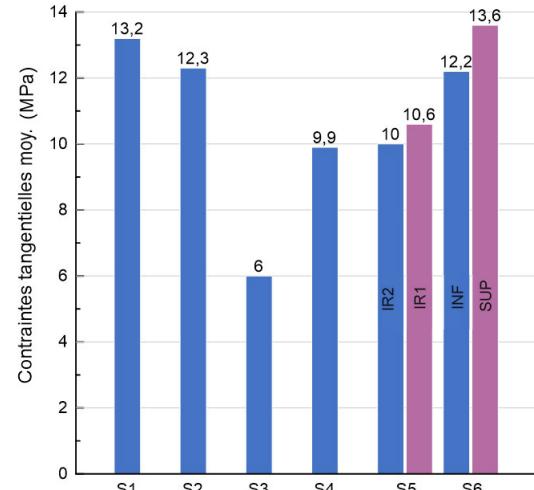
(a) Contraintes maximales $f_{s,max}$ (b) Contraintes tangentielles τ à $f_{s,max}$

Figure 4.34 – Contraintes ultimes atteintes pour chaque spécimen

Le premier point à rappeler est que le comportement post-pic des spécimens n'est pas représentatif du mécanisme de fissuration réel, à cause de l'effet de flexion plus important et notamment pour le spécimen S3. De ce fait, il y aura davantage de disparité dans les résultats post-pic en fonction de la position de la fissure principale.

Ensuite, plusieurs observations peuvent être déduites de la Figure 4.34.

- Les capacités ultimes $f_{s,max}$ des spécimens S1, S2 et S5 sont relativement similaires malgré les différentes configurations (Figure 4.34a). Les valeurs des contraintes tangentielles maximales τ_{max} présentent une certaine homogénéité pour les essais S1, S2 et S6 d'une part et pour les essais S4 et S5 d'autre part. Le spécimen S3 se démarque nettement des autres à cause de sa faible capacité $f_{s,max}$ et donc de sa contrainte tangentielle τ réduite.
- Les essais d'ancrage S1 et S2 devraient en théorie présenter la même capacité finale $f_{s,max}$ toutefois, la capacité du second apparaît plus faible à cause d'une méthode de coulée du matériau défavorable et des effets de bord conséquents.
- La capacité ultime $f_{s,max}$ du spécimen S6 est la plus proche de celles obtenues à partir des spécimens d'ancrage S1 et S2. Les armatures de continuité jouent donc un rôle essentiel dans la reprise des efforts.
- Le spécimen S4 présente une capacité $f_{s,max}$ supérieure aux autres essais grâce à sa longueur d'ancrage l_d plus importante. De fait, plus l_d est grande, moins importante est la sensibilité du spécimen à la flexion.
- Les armatures de continuité du spécimen S6 assurent un confinement supplémentaire, qui permet de réduire la rotation due à la flexion et donc d'atteindre une contrainte ultime $f_{s,max}$ supérieure à celle obtenue pour le spécimen S5 (dont la configuration de chevauchement est identique).

Le Tableau 4.7 ci-dessous récapitule l'ensemble des informations pertinentes de cette campagne expérimentale. Il est cohérent de constater que les spécimens S1 et S2 présentent des niveaux de glissement expérimentaux s_{LE} atteints à $f_{s,max}$ très similaires de par la nature de ces essais.

Tableau 4.7 – Tableau récapitulatif des capacités des différents spécimens

Spécimen -	A/L*	l_d/d_b	l_s/d_b	c_b et c_t - (mm)	c_{si} - (mm)	$f_{s,max}$ (MPa)	s_{LE}^{**} (mm)	τ_{max} (MPa)
S1	A	5		1.2 d_b 30	1.55 d_b 38.75	266	0.249	13.2
S2	A	5		1.2 d_b 30	1.2 d_b 30	248	0.238	12.3
S3	L	5	5	1.2 d_b 30	2 d_b 50	121	0.148	6.0
S4	L	7	5	1.2 d_b 30	2 d_b 50	279	0.298	9.9
S5	L	5	5	1.2 d_b 30	3.5 d_b 87.5	202	0.082	10.0
S6	L	5	5	1.2 d_b 30	2 d_b 50	245	0.319	12.2

* A : Ancrage, L : Chevauchement ; ** s_{LE} déterminé à $f_{s,max}$

4.3 Description des modélisations numériques

4.3.1 Modélisation des spécimens

La validation numérique par éléments finis des essais présentés précédemment est traitée dans cette section. Chaque modélisation respecte les dimensions prescrites par les plans malgré les irrégularités expérimentales. Les hypothèses de contact pour la représentation de la liaison armature-béton sont identiques à celles présentées au Chapitre 3 et des éléments hexaédriques à intégration réduite (C3D8R) sont considérés pour les armatures et les prismes de BFUP. Enfin, un pilotage en déplacement est envisagé dans cette section de manière à identifier le comportement post-pic des analyses non-linéaires. Le déplacement suivant l'axe Z est imposé aux extrémités des armatures sollicitées, tandis que les autres barres sont retenues suivant ce même axe, tel qu'indiqué dans protocole expérimental.

À la différence des modélisations effectuées dans le Chapitre 3, un *Step* supplémentaire est considéré dans ces analyses de manière à simuler le retrait du béton et ainsi induire une certaine précontrainte au sein des armatures avant que l'essai de traction ne commence. La valeur visée pour le retrait est de -480 micro déformations, obtenue à partir des essais de Lagier (2015). Le retrait est modélisé sur ABAQUS de manière simplifiée par l'application d'une réduction de température uniforme sur le volume de béton. Une température de -40°C , utilisée avec un coefficient de dilatation thermique de $12 \cdot 10^{-6}$, est appliquée par l'intermédiaire d'un *Smooth Step*, identique à celui du déplacement imposé.

Des mesures préalablement réalisées aux essais ont permis de déterminer la géométrie exacte des barres d'armatures employées, comme les diamètres intérieur et extérieur, l'aire moyenne $A_s = 488 \text{ mm}^2$, l'espacement moyen des crénélures ainsi que leur hauteur. Les propriétés géométriques (en mm) des armatures modélisées sur ABAQUS sont présentées sur la Figure 4.35 ci-dessous.

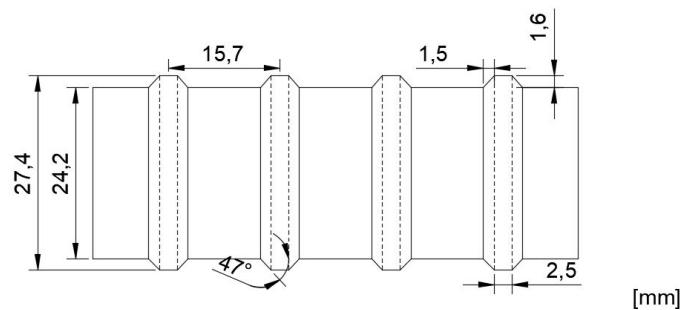


Figure 4.35 – Caractéristiques géométriques des armatures modélisées sur ABAQUS

La Figure 4.36 présente les modèles développés pour procéder à la validation numérique des essais expérimentaux. Chaque spécimen est représenté en son intégrité et les patrons de fissuration seront introduits par la suite.

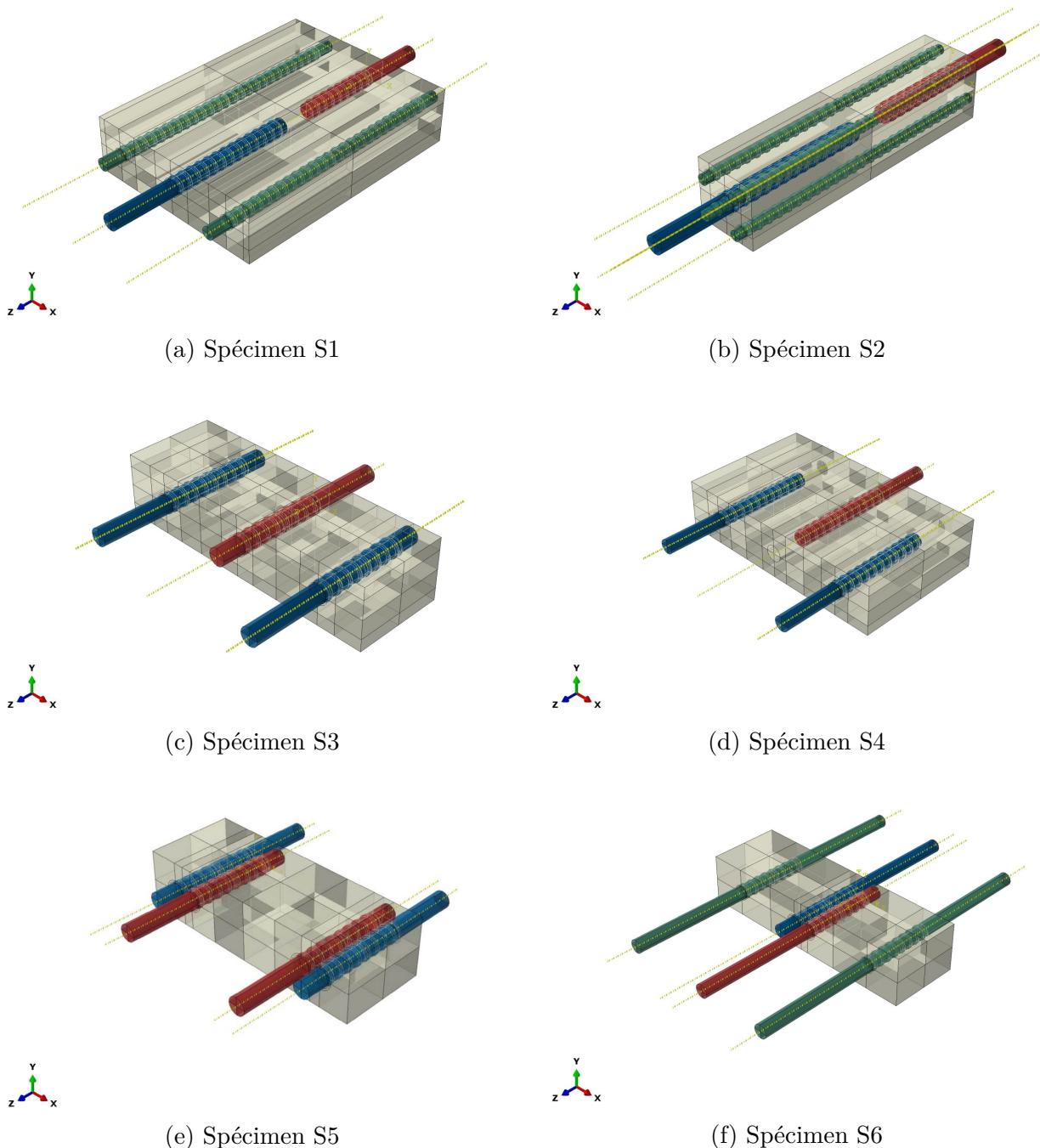


Figure 4.36 – Modélisations par éléments finis des 6 spécimens

4.3.2 Modélisation des matériaux

La modélisation des matériaux sur ABAQUS ne peut être entreprise qu'après vérification de la loi matériau employée. Pour ce faire, les propriétés mécaniques des matériaux sont assignées à un cube tel que présenté sur la Figure 4.37. Ce cube est composé d'un seul élément hexaédrique à intégration réduite (C3D8R) comme celles composant les différents modèles et des conditions aux limites sont appliquées sur 3 des 6 faces. L'application d'un déplacement sur une des 3 autres faces permet alors d'en vérifier son comportement.

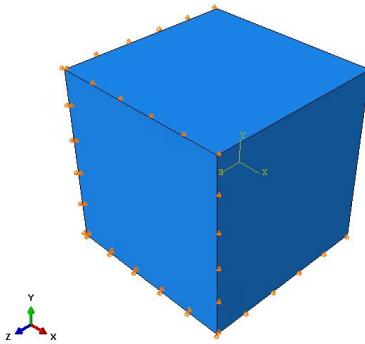


Figure 4.37 – Cube de vérification du matériau sur ABAQUS

L'acier d'armature n'est pas un point prépondérant pour la modélisation des matériaux de cette campagne numérique, puisque les barres n'atteignent pas leur contrainte de plastification durant les essais et un comportement élasto-plastique est considéré pour les modélisations et où f_y vaut 588 MPa.

La loi de comportement non-linéaire du béton est considérée grâce au module EPM3D. Dans le cas d'un BFUP, la difficulté de validation d'un modèle numérique réside dans l'évaluation du comportement en traction, dicté par l'orientation des fibres métalliques le composant. Comme il a été mentionné ci-dessus, les essais de traction sur des os pour l'évaluation de la résistance en traction ne permettent pas de refléter les propriétés mécaniques se retrouvant dans un joint de chevauchement avec une orientation des fibres non-contrôlée et très aléatoire. Les propriétés mécaniques moyennes du BFUP *UP-F4 POLY* obtenues à partir des essais sur les os ont été intégrées dans ABAQUS, en plus de la loi réduite utilisée par Lagier et al. (2016) et employée lors de l'analyse paramétrique du Chapitre 3. Pour plus d'informations liées à l'élaboration de cette loi, le lecteur est encouragé à se référer aux travaux réalisés par Lagier (2015) lors de sa thèse. La Figure 4.38 ci-dessous présente les lois de comportement en traction des matériaux considérés dans le cadre de cette validation.

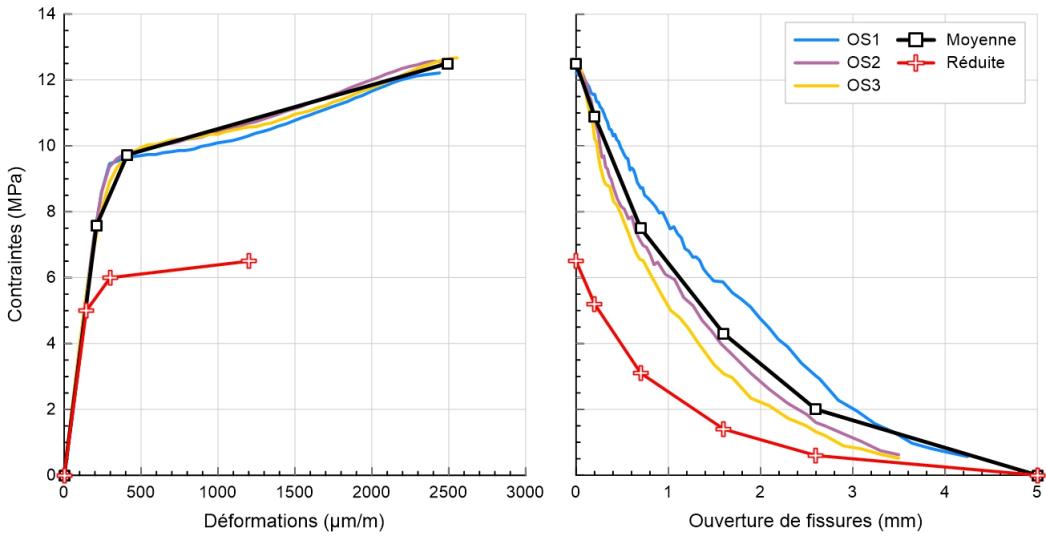


Figure 4.38 – Comportements en traction des BFUP modélisés sur ABAQUS/EPM3D

L'intérêt de considérer deux lois de traction distinctes (moyenne et réduite) consiste en une meilleure estimation du comportement obtenu expérimentalement avec comme but d'obtenir une courbe enveloppe des résultats expérimentaux. À noter qu'il peut être envisageable qu'un spécimen présente une résistance moindre que celle prédictive par la loi réduite. Une attention particulière sera apportée aux tendances des courbes Contraintes tangentielles - Glissement (τ - s) de la section suivante et la comparaison de ces tendances permettront alors d'évaluer les points forts et les points faibles des modélisations.

4.4 Résultats des analyses numériques

4.4.1 Validation numérique de la phase expérimentale

Cette première sous-section vise à étudier le comportement global des modèles numériques en comparant les tendances et les maximums atteints. De ce fait, les données d'entrée seront identiques, quel que soit le modèle considéré, et aucune calibration numérique ne sera abordée. Une première comparaison globale est réalisée relative aux modes de fissuration. La Figure 4.39 présente les patrons de fissuration obtenus numériquement et ces derniers peuvent être comparés aux modes de ruines obtenus expérimentalement.

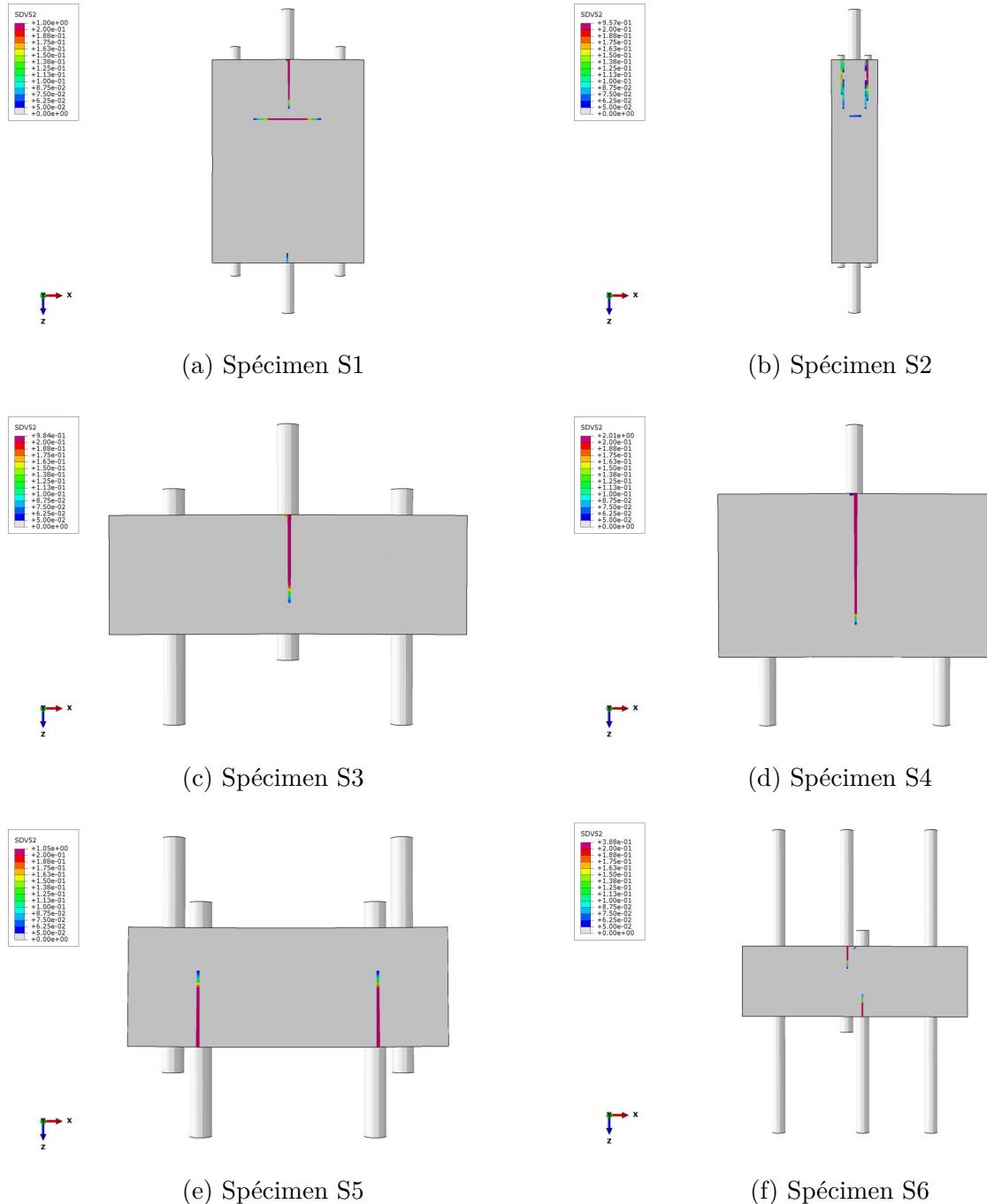


Figure 4.39 – Évolution de la fissuration numérique (SDV52) des 6 spécimens

Il est encourageant de constater premièrement des modes de ruptures similaires entre les essais expérimentaux et les modélisations numériques, puisque la fissuration transcrit le cheminement des efforts au sein du matériau. L'ouverture des fissures n'était cependant pas relevée lors des essais expérimentaux et ne peut donc être comparée aux valeurs numériques.

Il demeure cohérent que le niveau d'ouverture des fissures soit dépendant de la loi de traction considérée dans la modélisation, de la même manière que la capacité ultime $f_{s,max}$ comme le montre le Tableau 4.8. À noter que les valeurs des contraintes $f_{s,max}$ présentées dans ce tableau sont relevées au sein de l'armature sollicitée du chevauchement des essais S5 et S6.

Tableau 4.8 – Comparaison des capacités maximales $f_{s,max}$

Spécimen	$f_{s,max}$ (MPa)		
	Expérimental	Réduite	Moyenne
S1	266	194	363
S2	248	261	444
S3	121	84	157
S4	279	213	386
S5	202	153	266
S6	245	282	434

Le Tableau 4.8 démontre bien la sensibilité de la loi de traction utilisée pour les modélisations numériques : plus le comportement du matériau est performant, plus la contrainte ultime de ruine $f_{s,max}$ sera élevée et inversement. Les spécimens S1, S3, S4 et S5 présentent une contrainte ultime intermédiaire à celles définies par les lois réduite et moyenne et quant aux spécimens S2 et S6, la loi réduite sera considérée comme une bonne approximation du comportement en traction du BFUP.

Une seconde comparaison, cette fois-ci plus locale, est entreprise pour les contraintes tangentielles moyennes τ et le glissement à l'extrémité chargée s_{LE} atteint par les armatures en traction. A priori, ces courbes devraient exposer un comportement en cohérence avec les résultats présentés dans le Tableau 4.8 ci-dessus. À noter que les comportements expérimentaux obtenus sont fortement dépendants des précisions de mesures et que le positionnement de la fissure principale peut mener à une grande disparité des résultats post-pic. Un intérêt sera alors particulièrement apporté sur le comportement pré-pic et la contrainte tangentielle moyenne maximale τ_{max} atteinte. En effet et comme mentionné précédemment, la loi de comportement en compression aura une influence non négligeable sur les tendances post-pic obtenues à cause de l'écrasement local présent en amont des crénelures de l'armature, ce dernier étant principalement responsable de son niveau de glissement.

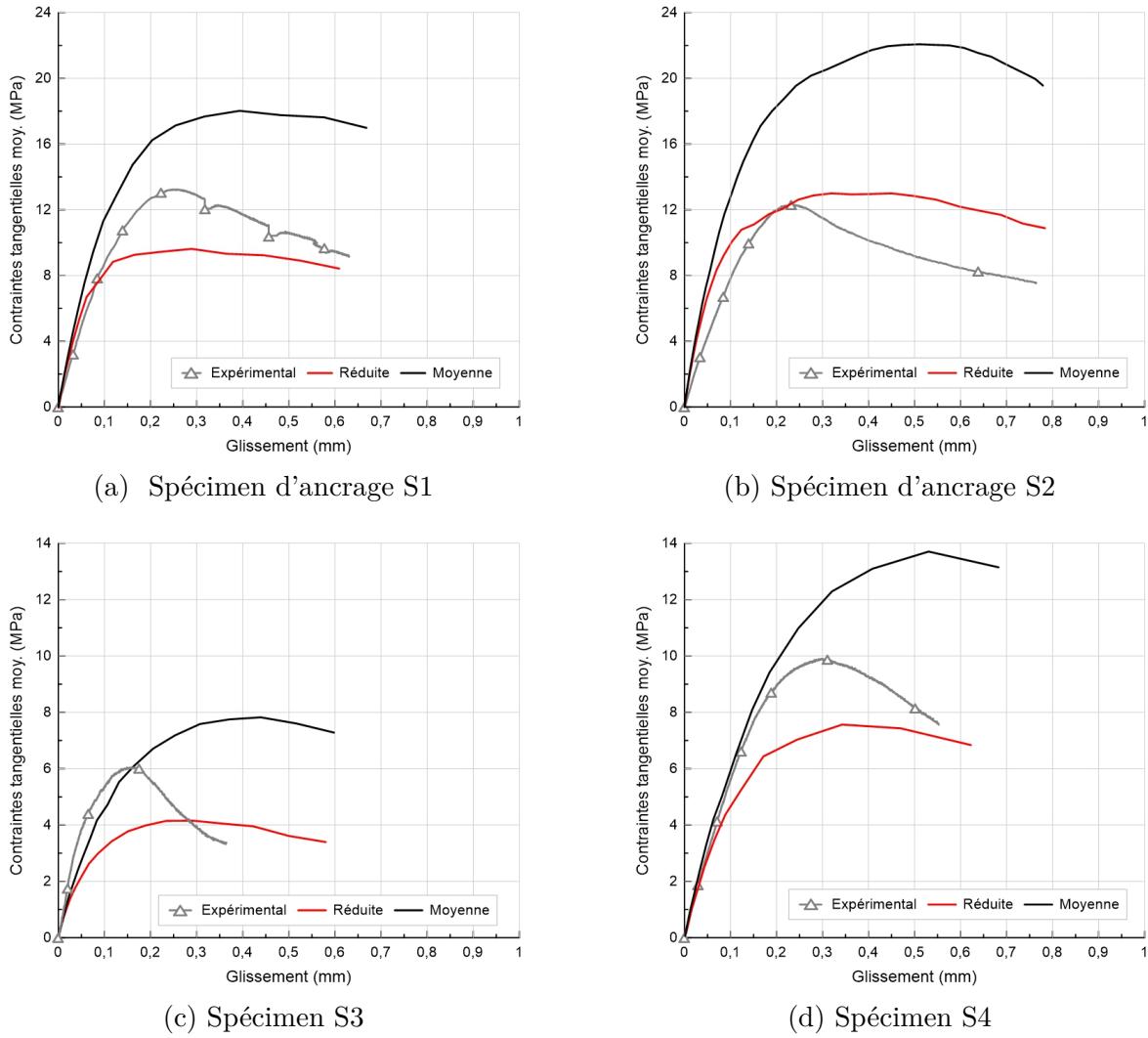


Figure 4.40 – Courbes τ - s_{LE} des spécimens S1, S2, S3 et S4

La Figure 4.40 présentée ci-dessus dévoile tout d'abord un encadrement de la valeur de τ_{max} obtenue expérimentalement entre les maximums définis par les deux lois de traction extrêmes. La contrainte tangentielle maximale τ_{max} est d'ailleurs atteinte pour un niveau de glissement plus important pour l'ensemble des modélisations numériques, ce qui pourrait traduire une plus grande ductilité numérique.

Concernant les tendances pré-pic, la Figure 4.40 expose des comportements différents selon la configuration du spécimen, en notant que les pentes à l'origine sont sensibles aux relevés de mesures réalisées avant l'essai. La Figure 4.40a décrit une rigidité du spécimen S1 comparable entre les phases expérimentale et numérique malgré l'écart entre les lois de traction définies. Pour le spécimen S2 (Figure 4.40b), la pente à l'origine des modèles numériques présente une

rigidité plus conséquente que celle obtenue expérimentalement mais ce décalage reste mineur et pourrait être dû à un manque de précisions des données expérimentales. Enfin concernant les spécimens S3 et S4 (Figure 4.40c et 4.40d respectivement), la loi de traction moyenne, obtenue à partir des essais de caractérisation sur les os, reflète quant à elle un comportement pré-pic proche de ce qui a été obtenu expérimentalement. En effet, une plus grande flexibilité apparaît pour la loi réduite de ces deux spécimens.

La Figure 4.41 ci-dessous présente la courbe Contraintes tangentielles τ - Glissement à l'extrémité chargée s_{LE} pour le spécimen S5, dans lequel uniquement les armatures intérieures (IR) ont été instrumentées. De la même manière que $f_{s,max}$, une fois que le premier pic de contraintes est atteint par IR2 (fissuration), la barre IR1 continue à reprendre une partie des efforts induits avant d'entrer dans sa phase post-pic.

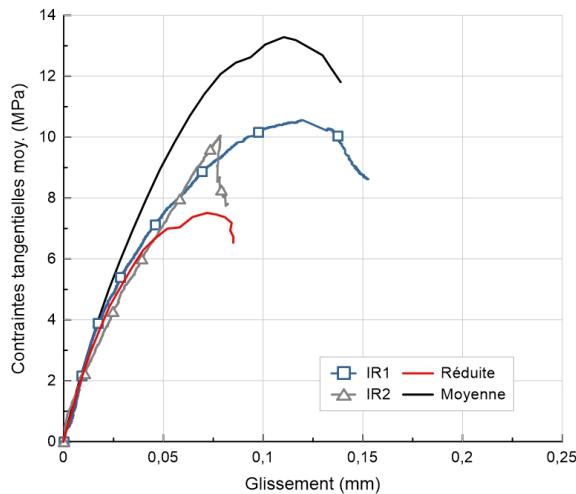


Figure 4.41 – Courbe τ - s_{LE} du spécimen S5

Les tendances des courbes τ - s_{LE} sont de nouveau très cohérentes pour le spécimen S5. La valeur maximale de contraintes τ_{max} expérimentale est également comprise entre les deux valeurs maximales définies par les lois de comportement en traction et ce pic est atteint pour un niveau de glissement comparable. Les rigidités des modèles sont encore dépendantes des lois en traction considérées mais elles restent proportionnelles. Une loi de traction intermédiaire à ces deux dernières devrait alors concorder avec le comportement réel de ce joint de chevauchement.

Les courbes contraintes tangentielles τ - glissement à l'extrémité chargée s_{LE} pour le spécimen S6 sont présentées en fonction de l'armature considérée (supérieure sollicitée ou inférieure retenue). Le comportement des deux armatures chevauchées et une comparaison du niveau d'efforts atteint est présenté à la Figure 4.42.

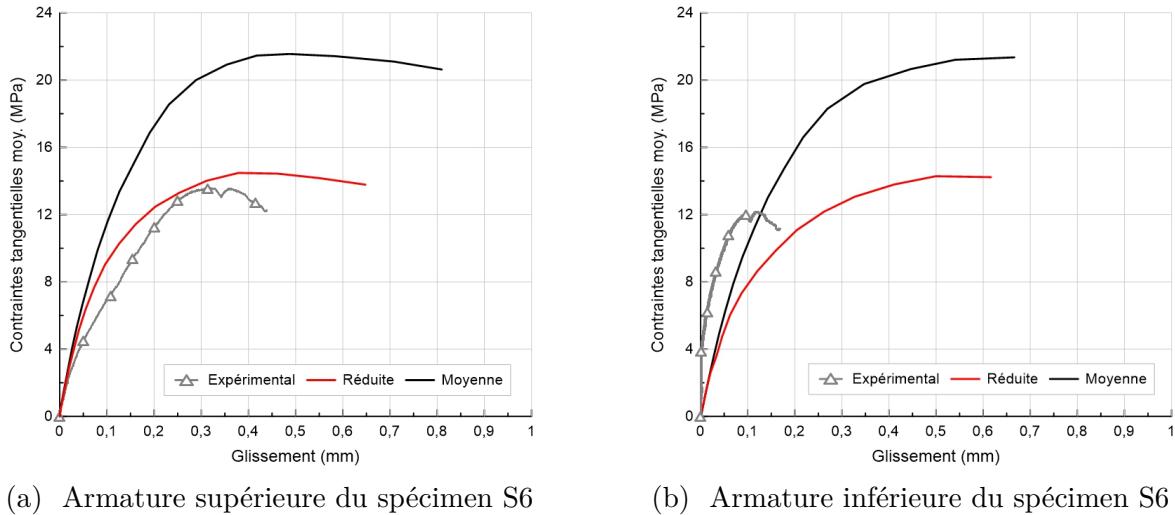


Figure 4.42 – Courbes τ - s_{LE} du spécimen S6

Concernant l'armature supérieure de S6, les modélisations par éléments finis présentent une rigidité légèrement plus importante que l'essai expérimental, mais les résultats obtenus sont très similaires (Figure 4.42a). À l'inverse, pour l'armature inférieure, le modèle numérique donne une courbe $\tau - s$ très comparable à celle de l'armature supérieure, mais l'expérimental ne reflète pas ce comportement (Figure 4.42b). Il est à noter qu'il s'agit du seul spécimen présentant une résistance légèrement inférieure à celle définie par la loi réduite.

Malgré un procédé de chevauchement identique entre les spécimens S5 et S6, les comportements de ces deux spécimens sont bien différents. En l'occurrence, le spécimen S5 présenterait une meilleure réponse en traction que le spécimen S6, comme le montrent les Figures 4.41 et 4.42, puisque la loi réduite est plus représentative du comportement de ce dernier. Cette différence provient sans doute de la phase de fabrication. En effet, pour tous les spécimens, le BFUP a été coulé au centre du coffrage. Comme le montre la figure 4.7, cette zone ne présente pas d'armature pour le spécimen S5, alors que le chevauchement de barres s'y retrouve pour le spécimen S6. Ainsi, bien que la procédure de coulée fût la même pour chaque spécimen, le chevauchement central du spécimen S6 a perturbé le flux du matériau. De ce fait, l'orientation et la dispersion des fibres métalliques en dessous du chevauchement, sur la face coiffée F1 du spécimen S6, étaient désavantageuses. Ce dernier point a alors conduit à une propagation de la fissure de fendage davantage accentuée sur cette face (voir Figure 4.30).

En conclusion, les courbes de comparaison décrites ci-dessus exposent une bonne cohérence quant aux comportements définis par les modèles éléments finis et les essais expérimentaux. Il est également intéressant de noter que le comportement numérique dépend grandement de la loi en traction prédéfinie initialement, tel qu'attendu. Étant donné que les essais expérimentaux sont nécessaires pour valider les hypothèses de modèles numériques, les Figures 4.40 à 4.42 justifient la solidité et la puissance des modélisations présentées à cette échelle.

Un autre point ressort également de cette étude est que les propriétés mécaniques d'un BFUP sont grandement affectées par la géométrie du joint de chevauchement. En effet, chaque spécimen présente une résistance généralement comprise entre celles définies par la loi réduite et par la loi moyenne issue des essais de caractérisation. L'orientation des fibres métalliques est en grande partie responsable de cette différente considérable de résistance et demeure un paramètre peu contrôlé lors de la fabrication d'éléments structuraux.

Bien que l'absence de calibration numérique pourrait engendrer un manque de précisions, cette sous-section permet de justifier la sensibilité de certains paramètres sur le comportement global d'un modèle numérique et d'en confirmer sa robustesse grâce à la considération de lois de comportement en traction enveloppes.

4.4.2 Calibration numérique

Compte tenu des résultats présentés ci-dessus, seuls les spécimens S1, S3, S4 et S5 seront sujets à calibration de par leur comportement se situant entre ceux dictés par la loi de traction réduite de Lagier et al. (2016) et par la loi de traction moyenne des essais de caractérisation. La loi réduite présente un comportement satisfaisant pour les spécimens S2 et S6 et de ce fait, la calibration numérique ne sera pas traitée pour ces derniers.

La loi de traction utilisée pour cette calibration, intermédiaire entre la loi réduite de Lagier et al. (2016) et la loi moyenne découlant des essais de caractérisation, est vérifiée numériquement grâce à un élément (C3D8R) tel que considéré à la Figure 4.37 et son comportement en traction est présenté à la Figure 4.43. L'obtention de cette loi calibrée s'est faite par analyse inverse entre les lois moyenne et réduite, en notant que la solution présentée n'est pas unique compte tenu du nombre important de paramètres entrants. Un unique spécimen, à savoir S4, fut considéré pour la détermination des propriétés mécaniques en traction de la loi de BFUP calibrée et grâce à l'encadrement des comportements numériques, l'obtention de la loi calibrée fut facilitée.

Tableau 4.9 – Propriétés mécaniques en traction de la loi de traction calibrée

Contraintes-Déformations

E_c	40 365	MPa
f'_t	7.0	MPa
f_{tts}	9.0	MPa
f_{tm}	9.0	MPa
ϵ_{tts}	380	$\mu\text{m}/\text{m}$
ϵ_{tm}	2 000	$\mu\text{m}/\text{m}$

Contraintes-Ouverture de fissures

i	ω_i (mm)	σ_i (MPa)
3	0.2	7.5
4	0.7	5.0
5	1.6	3.0
6	2.6	1.0
max	5.0	0.0

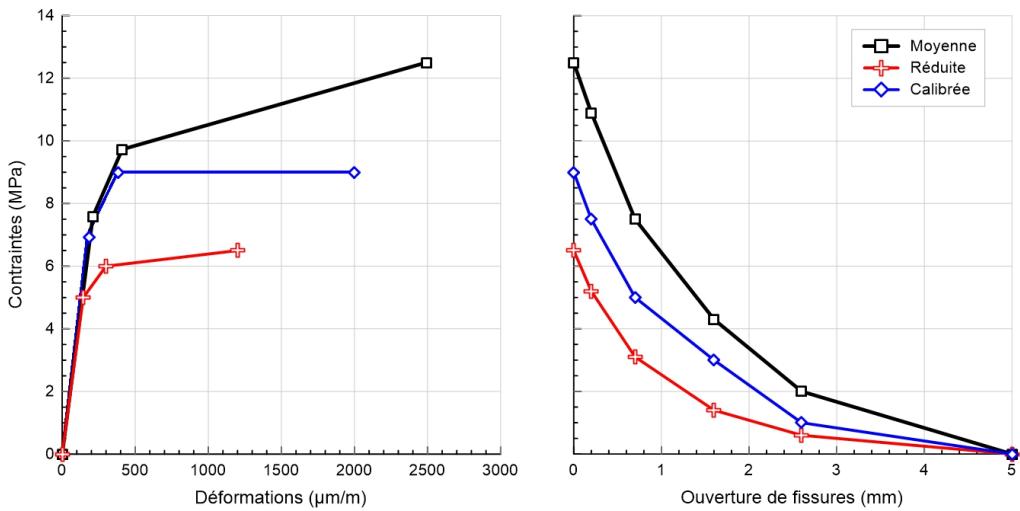


Figure 4.43 – Comportement en traction du BFUP calibré sur ABAQUS/EPM3D

Les comportements résultants de cette loi de traction calibrée sont présentés à la Figure 4.44 grâce aux courbes Contraintes tangentielles τ - Glissement à l'extrémité chargée s_{LE} . Les résultats obtenus sont très satisfaisants pour les 4 spécimens : les pentes à l'origine sont comparables en notant que des imprécisions de mesures expérimentales ne sont pas à exclure, que la mesure du glissement a pu être altérée par des effets parasites et enfin que la rigidité globale des modèles est semblable aux résultats expérimentaux. D'un point de vue numérique, il est important de rappeler les limites des modélisations quant aux comportements post-pic obtenus, dépendants de la loi de comportement en compression du BFUP.

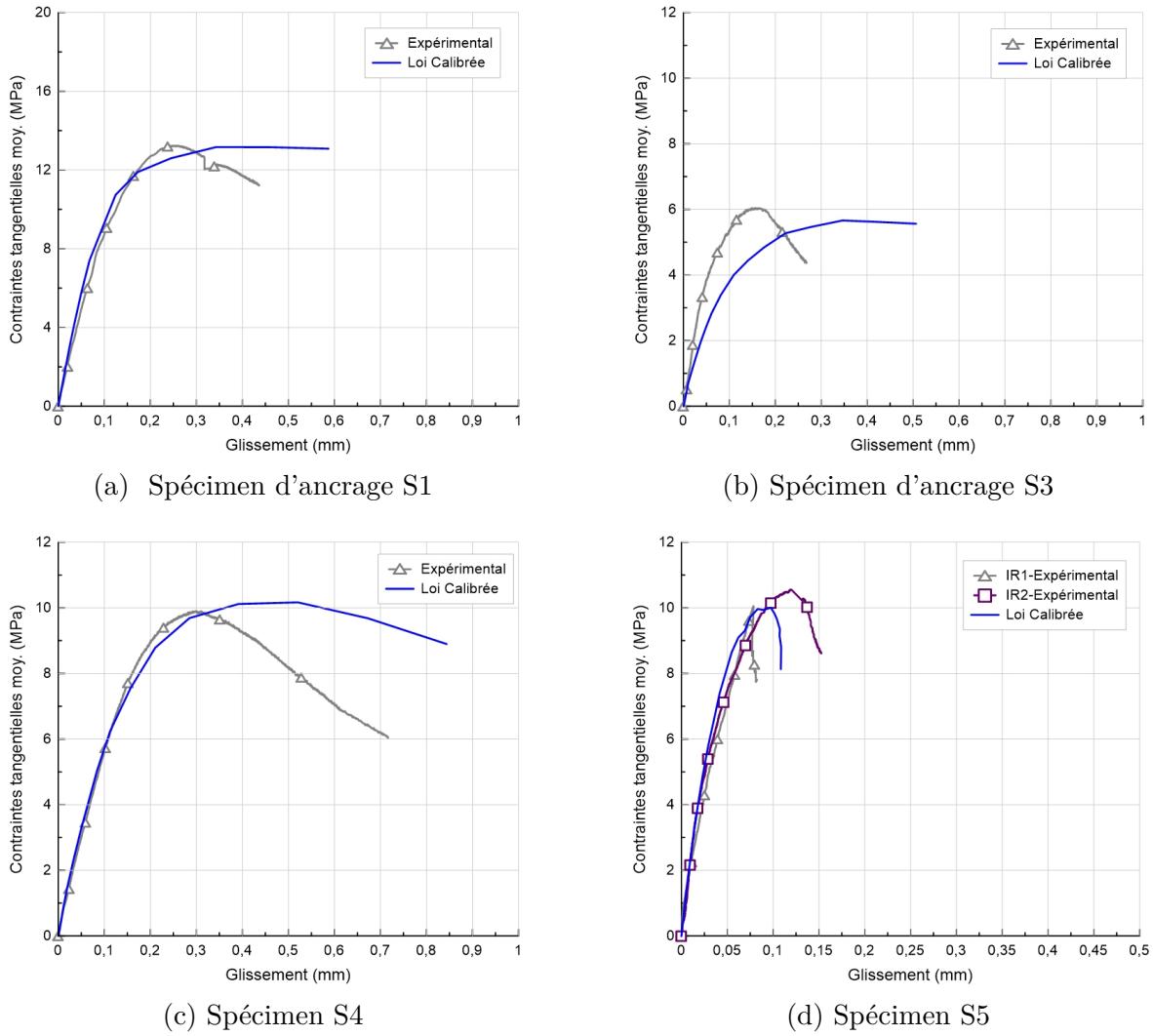


Figure 4.44 – Courbes τ - s_{LE} des modèles calibrés S1, S3, S4 et S5

Le tableau 4.10 résume enfin les capacités ultimes de chaque spécimen en fonction de la loi de traction appropriée. Les résultats finaux s'avèrent réellement concluants, les comportements obtenus à partir de la loi réduite pour les spécimens S2 et S6 et de la nouvelle loi calibrée pour les spécimens S1, S3, S4 et S6 présentent une certaine analogie et les capacités ultimes maximales obtenues numériquement ne dépassent pas 10% de la valeur expérimentalement obtenue, à l'exception du spécimen S6 à cause du déséquilibre des efforts au sein des deux armatures chevauchées.

Tableau 4.10 – Comparaison des capacités maximales $f_{s,max}$ finales

Spécimen	$f_{s,max}$ (MPa)			
	Expérimental	Calibration	Réduite	Erreur (%)
S1	266	265	-	0.4
S2	248	-	261	5
S3	121	114	-	6.6
S4	279	286	-	2.4
S5	202	200	-	1.0
S6	245	-	282	13

Il est fort intéressant de constater, pour les spécimens S3 et S4, que la modélisation par éléments finis est capable de reproduire l'effet de rotation libre du prisme lors de la propagation de fissuration et également de tenir compte de l'impact d'une longueur d'ancrage l_d plus grande. En ce sens, les résultats numériques obtenus présentent des capacités en cohérence avec ces phénomènes avec $f_{s,max,S4} > f_{s,max,S3}$. De plus, la constatation que $f_{s,max,S6} > f_{s,max,S5}$ malgré une loi de traction plus défavorable pour S6 reflète l'importance des armatures de continuité dans une zone d'ancrage, puisque la configuration de chevauchement est identique entre ces derniers.

Enfin le Tableau 4.11 résume les glissements aux extrémités chargées s_{LE} atteints par chaque spécimen à la contrainte tangentielle maximale τ_{max} . Les modélisations par éléments finis ont tendance à maximiser ce dernier traduisant alors une meilleure ductilité du BFUP modélisé. Toutefois, il est intéressant de constater l'atteinte d'un très faible glissement numérique s_{LE} pour le spécimen S5, comparable à celui obtenu expérimentalement.

Tableau 4.11 – Comparaison des glissements s_{LE} à τ_{max}

Spécimen	s_{LE} (mm)		
	Expérimental	Calibration	Réduite
S1	0.25	0.27	-
S2	0.24	-	0.44
S3	0.15	0.34	-
S4	0.30	0.52	-
S5	0.082	0.097	-
S6	0.32	-	0.37

4.4.3 Évolution du comportement de la loi calibrée pour S4

Cette sous-section s'intéresse plus particulièrement au spécimen S4 de par sa géométrie qui se rapproche le plus de celle du joint de chevauchement continu considéré dans le Chapitre 5 et où se retrouve $l_d > l_s$, un espacement net entre barres de $2 c_{si}$ et une parfaite symétrie par rapport à l'armature centrale. L'objectif est alors de comparer l'évolution des déformations de la phase écrouissante (soit $\epsilon \in [200 \mu\epsilon ; 2000 \mu\epsilon]$) en fonction de la fissuration, en commençant par le seuil limite de traction d'un béton ordinaire jusqu'à la phase post-pic où 90% de la contrainte ultime $f_{s,max}$ est atteinte, voir Figure 4.45.

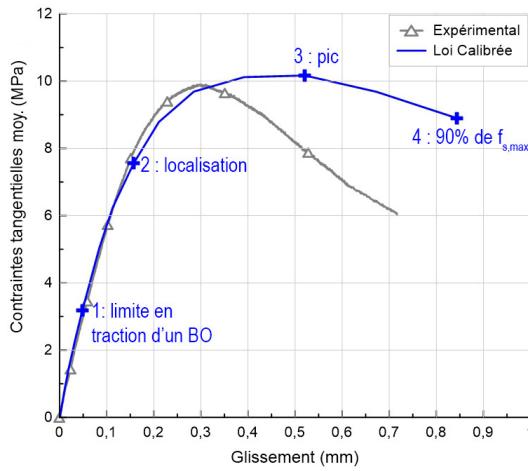


Figure 4.45 – Représentation graphique des 4 étapes décrites dans cette section

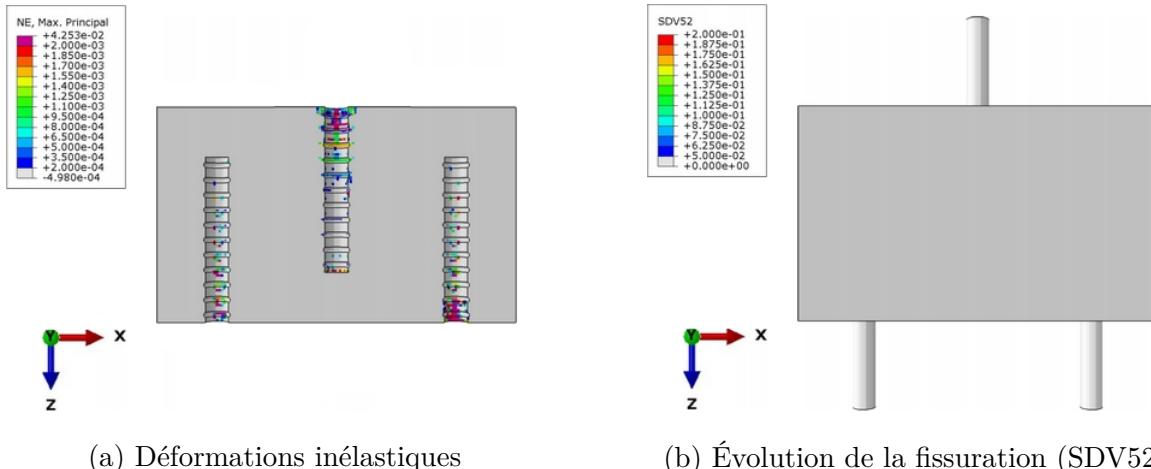


Figure 4.46 – État du spécimen S4 à une contrainte équivalente
à la phase adoucissante d'un BO (étape 1)

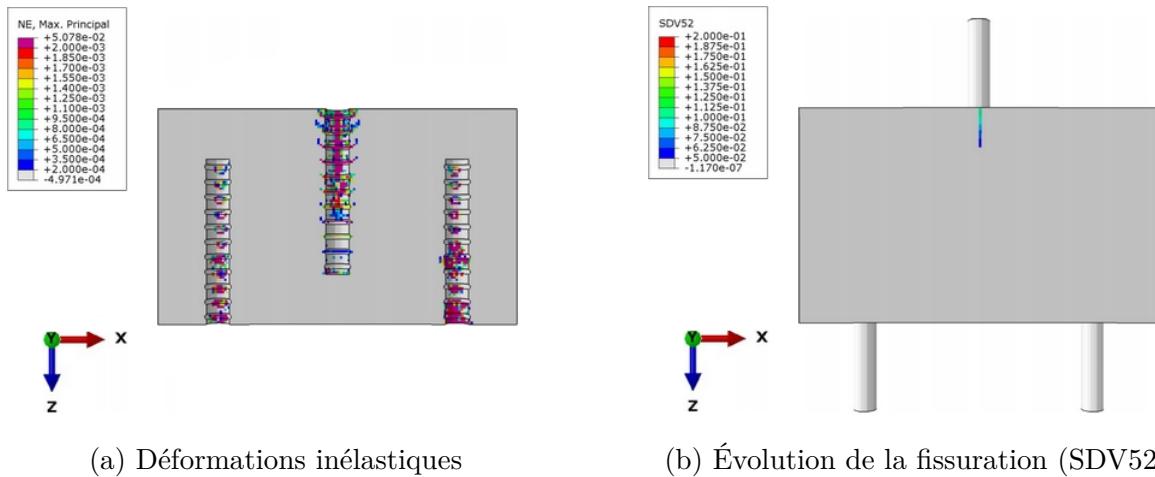


Figure 4.47 – État du spécimen S4 à la localisation (étape 2)

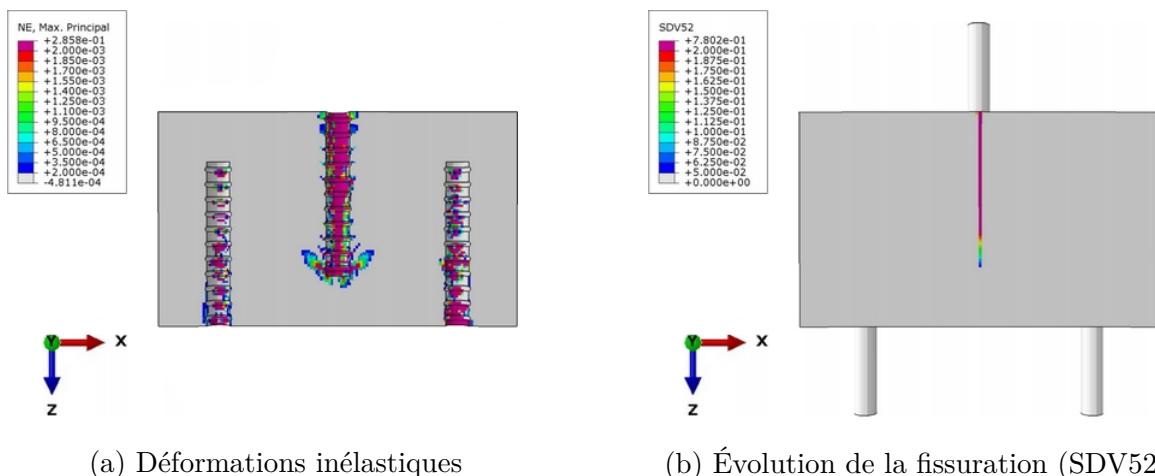


Figure 4.48 – État du spécimen S4 au pic de contraintes $f_{s,max}$ (étape 3)

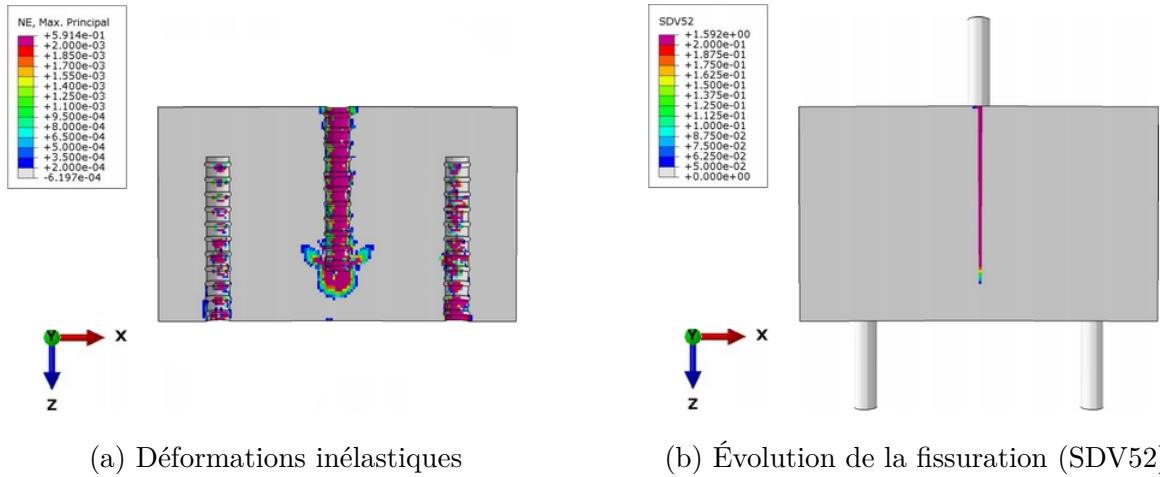


Figure 4.49 – État du spécimen S4 à 90% du pic de contraintes $f_{s,max}$ (étape 4)

Quelques remarques concernant l'évolution des variables en lien avec la capacité atteinte.

- L'étape 1 (Figure 4.46 : seuil de traction d'un BO) a été choisie de manière à démontrer les bienfaits quant à l'utilisation d'un béton fibré sur les performances d'un joint de chevauchement. Les déformations dépassant $2\,000\ \mu\epsilon$ (couleur magenta) sont très localisées et montrent que seules les premières crénellures des armatures sont réellement sollicitées. De plus, alors qu'un BO aurait déjà atteint sa phase adoucissante, le prisme de BFUP ne présente pas de fissuration avancée.
- L'étape 2 (Figure 4.47 : localisation de fissuration) est atteinte à la fin du plateau plastique défini par la loi de traction du matériau. Il est important de noter que cette étape ne correspond pas à la capacité ultime de l'ancrage de la barre. En revanche et à l'inverse d'un BO, l'atteinte de la contrainte ultime en traction du BFUP ne correspond pas au pic de fissuration. De par le comportement élasto-plastique et la phase post-pic adoucissante du BFUP, la barre est en mesure de développer un effort supérieur.
- L'étape 3 (Figure 4.48 : atteinte du pic) est atteinte lorsque le BFUP perd ses capacités quant à la reprise des efforts de traction générés. À cet instant, la totalité des crénellures sont sollicitées et un champ de déformations inélastique se développe sur la longueur d'ancrage l_d . Le pontage des fibres permet d'éviter un mode de rupture fragile.
- L'étape 4 (Figure 4.49 : 90% de $f_{s,max}$ en phase post-pic) fait apparaître un bulbe de déformations à l'extrémité de l'armature centrale traduisant l'endommagement du béton menant à la ruine complète du spécimen (fissure de fendage sur toute sa hauteur).

4.5 Conclusions

Les objectifs de ce chapitre étaient de valider une campagne d'essais expérimentaux grâce à une approche non-linéaire numérique par éléments finis en reproduisant le mécanisme de transfert d'efforts au sein d'un joint de chevauchement, la liaison armature-béton étant un critère fondamental de ces modèles numériques. Six spécimens représentatifs de la zone d'ancrage ou de chevauchement présente dans un joint de connexion en BFUP ont été testés sous chargement statique pour valider leur comportement et un total de 12 modèles non-linéaires ont premièrement été réalisées en considérant deux lois de traction du BFUP (une favorable et l'autre défavorable) par modèle, de manière à déterminer et comparer leur comportement numérique. Par la suite, une calibration numérique a été proposée pour 4 spécimens, les 2 autres concordant avec une loi de traction déjà suggérée. La calibration numérique n'étant pas unique à cause de la variabilité des paramètres d'entrées de la loi de traction, les résultats obtenus grâce aux courbes enveloppes suffisent à prouver la robustesse des modèles développés.

Cette étude a d'ailleurs confirmé la grande sensibilité des modélisations face aux lois de traction considérées. L'orientation des fibres métalliques demeure un paramètre non contrôlé lors de la phase de fabrication d'éléments en BFUP et a une grande influence sur la loi de traction correspondante. Une orientation privilégiée, comme pour les essais de caractérisation sur les os, présentera une importante résistance en traction contrairement à un élément très compact où le flux serait perturbé par les armatures (par exemple le spécimen S2).

Bien que ces essais donnent une limite inférieure des capacités de différentes configurations de joints de chevauchement ou de zones d'ancrage, leur représentativité reste limitée de par leurs tailles et les conditions aux frontières appliquées pour faciliter leur exécution (spécimen isolé). Il est à noter qu'un champ de traction se retrouve tout de même au sein de chacun, comme dans les joints de chevauchement à la base de piles et que l'enrobage des armatures reste également cohérent aux configurations réelles, à l'inverse d'un essai d'arrachement classique par exemple. En bref, l'essai d'arrachement standard (*Pull out*) constitue encore trop souvent une référence pour l'évaluation des performances d'une zone d'ancrage bien qu'il ne permette pas la mise en valeur des propriétés avantageuses d'un BFUP, à savoir son importante ductilité et résistance en traction. Il aurait alors pu être pertinent de réaliser cet essai en parallèle de cette campagne expérimentale de manière à mettre en avant son manque de représentativité. D'autre part, les informations collectées lors de cette campagne auraient également pu être complétées d'un suivi du champ de déplacement expérimental par corrélation d'images pour qu'une comparaison avec le champ de déplacement numérique puisse être réalisée.

Quelques remarques concernant la pertinence des essais réalisés :

- Il est très intéressant de comparer les comportements des deux essais d'ancrage S1 et S2 puisqu'ils devraient en théorie présenter la même capacité ultime. Cependant une différence apparaît entre ces derniers à cause du degré de confinement apporté par les armatures de continuité (donc la disposition des fibres métalliques) et surtout le fait que ces armatures de continuité interfèrent avec la propagation de la fissuration par fendage, en rendant la section diagonale plus faible que l'enrobage c_{s0} .
- L'influence de la longueur d'ancrage l_d est non négligeable sur le comportement global du joint de chevauchement (S3 par rapport à S4). De plus, le fait d'avoir des spécimens isolés conduit à un mouvement de rotation libre qui conduit à une ruine prématuée et une ouverture de fissure maximisée (spécimen S3). Le spécimen S4 demeure toutefois très pertinent puisque sa configuration se rapproche de celle d'une nouvelle conception (objectif de ce présent mémoire).
- Le spécimen S6 présente une capacité maximale malgré l'orientation de fibres défavorable et le mouvement de rotation libre minimisé grâce aux barres 25M de continuité. Sa capacité maximale se rapproche de celle obtenue par des essais d'ancrage (S1 ou S2). Il s'agit alors d'un essai très pertinent, peut-être plus que le spécimen S5 où les armatures extérieures des chevauchements (ER) ont tendance à exercer une pression vers l'extérieur du prisme, générant alors une ouverture excessive (aucune restriction latérale). Toutefois, la mise en œuvre de S6 reste plus complexe du fait que les 3 armatures en traction doivent présenter un niveau d'efforts identique, un montage plus élaboré doit alors être envisagé.

Enfin, un spécimen de chevauchement demeure encore en attente pour être expérimentalement testé au laboratoire. Il s'agit d'un joint de chevauchement comprenant 5 armatures dont 3 en attente espacées à 250 mm et dont la longueur de chevauchement est égale à 5 d_b . Ce spécimen n'a pu être testé dans la presse *INSTRON* à cause de son ampleur. De ce fait, il devra être testé prochainement dans la presse *MTS - 12 MN*. Compte tenu de l'analyse préliminaire réalisée dans le Chapitre 3 sur les conditions aux frontières, il s'agit d'un spécimen très encourageant car il est le seul à présenter cette continuité. Le plan du spécimen S7 est présenté à la Figure 4.50 et son coffrage à la Figure 4.51. Un total de 4 jauge de déformations sont installées sur les 2 armatures testées et également 4 capteurs de glissement seront installés lors de l'essai.

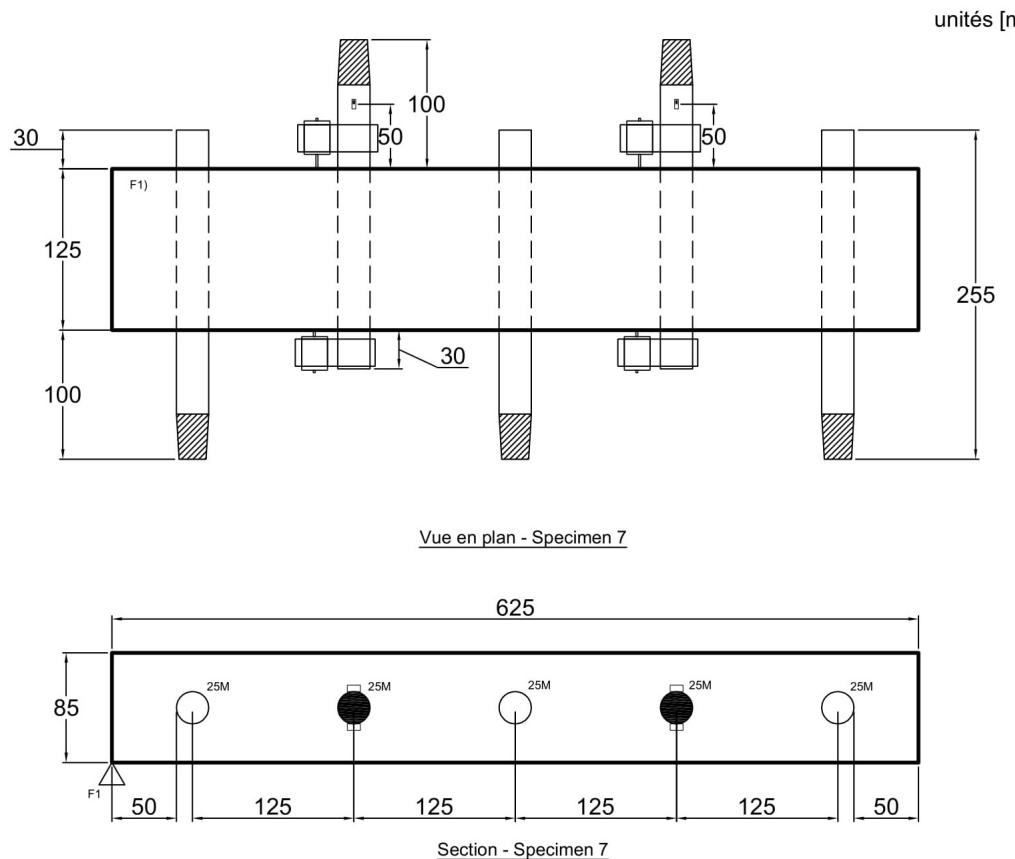


Figure 4.50 – Détails du spécimen S7



Figure 4.51 – Coffrage du spécimen S7

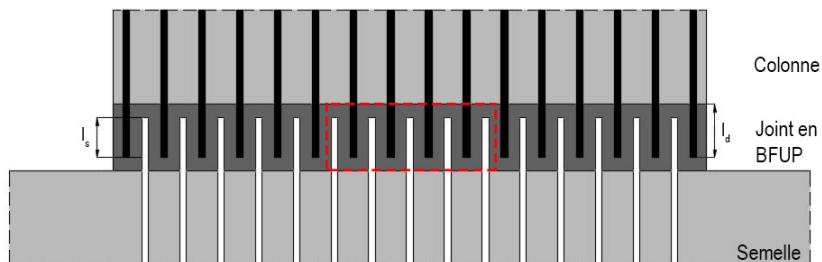
CHAPITRE 5 ÉTUDE DES JOINTS DE CHEVAUCHEMENT RÉELS

5.1 Mise en contexte

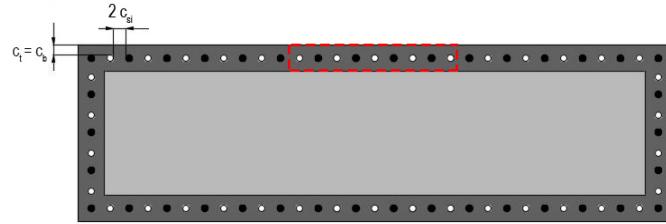
De précédents travaux de recherche (Dagenais, 2014; Garneau, 2015; Jolicoeur, 2016; Smith, 2017) visant à développer une méthode de réhabilitation sismique des piles de ponts rectangulaires par un enrobage en BFUP ont démontré que l'utilisation de ce matériau permet d'assurer la continuité des armatures chevauchées à la base des piles et de conférer un comportement ductile aux éléments de fondations en éliminant la rupture dans la zone de chevauchement. Dorénavant, il est question de développer des concepts de connexions en BFUP entre éléments préfabriqués dans le but de les intégrer dans les prochaines éditions des normes et guides de conception des ponts.

Pour les piles en zones sismiques, l'objectif est de développer des joints de chevauchement en BFUP courts permettant d'atteindre la contrainte de rupture des armatures, typiquement de l'ordre de 600 MPa, afin que la rotule plastique puisse se développer de part et d'autre du joint. Pour ce faire, une étude paramétrique sera entreprise dans ce chapitre afin de reproduire le comportement de joints de chevauchement en BFUP pour des piles murs et des culées, comme le présente la Figure 5.1.

L'intérêt de cette étude paramétrique réside dans la représentation d'une section longue, typique de la base de piles de ponts fortement rectangulaires, comme l'illustre la Figure 5.1 et dans laquelle l'ensemble des armatures seront sollicitées en traction directe de manière à retrouver un niveau d'efforts identique au sein de chacune.



(a) Élévation de la jonction pile-semelle en BFUP



(b) Coupe de la jonction pile-semelle en BFUP

Figure 5.1 – Représentation de la jonction pile rectangulaire-semelle en BFUP

5.2 Étude paramétrique des joints de chevauchement

5.2.1 Introduction

Cette section vise donc à quantifier la résistance de différentes configurations de joints de chevauchement. L'objectif principal est alors d'estimer l'influence de certains paramètres sur les capacités globales d'une zone d'ancrage dans le but de concevoir des connexions efficaces et économiques entre éléments préfabriqués. Particulièrement la zone de rotule plastique qui nécessite un design bien spécifique pour être apte à dissiper les efforts générés en cas de séisme.

L'étude paramétrique est réalisée à partir des modèles par éléments finis développés et validés dans les précédents chapitres. Le mécanisme de la liaison armature-béton est un phénomène physique complexe dépendant de nombreux paramètres, comme la géométrie de la zone d'ancrage, et les analyses à une échelle si locale permettent d'obtenir des informations significatives qu'il serait impossible d'obtenir autrement. La prédiction du comportement réel d'un joint de chevauchement constitue alors un point essentiel à ce projet.

5.2.2 Définition des paramètres sujets à variation

Les performances d'un joint de chevauchement sont dépendantes de nombreux paramètres dont les principaux sont :

- le degré de confinement c_{si} ;
- l'épaisseur d'enrobage transversal c_t et c_b ;
- le diamètre des armatures d_b ;
- la longueur d'ancrage l_d et le ratio l_s/l_d ;
- les propriétés du matériau composant la zone d'ancrage ;
- la configuration géométrique du joint.

Les travaux présentés ici se limitent aux joints avec des barres de 25 mm de diamètre situées dans un même plan et chevauchées sans contact. Dans l'idée de développer un nouveau type de connexion entre éléments préfabriqués, la géométrie du joint sera toujours la même, à savoir des armatures en quinconce dont l'espacement net régulier vaut $2 c_{si}$ (Figure 5.2). Les travaux expérimentaux réalisés par Yuan & Graybeal ont en effet permis de démontrer une meilleure performance des joints de chevauchement en BFUP où les armatures n'étaient pas en contact, par rapport à des barres en contact (Yuan & Graybeal, 2014). L'enrobage des armatures c_{si} variera de 0.5 à 2 d_b alors que les enrobages supérieur et inférieur des barres, c_t et c_b , seront constants et pris égaux à 1.5 d_b . Par ailleurs, une conception parasismique est fondée sur le principe de développement de la contrainte ultime des armatures f_u , aussi dépendante de la longueur d'ancrage des barres l_d . Dans le cadre de ce projet, la longueur d'ancrage variera de 6 à 10 d_b et, dans le but d'avoir une conception la plus économique possible, l'intérêt sera de minimiser cette longueur d'ancrage.

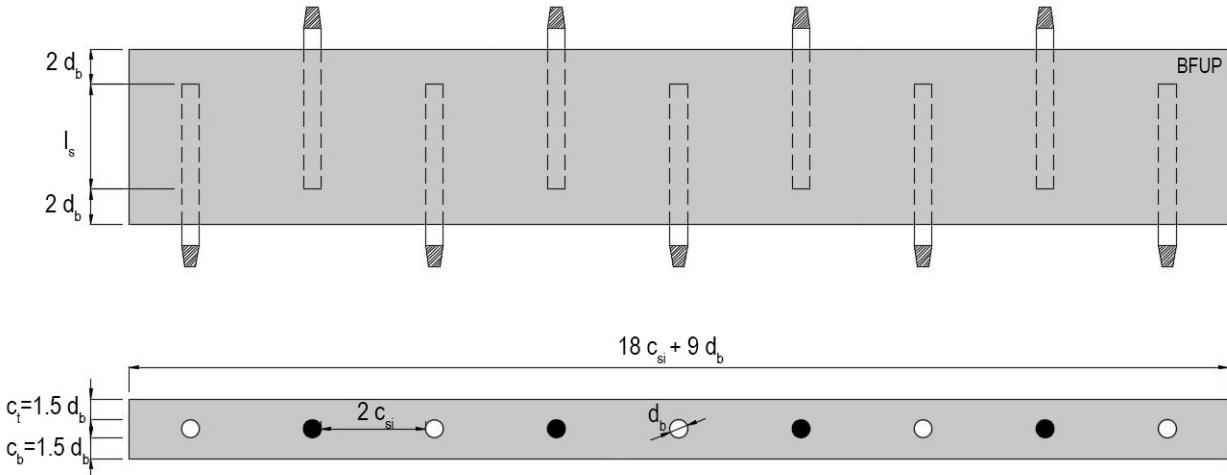


Figure 5.2 – Schéma d'une section longue considérée pour l'étude paramétrique

Enfin, la qualité du BFUP qui compose le joint de chevauchement a un rôle majeur sur la capacité ultime, puisque c'est grâce à lui que s'opère le transfert de charges entre les armatures des deux éléments préfabriqués à assembler. De ce fait, deux lois de BFUP seront considérées dans ce chapitre : le BFUP1, correspondant à une loi de matériau dont le pourcentage de fibres varie de 3% à 4% et issue de la loi calibrée obtenue à partir de l'analyse inverse du Chapitre 4, et le BFUP2, correspondant à une loi minimaliste répondant aux critères limites de définition d'un BFUP de la norme A23.1-19 et représentant un matériau dont le pourcentage de fibres se situerait entre 1% à 2%, avec $f_{ts} = f_{tm} = 4$ MPa et un plateau plastique limité à $1\ 000\ \mu m/m$. Le module élastique E_c du BFUP2 est pris égal à 35 000 MPa, ce qui constitue une limite inférieure des performances envisageables. Les deux lois de traction caractérisant les matériaux considérés sont présentées à la Figure 5.3. Il convient de noter que la loi BFUP1 est une loi réduite alors que la loi BFUP2, fixée à la limite minimale de la norme A23.1-19, est choisie à titre comparatif ici et devrait, dans un contexte réel, être obtenue de propriétés réelles supérieures à celles choisies.

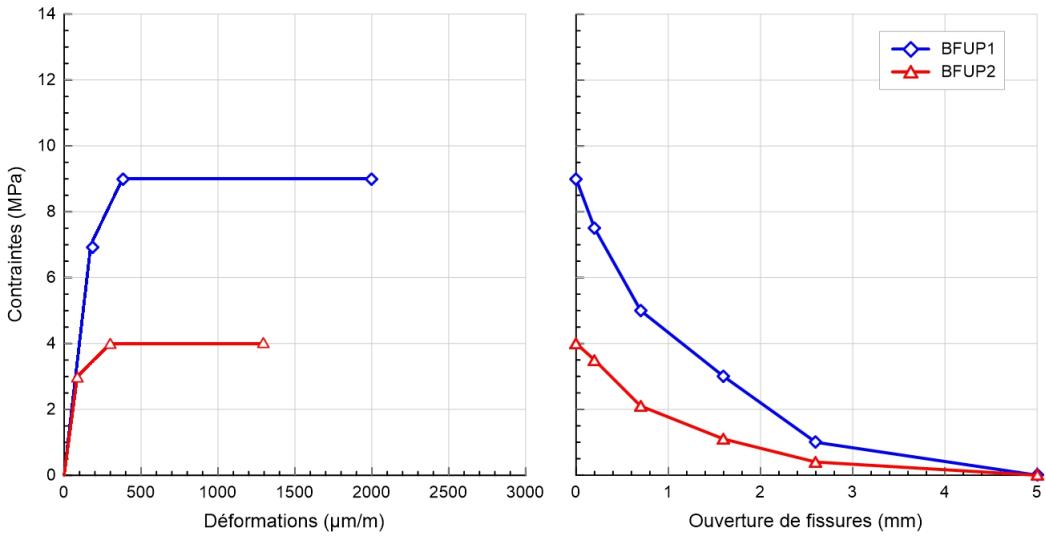


Figure 5.3 – Comportement en traction des 2 lois de BFUP considérées pour l'étude paramétrique

5.2.3 Présentation des modèles numériques

Compte tenu de la sensibilité des conditions frontières que l'étude préliminaire du Chapitre 3 a révélée, l'étude paramétrique est donc réalisée sur un joint de chevauchement continu de manière à se rapprocher d'une section longue (Figure 5.2). Les conditions aux frontières sont identiques à celles décrites à la Figure 3.10, à savoir les faces latérales bloquées suivant la direction X et Z (voir Figure 5.4) et la ligne centrale de ces faces est fixée selon l'axe Y. Pour que les conditions aux frontières aient le moins d'impact possible sur l'analyse des résultats, uniquement le comportement de l'armature centrale sera analysé.

Les études menées au travers du Chapitre 3 ont montré que les capacités d'un joint de chevauchement dans un BFUP à 4% permettaient d'atteindre des contraintes bien supérieures au f_y d'une barre d'acier conventionnel pour une longueur d'ancre de $8 d_b$. Cela conduit à considérer un acier d'armature linéaire élastique pour éviter que les efforts ne soient limités par la plastification de ces dernières. L'intérêt de ce chapitre est en effet d'estimer les performances de zones d'ancre en BFUP dans le cas de conception parasismique dans le but d'éviter tout mode de fissuration causant la perte de capacité d'un joint de chevauchement à la base d'une pile de pont. L'étude paramétrique permettra alors de déterminer la limite inférieure à respecter pour développer la pleine capacité des armatures (600 MPa pour les armatures usuelles) sans atteindre la ruine de la zone d'ancre. Par ailleurs, le retrait ne sera pas considéré dans ces modèles pour minimiser les temps de calculs et surtout puisque l'objectif principal est d'établir un concept de connexion en ayant une vision globale des comportement,

ou modes de fissuration, de différentes configurations. À noter qu'un pilotage en déplacement est à nouveau privilégié dans ce chapitre afin de distinguer le domaine du post-pic.

Enfin, la longueur d'ancrage l_d des armatures en attente provenant de la semelle sera considérée identique à celle des armatures venant de la colonne. La longueur libre à l'extrémité des barres sera constante et égale à $l_e = 2 d_b$.

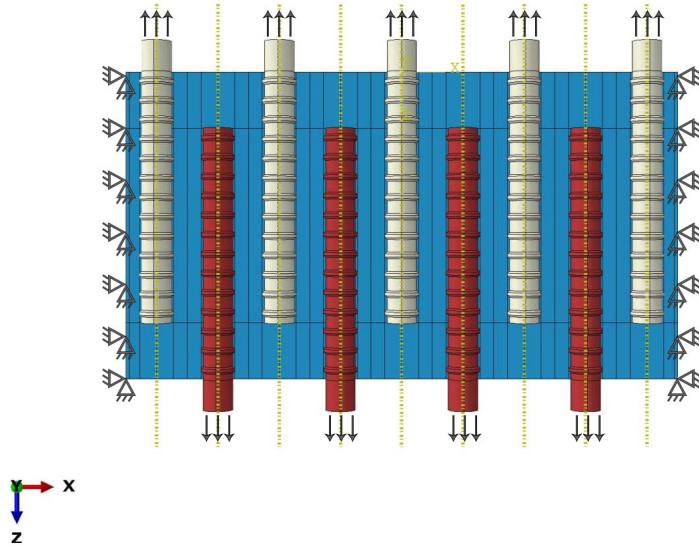


Figure 5.4 – Présentation du modèle pour l'étude paramétrique et des conditions aux frontières appliquées

Un critère d'exploitabilité des modèles est imposé et concerne le ratio de l'énergie cinétique consommée (ALLKE) sur l'énergie interne totale (ALLIE), E_c/E_i (%). Les travaux réalisés par Ben Ftima ont conduit à une valeur limite de ce ratio, fixée à 5 % (Ben Ftima, 2013).

5.2.4 Effet des paramètres géométriques

Comme précisé ci-dessus, les modélisations ont été réalisées à l'aide du logiciel ABAQUS/*Explicit* (ABAQUS, 2014) pour un diamètre d'armatures 25M. Toutefois, l'ensemble des résultats seront normalisés en fonction de d_b de manière à généraliser les comportements obtenus. Le tableau 5.1 ci-dessous résume l'ensemble des analyses réalisées pour cette étude paramétrique.

Tableau 5.1 – Tableau récapitulatif des paramètres des modélisations numériques

Long. chevauch. l_s/d_b	Long. ancrage l_d/d_b	Espacement arm. c_{si}/d_b	Enrobage arm. c_t/d_b	Propriétés BFUP
4	6	0.5		
		1.0	1.5	BFUP1 - BFUP2
		1.5		
		2.0		
6	8	0.5		
		1.0	1.5	BFUP1 - BFUP2
		1.5		
		2.0		
8	10	0.5		
		1.0	1.5	BFUP1 - BFUP2
		1.5		
		2.0		

Un total de 24 analyses ont été réalisées dans cette étude pour démontrer plus particulièrement l'influence de paramètres comme la longueur d'ancrage l_d , l'espacement c_{si} et des propriétés mécaniques du matériau employé. Ces simulations ont fait apparaître des modes de rupture différents selon la géométrie considérée.

Lorsque l'espacement des armatures c_{si} est inférieur à l'enrobage transversal, c_t et c_b , une rupture dans le plan longitudinal des barres se manifeste (Figure 5.5a). Dès lors que c_{si} devient égal ou supérieur à l'enrobage transversal, une fissure se développe sur les faces inférieure et supérieure du joint du chevauchement aux extrémités non chargées (libres) des armatures et conduit à la ruine du spécimen (Figure 5.5b). Ces dernières observations ont déjà été réalisées par Dagenais (2014) lors de ses travaux expérimentaux et également par Sagan et al. (1991) dans lesquelles ils décrivent ce mode de ruine par des fissures internes diagonales, entre les armatures, dues à la butée des crénélures sur le béton et à l'effet de Poisson généré par ce champ de compression. Sagan et al. ont également noté que la fissure prédominante à l'extrémité non chargée des armatures était diagonale (Sagan et al., 1991). Cette dernière

rupture traduit un manque de résistance en traction due à la discontinuité du matériau aux extrémités libres (car $l_s < l_d$) et est d'ailleurs prédominante par rapport au mode de ruine par fendage, gouvernant lorsque $l_e = 0$.

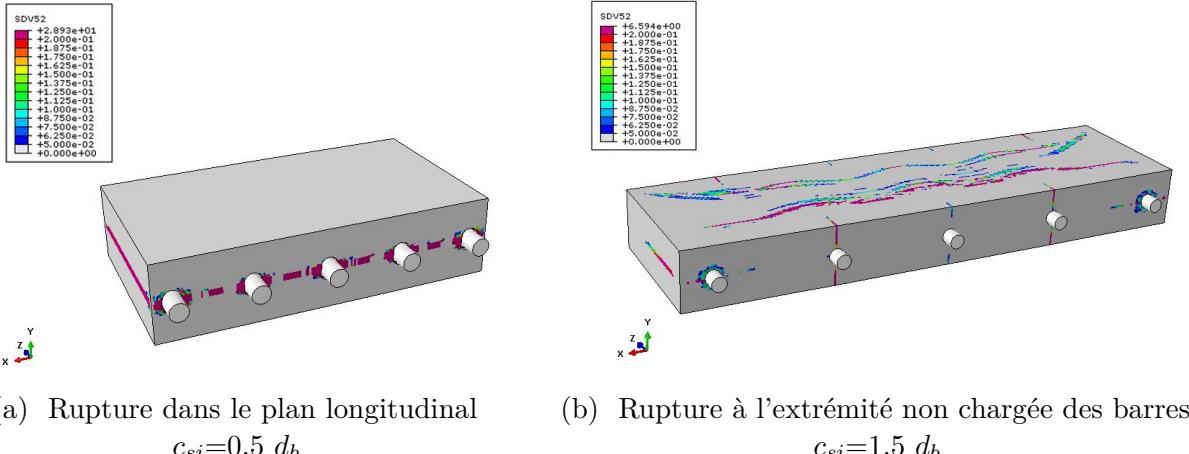


Figure 5.5 – Modes de ruine des modèles numériques

De manière générale, la Figure 5.6 montre que pour une même configuration de joint de chevauchement (c_{si}/d_b et l_d/d_b), le BFUP1 présente une capacité bien supérieure à celle du BFUP2. La grande capacité de déformabilité en traction du matériau permet en effet une reprise des charges par l'ensemble des crénelures situées le long des armatures sollicitées, à l'inverse du comportement attendu d'un BHP. Il est intéressant de noter une similarité des modes de ruine des spécimens de configuration identique quelle que soit la loi de traction du matériau considéré, comme illustré à la Figure 5.6a.

La Figure 5.6a présente l'évolution des capacités ultimes en fonction de l'enrobage des armatures c_{si} . L'évolution des résistances est similaire pour l'ensemble des longueurs d'ancrage l_d considérées, à savoir une capacité $f_{s,max}$ plus importante pour une longueur l_d plus grande et également pour des performances en traction du BFUP meilleures. Il est intéressant de noter qu'au-delà de $1.5 c_{si}$, le gain en résistance est moindre pour une longueur d'ancrage plus courte et ce, malgré une fissuration similaire. Cette observation traduit le fait que la fissuration transversale (à l'extrémité non chargée des barres) n'est pas le seul critère gouvernant la ruine du spécimen. Au-delà de $1.5 c_{si}$, il est alors probable que le développement de fissures de fendage, voir Figure 5.5b, ait une influence sur les capacités ultimes selon la longueur d'ancrage.

La Figure 5.6b présente l'évolution des capacités ultimes en fonction de la longueur d'ancrage l_d des barres. Cette dernière démontre que l'augmentation de l'enrobage des armatures c_{si} a un effet majeur sur les capacités ultimes $f_{s,max}$ et notamment entre $c_{si} = 0.5$ et $c_{si} = 1$ puisque, dans ce cas, le confinement des armatures est doublé. De plus, la Figure 5.6b montre une augmentation de la résistance ultime approximativement linéaire pour une longueur d'ancrage variant de 6 à 10 d_b pour $c_{si} < 1.5 d_b$.

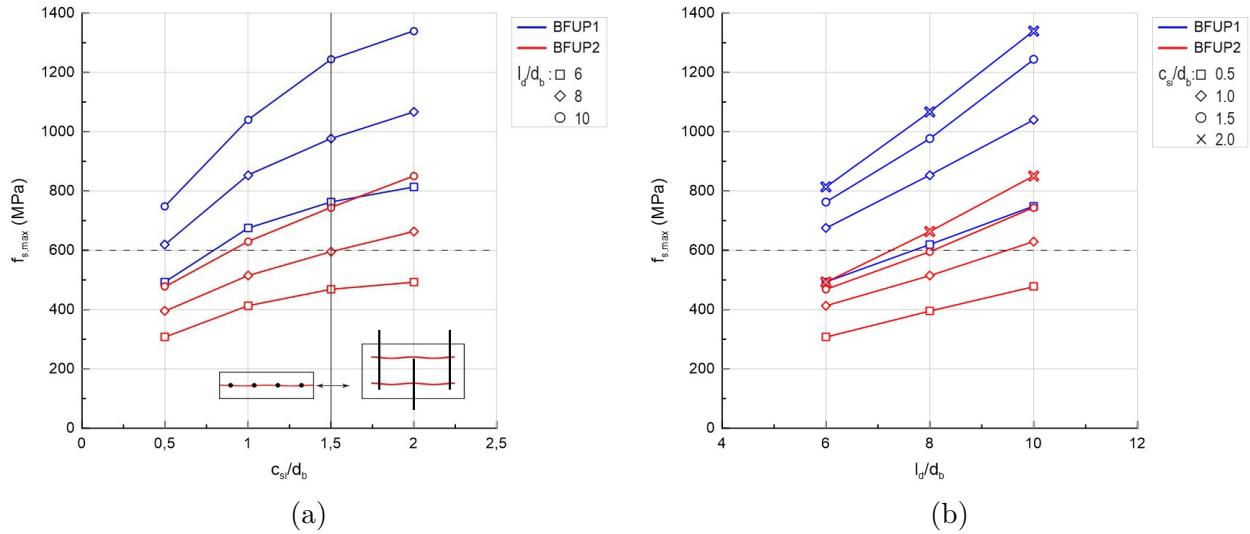


Figure 5.6 – Comparaison des contraintes ultimes des modélisations entre BFUP1 et BFUP2

La Figure 5.6 permet de mettre l'accent sur les configurations permettant d'éviter toute perte de capacité, ou défaillance, du joint en BFUP. En effet, les géométries qui atteignent une capacité $f_{s,max}$ supérieure à $f_u = 600$ MPa ne devraient présenter a priori aucun mode de rupture menant à la ruine de la zone d'ancrage puisqu'en réalité, les armatures atteindront leur rupture à f_u .

La Figure 5.7 présente l'évolution des contraintes au sein de l'armature centrale du joint de chevauchement continu pour les 2 BFUP étudiés et pour $l_d = 8 d_b$. Dans les deux cas et pour un même niveau de chargement (600 MPa pour le BFUP1 et 400 MPa pour le BFUP2), les contraintes au sein de la barre sont plus élevées lorsque le confinement est plus faible. Le confinement de BFUP a donc réellement un impact sur les capacités maximales que peuvent développer les armatures. De plus, une variation plus linéaire est à constater à l'atteinte de la contrainte ultime pour le BFUP1 par rapport au BFUP2.

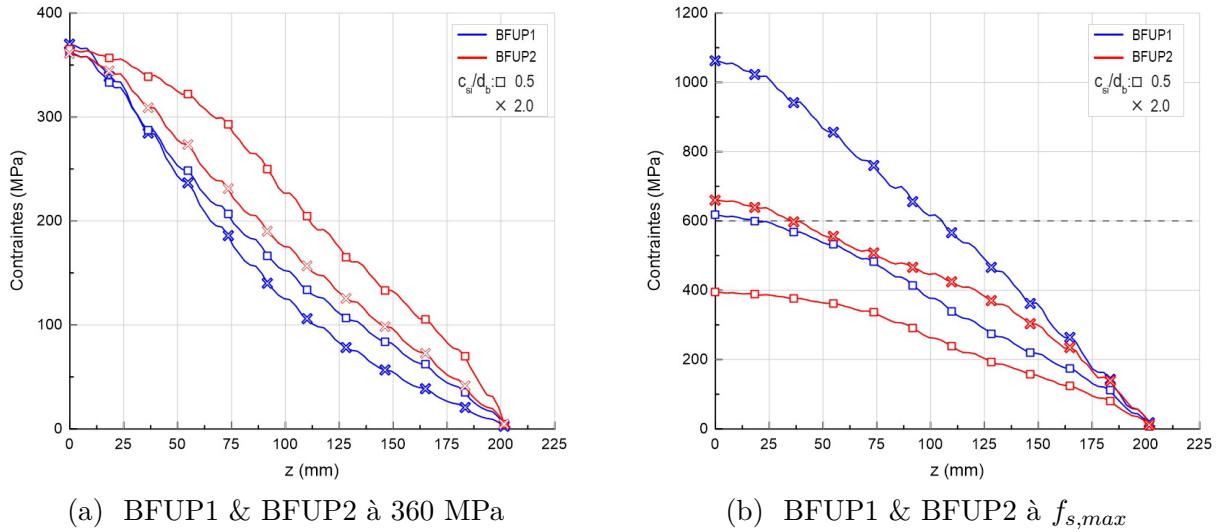


Figure 5.7 – Évolution des contraintes le long de l’armature centrale pour $l_d = 8 d_b$

5.2.5 Effet d'un confinement transversal additionnel

L'étude a également été menée sur des spécimens avec un confinement transversal supplémentaire, amené par l'ajout d'étriers dans le plan des barres. Le modèle de référence est celui où $c_{si}=c_t=c_b=1.5 d_b$, c'est-à-dire lorsque la fissure dans le plan longitudinal des barres n'était plus prépondérante. Les analyses ont démontré que les étriers, définis comme décrit ci-dessous, n'avaient pas d'influence sur les capacités ultimes puisque le mode de ruine prédominant n'était pas la fissuration par fendage mais principalement une fissure aux extrémités non chargées des armatures. L'apparition d'une fissure de fendage qui entraînerait la ruine du spécimen est dépendante des enrobages c_{si} , c_t , c_b et de la longueur d'ancrage l_d de la barre.

L'analyse a alors été réalisée sur un spécimen où la longueur libre l_e était nulle, c'est-à-dire où $l_s = l_d$. Le but de cette dernière était de faire apparaître une ruine par fendage. En effet, lorsque l_e est nulle, les points singuliers dans le BFUP (dus au manque de matériau) disparaissent laissant alors une fissuration par fendage plus propice à gouverner la capacité ultime $f_{s,max}$, dès lors que $c_{si} \geq c_t$ et c_b .

Les propriétés géométriques du spécimen modélisé dans cette sous-section sont $c_{si} = 2.0 d_b$, $c_t = c_b = 1.5 d_b$, $l_d = l_s = 6 d_b$ et la loi de traction considérée est celle du BFUP1, soit la loi réduite obtenue dans la Chapitre 4. La Figure 5.8 ci-dessous présente effectivement un patron de fissuration par fendage, tel qu'il pouvait être attendu.

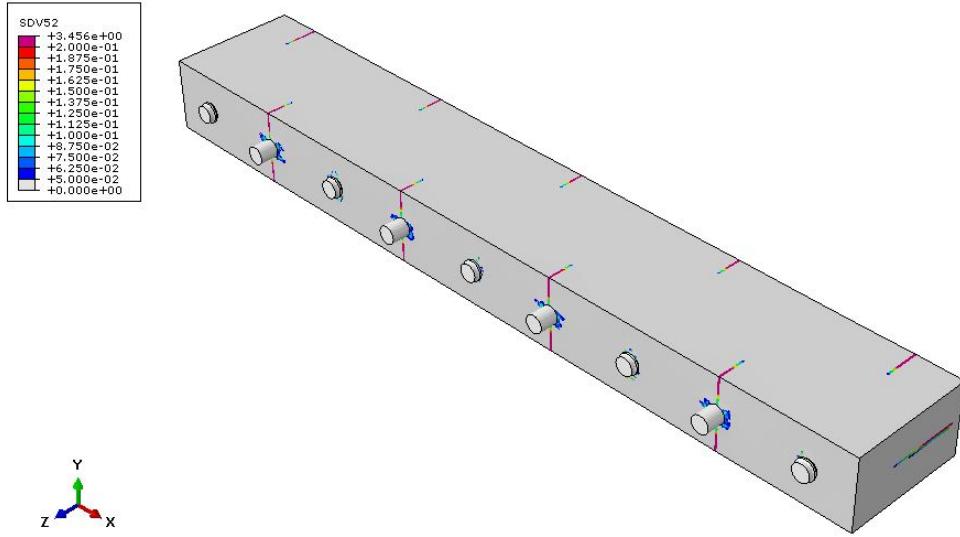


Figure 5.8 – Mode de ruine par fendage, $l_s = l_d = 6d_b$

La contrainte ultime $f_{s,max}$ dans ce cas vaut 1 040 MPa, résistance supérieure à celle obtenue pour une longueur d'ancrage identique, à savoir $l_d = 6 d_b > l_s = 4 d_b$ et où $f_{s,max} = 814$ MPa. Cela traduit donc que la ruine par fissuration aux extrémités non chargées des barres gouverne la fissuration par fendage, illustrée à la Figure 5.8.

Dans cette situation, il est intéressant d'étudier l'effet d'un confinement transversal additionnel sur la propagation de la fissure de fendage et sur la capacité ultime. Les armatures de confinement sont représentées par des éléments *3D/Deformable/Wire* de type *Truss* dont l'aire A_v vaut 50 mm². Ces éléments ne sont pas soumis aux mêmes conditions de contact que les armatures chevauchées, ils sont en effet encastrés dans le prisme de béton grâce à l'outil *Embedded Region* défini dans ABAQUS. Par souci de symétrie du modèle, deux étriers fermés sont disposés respectivement à $2 d_b$ des deux faces chargées du spécimen, comme l'illustre la Figure 5.9, pour que le confinement total d'une armature en traction soit égal à 100 mm² (aire d'une barre 10M).

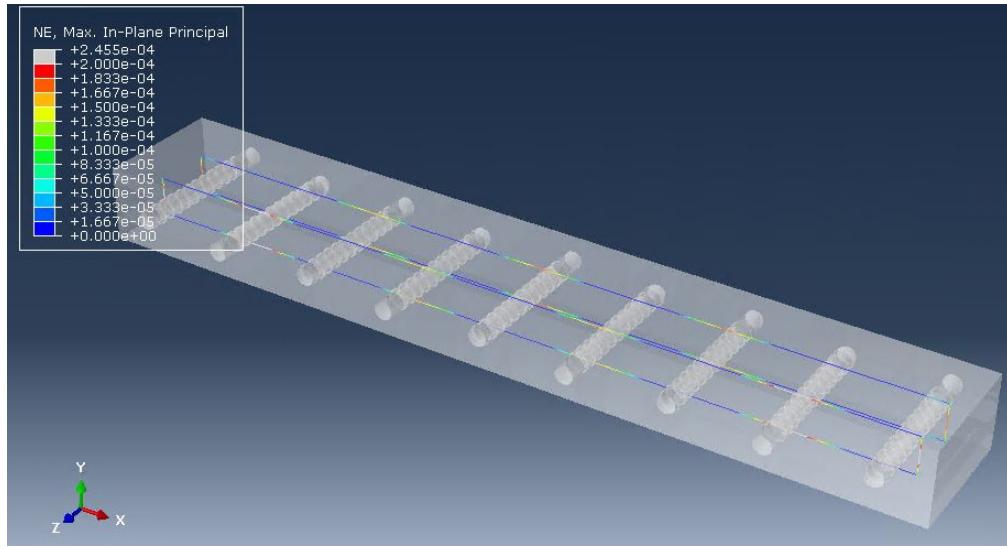


Figure 5.9 – Disposition du confinement transversal additionnel

Finalement, il s'avère que l'ajout d'étriers n'a pas d'impact significatif sur la capacité maximale du spécimen étudié, voir Tableau 5.2. Le pontage des fibres métalliques fait en sorte que la contribution de l'étrier ne survient qu'en phase post-pic. Par conséquent, l'étrier n'apporte aucune résistance additionnelle à la barre ancrée. Ce constat reste valide pour des étriers placés à 1 d_b des faces du prisme de BFUP.

Tableau 5.2 – Comparaison des capacités ultimes $f_{s,max}$ pour BFUP1
et $l_d = l_s = 6 d_b$

Configuration	$f_{s,max}$ (MPa)
Sans étriers	1 040
Étriers à 2 d_b	1 049
Étriers à 1 d_b	1 049

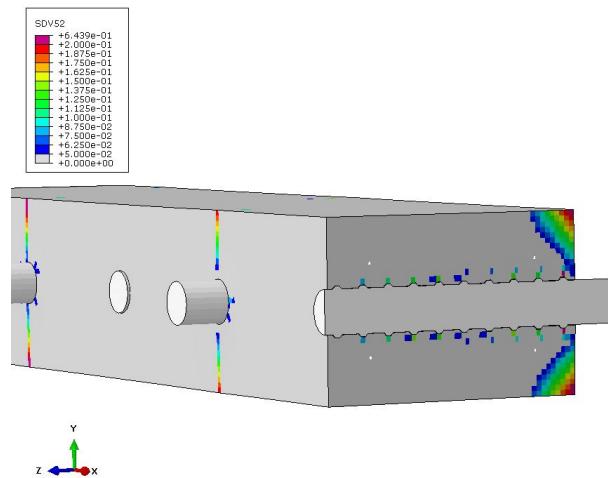


Figure 5.10 – Évolution de la fissuration (SDV52 du module EPM3D) au pic de chargement pour des étriers placés à $1 d_b$

5.2.6 Influence de la loi de traction à l'échelle locale

Les résultats numériques présentés ci-dessus montrent que la résistance en traction du BFUP a une influence sur la capacité ultime du joint de chevauchement. Cette propriété peut-être expliquée grâce à la Figure 5.11 ci-dessous. Le spécimen S4, de la campagne expérimentale du chapitre précédent, est reconcidéré pour cette analyse en utilisant les propriétés mécaniques en traction des deux types de BFUP puisque sa configuration correspond le plus à celle du modèle continu et il s'agit ici de démontrer de manière générale, l'impact local de la loi de traction du BFUP considérée. La Figure 5.11 expose l'importante différence de comportement du spécimen S4 entre les deux lois de BFUP considérées et notamment le gain de capacité prépondérant entre les points 2 et 3 pour la loi BFUP1 par rapport au BFUP2. De manière plus relative, le gain de résistance est de 26% pour le BFUP1 contre 17% pour le BFUP2. Le développement de résistance une fois que la localisation de la fissure apparaît est synonyme de ductilité du matériau et cette ductilité est occasionnée grâce à la présence des fibres métalliques. Également, l'apparition de la première fissure macroscopique a lieu bien plus tardivement pour le BFUP1 que le BFUP2 et cette caractéristique est dépendante de la longueur du plateau plastique du matériau.

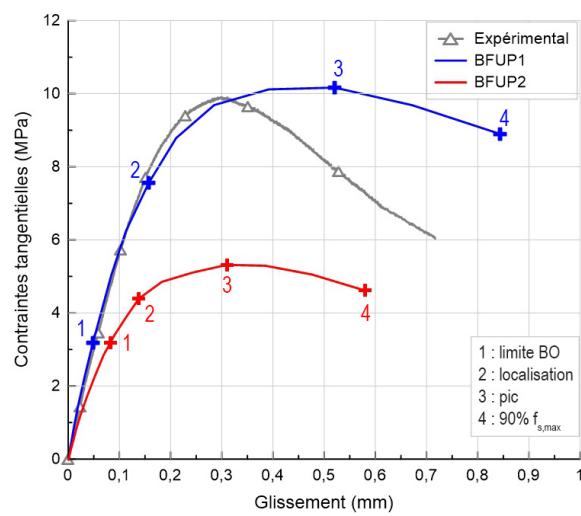


Figure 5.11 – Comparaison des performances en traction entre BFUP1 et BFUP2 pour S4

5.2.7 Conclusions

L'étude paramétrique présentée dans ce chapitre démontre l'influence de nombreux paramètres sur les capacités d'un joint de chevauchement en BFUP. De plus, le modèle numérique développé a permis de dévoiler des tendances significatives quant aux capacités ultimes de différentes configurations. Ces analyses ont été réalisées pour mettre en évidence les différents modes de rupture et de ce fait, le retrait n'a pas été considéré pour minimiser les temps de calculs.

Dans le but de répondre aux besoins sismiques et ainsi développer la pleine capacité des armatures ($f_u=600$ MPa), cette étude a permis d'estimer les bornes minimales à respecter. Quelques points peuvent être cités pour exemple :

- l'augmentation de l'espacement des armatures (paramètre c_{si}) aura une forte influence sur le gain de capacité et de manière générale, doubler l'enrobage c_{si} de BFUP, ou l'espacement net des barres, augmente d'environ 35% la capacité ultime lorsque c_{si} reste inférieur à $1.5 d_b$;
- la longueur d'ancrage est favorable au développement de la pleine capacité ;
- les propriétés mécaniques du matériau employé ont une importance majeure si la hauteur de la zone d'ancrage doit être limitée ;
- l'utilisation d'étriers n'a pas d'effet notable sur les capacités ultimes des configurations présentées et en pratique, ils pourraient même avoir un effet néfaste à cause de la perturbation du flux du matériau.

Cette analyse s'est principalement restreinte aux 3 paramètres que sont l_d , c_{si} et la loi de traction du BFUP pour des armatures droites, mais elle pourrait être également menée sur des armatures aux extrémités courbes ou de type «*Headed Bar*». Un comportement complètement différent pourrait être attendu dans ce cas à cause d'une butée mécanique prépondérante, entraînant une plus forte sensibilité au fendage du prisme de BFUP.

5.3 Orientation de la phase expérimentale

5.3.1 Analyse d'un concept expérimental existant

L'ensemble des analyses présentées dans ce mémoire justifient la sensibilité de la restriction latérale sur les performances d'un joint de chevauchement. De ce fait, à la différence des essais sur les joints de chevauchement en BFUP déjà réalisés à Polytechnique Montréal sur les poutres en flexion 4 points (Dagenais, 2014) ou sur les joints de chevauchement en traction directe (Lagier, 2015), les essais consisteront en des spécimens avec continuité de la zone d'ancrage. En effet, malgré la facilité d'exécution des spécimens sans restriction latérale et où seulement une armature est sollicitée, ces essais ne permettent pas de traduire le comportement réel d'une zone de chevauchement. La liberté d'ouverture des spécimens engendre une sous-estimation de la charge ultime et favorise généralement une perte d'ancrage causée par une fissure de fendage.

Dans le cadre de ces essais, l'utilisation d'un BFUP à 3% de fibres est envisagée afin de s'adapter aux propriétés mécaniques des matériaux les plus régulièrement commercialisés et employés par l'industrie (généralement entre 2 et 3% de fibres). Malgré cela, une armature conventionnelle ne permettrait pas de quantifier la charge ultime des spécimens à tester puisque les efforts dépasseraient tout de même le f_y d'une telle armature. L'emploi d'une barre 25M de grade supérieur ($f_y = 830$ MPa et $f_u = 1035$ MPa) est alors considéré pour supporter l'effort de traction directe en plus des armatures conventionnelles en attente provenant de la dalle de BO.

Il est à noter qu'une campagne d'essais sur des zones de chevauchement en quinconce dans le BFUP, simulées par des murets, a déjà été réalisée par Yuan & Graybeal (2015) pour des armatures à haute résistance ASTM A1035 Grade 120 ksi ($f_y = 830$ MPa et $f_u = 1030$ MPa) de diamètres No. 4 (4/8 po), No. 5 (5/8 po) et No. 7 (7/8 po) sollicitées individuellement en traction directe. Leur campagne expérimentale concernait particulièrement des joints en BFUP entre dalles préfabriquées et, de ce fait, des armatures de diamètre moindre étaient employées. Ces essais consistaient en une dalle de béton ordinaire contenant des armatures 25M en attente et ces dernières étaient plongées dans un joint en BFUP à 2%. Les armatures à arracher étaient préalablement disposées dans le joint de BFUP et un vérin hydraulique, s'appuyant sur la dalle de BO, venait arracher ces barres les unes à la suite des autres (Yuan & Graybeal, 2015).

De ces essais en ressort l'hypothèse que le champ de contraintes générées par l'arrachement d'une barre n'a pas d'influence sur les performances du joint lorsque la barre adjacente était préalablement arrachée. Dans cette optique, des essais numériques ont alors été développés

dans le but de vérifier cette hypothèse d'indépendance. L'étude a porté sur la vérification de l'étendue du champ des déformations subies par le béton lorsqu'un arrachement est exercé sur une armature dans un muret de BFUP à 4%. La Figure 5.12 présente le niveau des déformations atteintes grâce à la ductilité du matériau lorsque l'armature centrale est sollicitée et où un filtre (couleur grise) a été imposé pour mettre en valeur la phase écrouissante du BFUP, de $\epsilon_{ts} = 300 \mu\text{m}/\text{m}$ à $\epsilon_{tm} = 1200 \mu\text{m}/\text{m}$. Les zones magenta traduisent l'atteinte du comportement post-pic du BFUP (phase adoucissante).

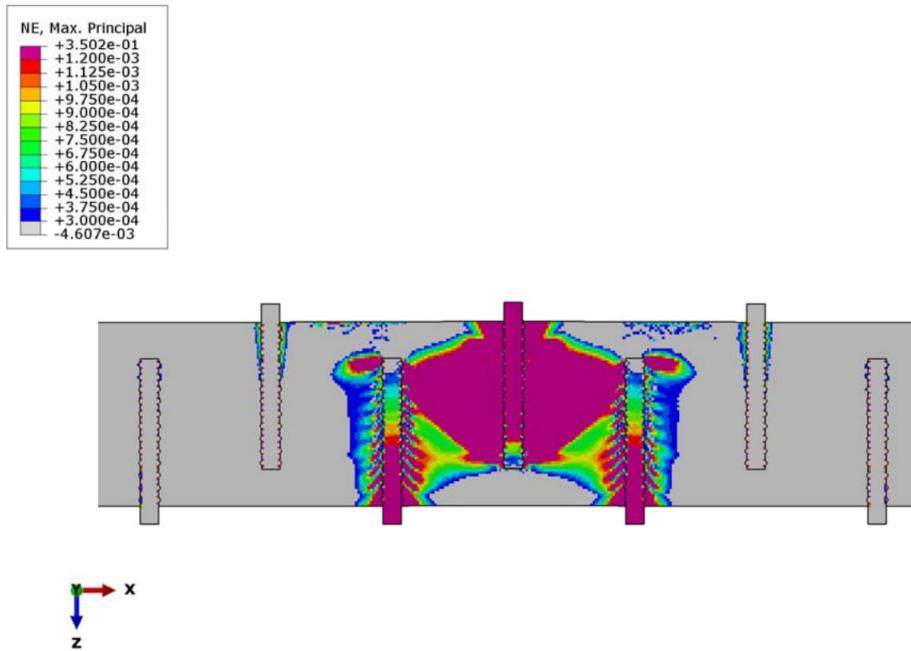


Figure 5.12 – État des déformations avant déchaussement sur un spécimen continu où $l_s = 6 d_b$ et $s = 125 \text{ mm}$ (barre centrale sollicitée)

De par l'étendue de l'endommagement en traction décrit sur la Figure 5.12 où $c_{si} = 2.5 d_b$, une première constatation porte sur le débordement des déformations ϵ subies hors de la région délimitée par les deux armatures adjacentes à la sollicitation. Une seconde variable pertinente pour cette analyse est l'ouverture de fissures en mm (SDV52) comme le présente la Figure 5.13.

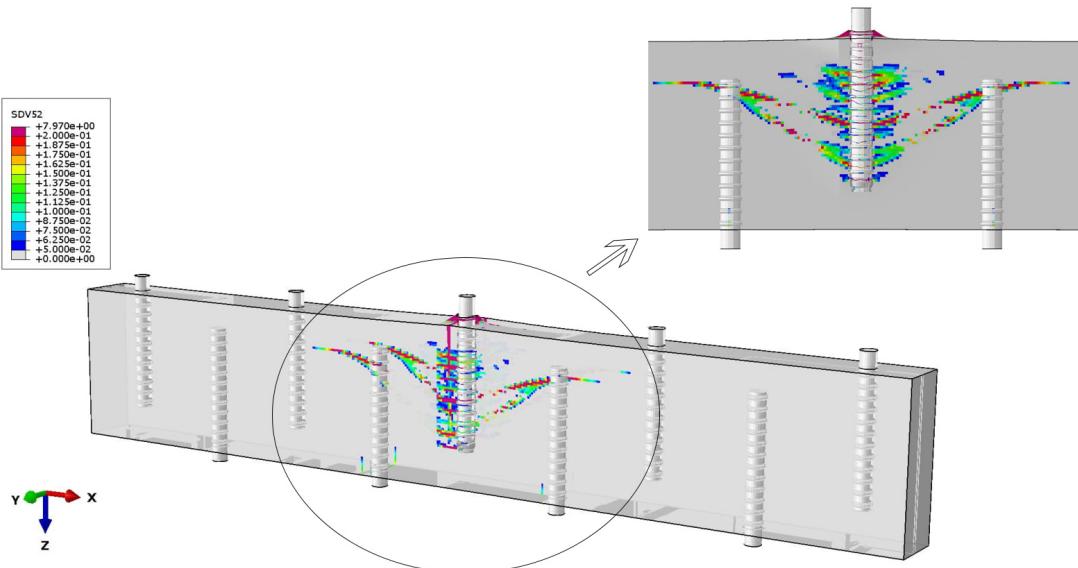


Figure 5.13 – Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur un spécimen continu de laboratoire où $l_s = 6 d_b$ et $s = 125$ mm (barre centrale sollicitée)

L'arrachement de l'armature centrale génère un patron de fissuration qui se développe au-delà des armatures adjacentes. Au début de la sollicitation, une fissuration par fendage apparaît au niveau des trois armatures principalement sollicitées (centrales au joint). Par la suite, des fissures se dessinent à hauteur de la bielle de compression développée dans le prisme de béton.

Pour une configuration différente où l'espacement net est réduit à 60 mm ($c_{si} = 1.2 d_b$), le même phénomène que cité précédemment se retrouve. Le niveau de déformations plastiques (phase écrouissante) atteint par le BFUP excède la zone délimitée par les armatures en attente adjacentes et la fissuration se propage également au-delà de cette région, voir Figures 5.14 et 5.15 respectivement.

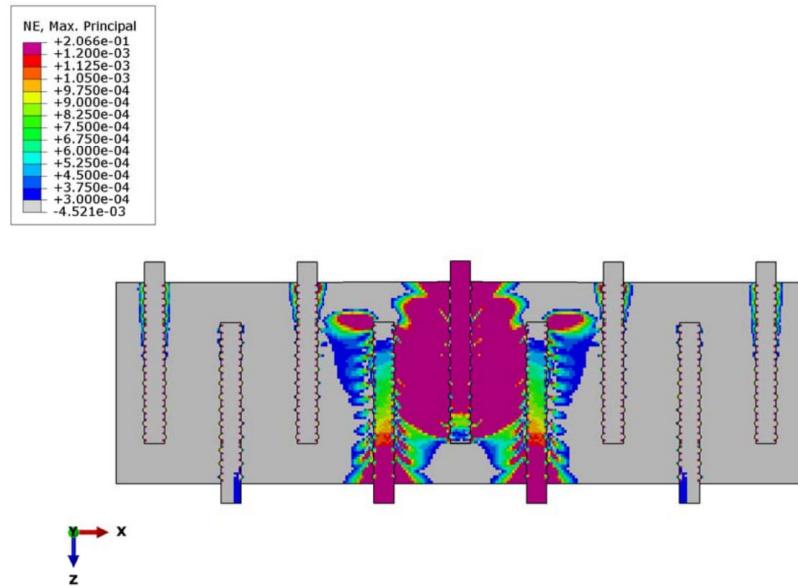


Figure 5.14 – État des déformations avant déchaussement sur un spécimen continu de laboratoire où $l_s = 6 d_b$ et $s = 60$ mm (barre centrale sollicitée)

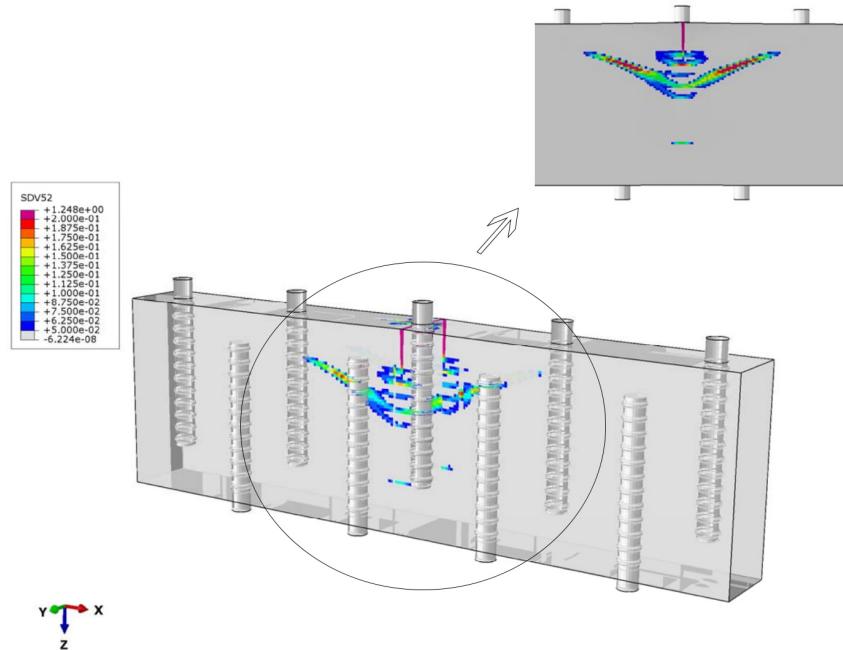


Figure 5.15 – Évolution la fissuration en mm (SDV52) sur un spécimen continu où $l_s = 6 d_b$ et $s = 60$ mm (barre centrale sollicitée)

En définitive, l'ensemble de ces observations ont conduit au choix de la géométrie du spécimen pour l'évaluation des capacités des joints de chevauchements, à savoir un spécimen composé d'une dallette de BO surmontée d'un muret en BFUP dans lequel se retrouve le chevauchement de 7 barres d'armatures 25M dont l'armature centrale est en traction. L'intérêt de disposer des barres dans le muret de BFUP autour de celle en traction réside dans la considération de la perturbation du flux d'écoulement du BFUP lors de la phase de construction des spécimens. Il s'agit certes d'un essai plus encombrant et plus coûteux que ceux réalisés dans le cadre de la campagne réalisée en 2017, mais qui ne nécessite pas de montage expérimental complexe. Une traction directe sera appliquée uniquement sur l'armature centrale du muret à l'aide de la presse *INSTRON* alors que l'ancrage de la dallette sera assuré par 4 tiges filetées, voir Figure 5.16.

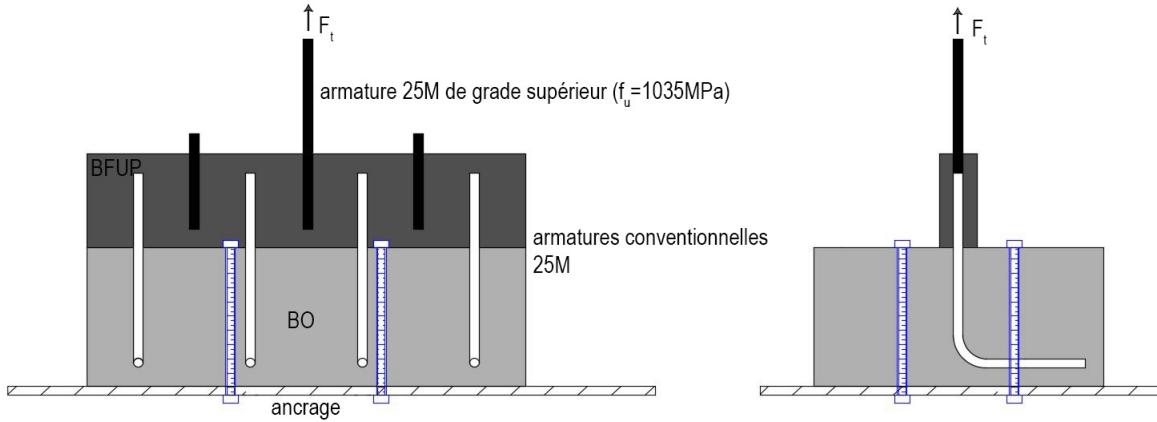


Figure 5.16 – Présentation du concept expérimental d'un joint de chevauchement

5.3.2 Analyse du concept expérimental proposé

Le concept expérimental proposé dans la sous-section précédente a été analysé numériquement de manière à estimer les capacités cibles et les modes de ruine prédominants. Pour ce faire, un joint de chevauchement dont la longueur d'ancrage l_d vaut $6 d_b$ est étudié selon différentes valeurs d'espacement des armatures c_{si} . L'armature centrale du spécimen est soumise à une traction directe tandis que les armatures en attente sont retenues. Les conditions aux frontières aux faces latérales sont conservées telles qu'elles ont été présentées ci-dessus en supposant que l'armature centrale n'est pas impactée par ces conditions aux limites. Les résultats obtenus seront comparés à ceux relevés durant l'analyse paramétrique, où l'ensemble des barres sont soumises à une traction directe. Enfin, l'enrobage transversal des barres reste identique à savoir $c_t = c_b = 1.5d_b$. Les résultats sont présentés à la Figure 5.17.

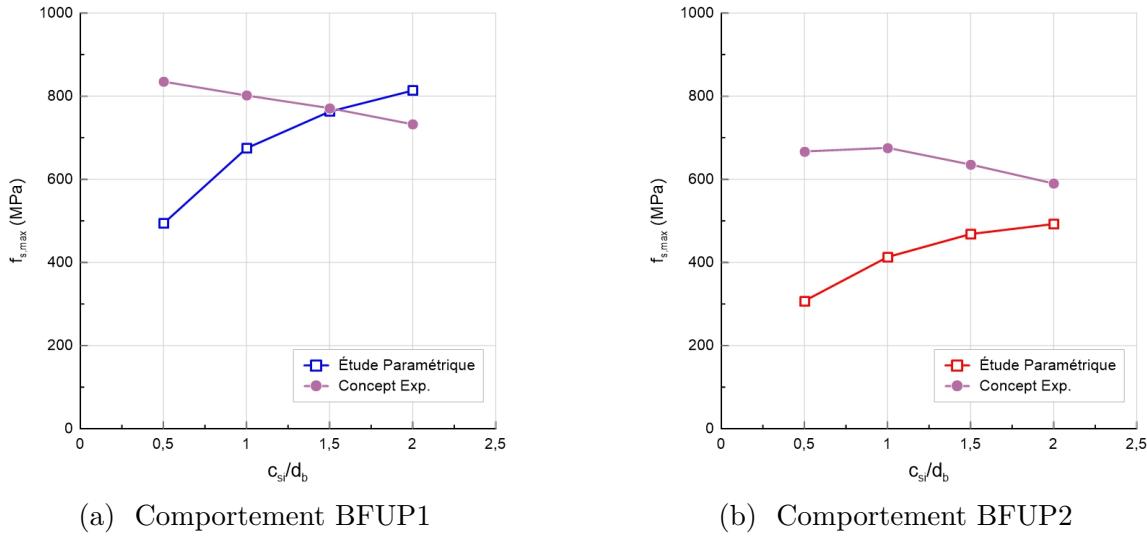


Figure 5.17 – Comparaison des comportements numériques pour $l_d = 6 d_b$

La Figure 5.17 met en évidence deux comportements bien distincts entre l'étude paramétrique réalisée ci-dessus et le concept expérimental à développer. Dans ce dernier cas, l'augmentation de l'espacement c_{si} des armatures entraîne une chute de capacités ultimes. De ce fait, plusieurs commentaires peuvent être mentionnés.

- L'état de contraintes au sein du spécimen où l'ensemble des barres sont soumises à une traction directe n'est pas le même que celui retrouvé lorsque seule l'armature centrale est sollicitée. Dans le premier cas, se retrouve un état de contraintes plus uniforme dû à la sollicitation généralisée et dans le second, se retrouve un champ de contrainte plus élevé dans la zone centrale du joint.
- Pour le spécimen du concept expérimental, l'enrobage transversal (c_t et c_b) restant identique pour chaque essai, le fait d'augmenter l'espacement c_{si} engendre un bras de levier plus important par rapport aux armatures en attente entourant l'armature en traction. De ce fait, lorsque les armatures sont rapprochées le spécimen est plus compact et présente certainement une rigidité plus importante que lorsque $c_{si}/d_b = 2$. Un effet de flexion local doit alors être à l'origine de la chute de capacité lorsque le confinement est augmenté.
- Les modes de ruine obtenus à partir du concept expérimental proposé, voir Figure 5.18, sont principalement par fendage au niveau de l'armature centrale et ce, malgré l'enrobage faible (où $c_{si} = 1.0 d_b$). Ce point va à l'encontre des modes de ruine obtenus et présentés lors de l'étude paramétrique ci-dessus : fissuration dans le plan longitudinal ou aux extrémités non chargées des armatures, lorsque $l_s > l_d$.

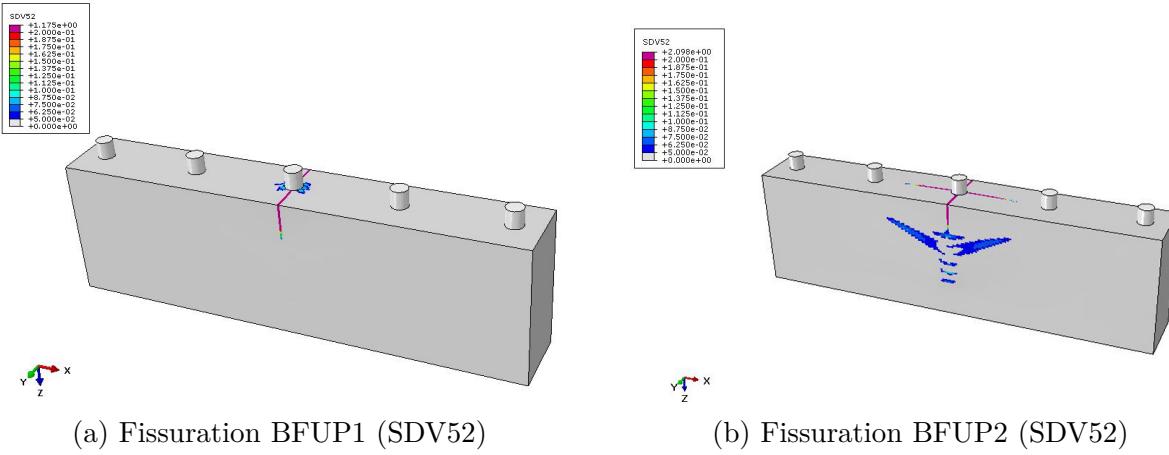


Figure 5.18 – Comparaison des fissurations numériques pour $l_d = 6 d_b$ et $c_{si} = 1.0 d_b$

Ce concept présente de nombreuses limitations quant aux résultats attendus pour la campagne expérimentale à réaliser. L'utilisation d'un montage simplifié pour reproduire les mécanismes d'ancrage est alors limitée, tandis que la configuration idéale serait d'exercer une traction directe sur l'ensemble des armatures. Ce dernier cas s'éloigne cependant de l'objectif de développer un montage simple et accessible à tous. Le concept proposé sera toutefois testé sur quelques spécimens afin de valider les résultats numériques pour deux espacements de barres extrêmes et s'assurer d'un tel comportement.

En définitive, l'ensemble de ces observations ont conduit à la conclusion que la réalisation d'un essai normalisé permettant la caractérisation des performances et des modes de ruine d'un joint de chevauchement en BFUP est une tâche actuellement complexe. Les comportements sont dépendants de nombreux paramètres et la normalisation d'un essai est alors inaccessible à ce stade. Les études paramétriques réalisées ont mis en avant l'influence majeure de certains facteurs (les propriétés mécaniques du matériau, le confinement et les étriers par exemple) et elles permettent ainsi de restreindre l'étendue d'une future campagne expérimentale.

Enfin, il a été montré que la fissuration dans le plan longitudinal des armatures gouverne la fissuration aux extrémités non chargées des barres lorsque $c_{si} < c_t$ et c_b et que l'apparition d'une fissure de fendage nécessite un niveau de chargement plus important que le mode de ruine à l'extrémité des barres lorsque $c_{si} \geq c_t$ et c_b . Le développement d'un modèle de conception accessible à l'industrie pourrait alors être adapté à l'occurrence d'un mode de ruine prépondérant mais pour cela, l'étude de l'effet d'autres facteurs doit être approfondie. L'étude paramétrique numérique doit alors être poursuivie pour étudier l'influence des paramètres sur les comportements d'un joint de chevauchement en BFUP afin d'en déterminer les bornes.

CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

6.1 Rappel des objectifs

Suite aux travaux de recherche concernant le développement d'une méthode de réhabilitation sismique de piles de ponts rectangulaires par chemisage en BFUP, ce projet de maîtrise avait comme objectif ultime de prouver les bienfaits quant à l'utilisation de ce matériau au niveau des connexions entre éléments préfabriqués. Il s'agissait alors de déterminer les paramètres ayant une influence majeure sur les capacités de joints de chevauchement en BFUP afin d'établir des critères de conception efficaces et économiques. L'ensemble des modélisations par éléments finis réalisées sur ABAQUS/*Explicit* à l'aide du modèle constitutif EPM3D, sont issues de fichiers d'entrées en langage de programmation PYTHON qui ont permis la réalisation de l'étude paramétrique finale du projet. Toutefois, le développement du modèle numérique final a nécessité une vérification des hypothèses quant aux conditions aux limites à appliquer et une validation des hypothèses de la liaison armature-béton et de la loi du matériau à considérer.

Pour répondre à ces objectifs, le projet a été décomposé en trois phases distinctes. Tout d'abord, l'étude de l'influence des restreintes latérales sur un modèle numérique de joint de chevauchement a été réalisée de manière à déterminer la géométrie du spécimen pour l'étude paramétrique finale du projet. Par la suite, la validation du modèle numérique développé a été entreprise grâce à une campagne expérimentale, réalisée au laboratoire de Structures de Polytechnique Montréal, portant sur les capacités de différentes configurations de joints de chevauchement en BFUP. Finalement, ces deux précédentes étapes ont permis de réaliser une étude paramétrique numérique des capacités ultimes de joints de chevauchement en BFUP dans l'objectif de répondre aux critères de performance sismique.

6.2 Conclusions du projet de recherche

Les conclusions de ce projet de recherche peuvent être décomposées en trois étapes : l'étude préliminaire pour l'application des conditions aux frontières pour les modélisations des joints de chevauchement, la validation de la méthodologie employée pour la caractérisation de la liaison armature-béton grâce à une campagne expérimentale réalisée sur des joints de chevauchement en BFUP et enfin, l'étude paramétrique finale présentant l'influence des nombreux paramètres sur les capacités de joints de chevauchement en BFUP et qui a permis d'orienter efficacement la phase expérimentale du projet.

6.2.1 Étude de la variabilité des conditions aux frontières applicables aux modèles numériques

Cette étude préliminaire a été effectuée dans le but de déterminer la géométrie du spécimen à considérer pour l'analyse paramétrique finale. Pour ce faire, deux géométries distinctes de modèle ont été considérées : un modèle « réduit » comprenant 3 armatures chevauchées, dans lequel les conditions aux frontières varient (libre ou restreint), et un modèle « continu » composé d'un chevauchement de 9 armatures, dont les résultats obtenus ont été utilisés comme référence. L'influence du procédé d'application de chargement sur les modèles réduits a également été étudiée (1F ou 3F). Les conclusions tirées de cette étude sont doubles.

Influence des conditions aux limites sur les capacités ultimes

- Les modèles où les faces latérales n'ont pas été bloquées (1F_libre et 3F_libre) présentent constamment une capacité ultime bien inférieure à celle du modèle continu de référence. Cette sous-estimation provient de la liberté de rotation du spécimen réduit dès lors que la fissure par fendage s'est propagée. Quel que soit l'espacement des armatures, le modèle 3F_libre présente une répartition de contraintes plus uniforme minimisant ainsi l'effet de flexion du spécimen où seule l'armature centrale est en traction directe.
- Les modèles où les faces latérales sont bloquées (1F_restreint et 3F_restreint) surestiment quant à eux les capacités maximales des joints de chevauchement. Cette surestimation provient du confinement supplémentaire apporté par les restrictions latérales qui permettent d'ailleurs d'uniformiser les contraintes au sein des spécimens. Dans ce dernier cas, l'espacement des armatures a un effet sur les capacités. Plus l'espacement est important, plus l'effet de flexion est prépondérant et notamment pour le modèle 1F_restreint.

Influence des conditions aux limites sur les modes de fissuration

- Le modèle continu présente un mode de ruine dû à une fissuration excessive aux extrémités non chargées des armatures sur les faces supérieure et inférieure du joint de chevauchement. Cette rupture traduit un manque de résistance en traction du BFUP et est prépondérante par rapport à la fissuration par fendage.
- Les modèles sans restriction latérale présentent en tout temps une ruine par fendage. La fissuration par fendage est prépondérante à cause de la liberté de rotation, lors du développement de la fissure, sur les spécimens réduits.

- Les modèles avec restriction latérale présentent un mode de ruine par arrachement du BFUP à l'extrémité chargée de l'armature centrale. Le blocage latéral empêche toute propagation d'une fissure transversale aux armatures conduisant ainsi à l'apparition d'un cône d'arrachement.

Finalement, les modèles réduits étudiés ne permettent pas de reproduire le comportement réel d'un joint de chevauchement en BFUP continu. L'étude paramétrique a donc été menée sur un spécimen représentant une section longue comprenant 9 armatures.

6.2.2 Validation de la méthodologie numérique pour la caractérisation de la liaison armature-béton grâce à une campagne expérimentale

Une campagne expérimentale réalisée sur des joints de chevauchement en BFUP, en traction directe, a été entreprise pour évaluer le comportement de différentes configurations. Cette dernière comprenait 2 spécimens d'ancrage et 4 joints de chevauchement et a été modélisée sur ABAQUS afin de valider la méthodologie employée pour le développement des modèles. Par la suite, une calibration numérique de la loi de traction du BFUP a été entreprise.

Conclusions tirées de la campagne expérimentale

- L'influence de la mise en place du matériau sur la capacité des spécimens lors de leur coulée a été clairement illustrée. Par exemple, le spécimen S2 présentait une géométrie très compacte et des effets de bord importants qui ont considérablement réduit la capacité maximale, tout comme l'influence de la présence de barres près du point d'introduction du BFUP sur la perturbation de l'écoulement et de la performance mécanique a été illustrée par le spécimen S6.
- Le spécimen S6 a démontré une capacité similaire à celles des spécimens d'ancrage (S1 et S2) et nettement meilleure par rapport à S5 (où la configuration de chevauchement est identique). Cet essai met en évidence le gain de résistance obtenue lorsque la liberté de rotation des barres chevauchées suite à l'initiation de la fissure de fendage est restreinte.
- L'importance de prévoir une certaine longueur d'ancrage des armatures afin de maximiser les capacités ultimes du spécimen, cette dernière minimisant également la sensibilité à la flexion du spécimen (S3 et S4).
- Les modes de ruine par fendage traduisent certainement une sous-estimation des capacités ultimes des joints de chevauchement réels et ce, à cause de l'absence de restriction latérale expérimentale.

Comportements illustrés suite aux modélisations par éléments finis

- Les modes de ruine des spécimens observés expérimentalement sont respectés au travers des modélisations numériques et les fissures par fendage sont prépondérantes numériquement.
- Les glissements mesurés analytiquement sont supérieurs à ceux mesurés expérimentalement. Le matériau numérique présente alors une ductilité supérieure au matériau réel.
- La sensibilité de la loi de traction considérée sur le comportement global des spécimens. La dispersion des fibres métalliques demeure un paramètre aléatoire et non contrôlé lors de la mise en place du matériau. Il a alors été considéré plus intéressant de tracer des courbes enveloppes des comportements grâce à deux lois de traction : une favorable et l'autre, défavorable. L'encadrement des valeurs et les tendances pré-pic ont été très significatifs et ont confirmé la robustesse du modèle numérique développé.
- Ce dernier point met en avant l'effet néfaste d'une perturbation du flux de BFUP, lors de la mise en œuvre de spécimens, sur les performances d'une zone d'ancrage. La prédiction d'un comportement réel exact demeure encore une tâche difficile.
- Compte tenu du grand nombre de variables d'entrées de la loi de traction du BFUP (EPM3D), la calibration proposée n'est pas unique mais permet de quantifier la réduction des performances par rapport à la loi obtenue grâce aux essais de caractérisation sur les os.

6.2.3 Résultats de l'étude paramétrique des comportements des joints de chevauchement en BFUP

De manière générale, l'étude paramétrique numérique a mis en évidence l'influence majeure de certains paramètres sur les capacités ultimes et également sur les modes de fissuration des configurations étudiées. Dans l'objectif de développer des concepts pour la reprise de charges sismiques, c'est-à-dire le développement de la pleine capacité des armatures $f_u = 600$ MPa, l'étude paramétrique numérique permet d'estimer quels critères doivent être minimalement respectés.

Les modèles numériques présentant une capacité supérieure à 600 MPa ne présenteront a priori pas de ruine puisqu'en réalité, les armatures atteindront leur rupture à ce niveau de contraintes. Dans cette logique, aucune ruine par perte d'ancrage ne devrait survenir dans le joint de chevauchement en BFUP.

Plus précisément les points suivants sont ressortis.

- La résistance en traction du BFUP employé a un impact significatif sur les capacités ultimes des joints de chevauchement. Le BFUP1 (loi réduite d'un BFUP de 3 à 4%) présente une résistance supérieure à celle dictée par le BFUP2 (loi minimale de caractérisation d'un BFUP).
- L'espacement des armatures plus important permet une meilleure répartition des efforts au sein du matériau et entraîne ainsi une augmentation de capacité ultime.
- L'augmentation de longueur d'ancrage a également un impact non négligeable sur l'amélioration des capacités ultimes.
- Les configurations de joints de chevauchement testées (où $l_s < l_d$ avec $l_e = 2 d_b$) ont exposé un mode de fissuration en diagonal à l'extrémité non chargée des armatures dû aux points singuliers du manque de matériau dès lors que $c_{si} > c_t$ et c_b . Ce mode de ruine ne se retrouve évidemment pas lorsque $l_s = l_d$ avec $l_e = 0$.
- L'ajout d'étriers ne confère pas une résistance plus importante lorsque la fissuration par fendage est prédominante ($l_e = 0$).
- La fissuration dans le plan longitudinal des barres est prépondérante lorsque $c_{si} < c_t$ et c_b et ce phénomène est respecté numériquement.
- Pour la configuration étudiée, la force nécessaire pour développer la fissuration par fendage est plus importante que celle requise pour développer une fissuration aux extrémités non chargées des barres.

Enfin concernant l'approche expérimentale, les remarques suivantes émergent des analyses.

- De nombreuses limites sont à constater pour les essais d'arrachement déjà réalisés pour l'estimation des capacités d'ancrage. Ces limitations peuvent être dues aux conditions aux limites des faces latérales du joint, au champ de contraintes développé au sein du BFUP mais aussi à un mode de ruine différent du comportement attendu.
- Le développement d'un essai unique, simple et normalisé demeure encore une tâche complexe à cause de la variabilité des comportements et des nombreux paramètres impondérables.
- Malgré le manque de représentativité numérique du concept expérimental proposé, par rapport aux comportements observés lors de l'étude paramétrique numérique, quelques essais devraient être réalisés sur un muret de BFUP dans lequel une traction sera appliquée sur l'armature centrale afin de valider les tendances numériques observées et valider les modélisations.

6.3 Recommandations générales pour la réalisation d'essais sur joints de chevauchement en BFUP

Il n'est pas question ici de suggérer une géométrie de joints de chevauchement pour la reprise des charges sismiques mais plutôt d'estimer les valeurs limites des différents paramètres à respecter pour répondre aux critères de performances sismiques, en fonction d'une géométrie de chevauchement au gré du concepteur.

Ces recommandations concernent de ce fait la réalisation d'essais sur joints de chevauchement en BFUP pour l'estimation globale des comportements afin de développer, par la suite, un outil de conception normalisé. Premièrement la réalisation d'essais sur joints de chevauchement nécessite la prise en considération d'une rigidité latérale retrouvée dans une section longue, typique de la base de piles de ponts rectangulaires et de culées. De nombreux essais simplifiés ont déjà été réalisés et présentaient de fait une sous-estimation des capacités réelles. Deuxièmement, l'orientation des fibres métalliques dans le matériau demeure un paramètre aléatoire qui peut avoir un effet néfaste sur le comportement du spécimen. Il n'en demeure pas pertinent d'en rechercher une orientation préférentielle de par les conditions d'application généralement retrouvées sur site. Troisièmement, il faut déterminer quel est l'intérêt de développer le concept expérimental puisque de nombreux paramètres influencent les capacités ou les modes de ruine des spécimens. Il n'est pas évident de représenter des modes de ruine réels en sachant que les tendances observées expérimentalement pourraient être contraires aux comportements réels.

Concernant les recommandations pour le développement du modèle continu de référence, une étude de convergence portant sur le nombre d'armatures à représenter et son influence sur les résultats obtenus, constituerait une vérification majeure sur les considérations d'une section continue typique de la base d'une pile mur ou d'une culée.

6.4 Poursuite des travaux de recherche

La précision de ces modèles numériques permet de quantifier l'influence de certains paramètres sur les capacités réelles de joint de chevauchement en BFUP et il serait impossible de les obtenir à partir d'un modèle à l'échelle structurale. Il n'existe actuellement pas d'équations pour concevoir des zones d'ancrage, l'objectif serait alors de développer des modèles de conception, chacun adapté au mode de ruine prépondérant de la configuration choisie en considérant évidemment plusieurs lois de comportement de BFUP. Les mécanismes de transfert d'efforts étant a priori respectés et validés, l'étude paramétrique des comportements doit être approfondie pour s'orienter vers une généralisation.

Pour la géométrie étudiée dans ce projet, il serait pertinent de poursuivre l'étude paramétrique en proposant une variation de l'enrobage transversal des armatures afin de voir son influence sur les modes de ruines et les limites géométriques les caractérisant. Cette étude pourrait permettre d'évaluer les valeurs minimales et maximales à respecter selon la longueur d'ancrage l_d désirée. Enfin, les paramètres déjà étudiés dans ce projet pourront également être approfondis, par exemple la valeur de confinement latéral c_{si} pourrait être augmentée jusqu'à 3 d_b .

De nombreuses configurations de joints de chevauchement peuvent être entreprises dans la pratique. Il serait alors intéressant, dans des travaux futurs, d'entreprendre une étude paramétrique sur des joints de chevauchement continus où les armatures sont en contact par paire, configuration régulièrement retrouvée à la base des piles de ponts existants. Une étude peut également être engagée sur un chevauchement d'armatures en quinconce dans deux plans longitudinaux distincts. Enfin, l'étude des comportements de ces différentes configurations soumises à une flexion pure, plutôt qu'à une traction directe, pour ainsi comparer les résistances et les modes de ruine obtenus pourrait être une étape pertinente pour l'aboutissement de ce projet.

BIBLIOGRAPHIE

- ABAQUS (2014). *Abaqus v6.14 Analysis User's Guide*. SIMULIA, Dassault Systèmes.
- ACI Committee 408 (2003). Bond and development of straight reinforcing bars in tension (ACI 408R-03). Technical report, American Concrete Institute.
- AFGC (2013). Bétons fibrés à ultra-hautes performances - recommandations. Technical report, Association Française de Génie Civil, Paris, France.
- Ahn, I., Chen, S., & O'Connor, J. (2006). Accelerated bridge pier construction in the u.s. : Seismic implications. In *Structures Congress 2006*, (pp. 1 –10).
- 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.
- Beaurivage, F. (2009). Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception des structures. Master's thesis, École Polytechnique Montréal.
- Ben Ftima, M. (2013). *Utilisation de la méthode des éléments finis non-linéaires pour la conception des structures en béton armé : application aux structures massives*. PhD thesis, École Polytechnique Montréal.
- Boucher-Proulx, G. (2008). Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en brf et en bfup. Master's thesis, École Polytechnique Montréal.
- Bouzaiene, A. H. & Massicotte, B. (1995). Caractérisation et modélisation du comportement non linéaire d'éléments en béton armé et non armé sous sollicitations multi-axiales. Technical Report EPM/GCS-1995-13, École Polytechnique Montréal.
- Braike, S. (2006). Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra-haute performance. Master's thesis, École Polytechnique Montréal.
- Buchi, E. (2013). *Interaction Sol-Structure : calcul des impédances et effets sur les fondations*. INSA Strasbourg, Strasbourg.
- Canbay, E. & Frosch, R. J. (2005). Bond strength of lap-spliced bars. *ACI Structural Journal*, 102(4), 605–614.
- Cox, J. V. & Herrmann, L. R. (1998). Development of a plasticity bond model for steel reinforcement. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 3, 155–180.
- CRSI (2011). Tensile strength of lap splices in reinforced concrete members. Technical Report RN-2011-1, Concrete Reinforcing Steel Institute.

- CSA (1988). *CAN/CSA-S6-88 Design of Highway Bridges*. Toronto : Canadian Standards Association.
- CSA (2000). *CAN/CSA-S6-00 Canadian Highway Bridge Design Code*. Toronto : Canadian Standards Association.
- CSA (2014). *CAN/CSA-S6-14 Canadian Highway Bridge Design Code*. Toronto : Canadian Standards Association.
- CSA (2019). *CAN/CSA-A23.1-19 Concrete materials and methods of concrete construction / Test methods and standard practices for concrete*. Toronto : Canadian Standards Association.
- CSCE (2011). Accelerated bridge construction. Technical Report 28.1, Canadian Society for Civil Engineering.
- Culmo, M. (2009). Connection details for prefabricated bridge elements and systems. Technical Report FHWA-IF-09-010, Federal Highway Administration.
- Dagenais, M. A. (2014). *Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de ponts par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance*. PhD thesis, École Polytechnique Montréal.
- 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., & Tholen, M. L. (1994). Fracture analysis of steel-concrete bond. In *Proceeding US-Europe workshop on fracture and damage in quasibrittle structures*, (pp. 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, 95–107.
- Delsol, S. (2012). Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques. Master's thesis, École Polytechnique Montréal.
- Einea, A., Yamane, T., & Tadros, M. (1995). Grout-filled pipe splices for precast concrete construction. *Precast/Prestr Concrete I Jounal*, 40(1), 82–93.
- Eligehausen, R. (1979). *Übergreifungsstösse zubeanspruchter Rippensäbe mit geraden Stabenden (Lapped splices of ribbed bars with straight ends)*. PhD thesis, Schriftenreihe DAfStb.
- Eligehausen, R., Popov, E. P., & Bertero, V. V. (1983). Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Technical Report UCB/EERC 83-23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Ferguson, P. M. & Briceno, E. (1968). Bond stress development length for a lapped splices in reinforced concrete beams and walls. Technical report, The University of Texas, Progress Summary, Austin, Texas.

- Ferguson, P. M. & Krishnaswamy, C. N. (1971). Tensile lap splices, part 2 : Design recommendations for retaining wall splices and large bar splices. Technical Report 113-3, The University of Texas, Center for Highway Research, Austin, Texas.
- Garneau, J. (2015). Réhabilitation sismique des piles-murs de pont rectangulaires par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance. Master's thesis, École Polytechnique Montréal.
- 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.
- Guénet, T. (2016). *Modélisation du comportement des Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances par la micromécanique : effet de l'orientation des fibres à l'échelle de la structure*. PhD thesis, Université Paris-Est et Université Laval.
- 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., Hout, M., & Jalkh, W. (1995). Local bond stress-slip behavior of reinforcing bars embedded in plain and fiber concrete. *ACI Materials Journal*, 92(4), 343–354.
- Hällmark, R., White, H., & Collin, P. (2012). Prefabricated bridge construction across europe and america. *American Society of Civil Engineers*, 17(3), 82–92.
- Jolicoeur, O. (2016). Efficacité de réhabilitation sismique de piles de pont rectangulaires par chemisage en bfup en considérant la résistance à l'effort tranchant. Master's thesis, École Polytechnique Montréal.
- Khaled, A. (2010). *Comportement des piles de ponts sous l'effet multidirectionnel des mouvements sismiques*. PhD thesis, École Polytechnique Montréal.
- Lagier, F. (2015). *Étude du comportement de chevauchements d'armatures en traction directe dans du béton fibré ultra performant*. PhD thesis, École Polytechnique Montréal.
- Lagier, F. (2017). Campagne exploratoire réalisée sur joints de chevauchement en BFUP4% au laboratoire de Polytechnique Montréal.
- Lagier, F., Massicotte, B., & Charron, J. (2016). 3d nonlinear finite-element modeling of lap splices in uhpfrc. *Journal of Structural Engineering*, 142(11).
- Lettow, S. (2006). *Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße (Bond Element for nonlinear Finite Element Analysis - Application to Lap Splices)*. PhD thesis, Kassel University, Kassel.
- Lukose, K., Gergely, P., & White, R. N. (1982). Behavior of reinforced concrete lapped splices for inelastic cyclic loading. *ACI Journal*, 79(36), 355–365.

- Lutz, L. A. & Gergely, P. (1967). Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. *ACI Journal*, 64(11), 711–721.
- Marleau, B. (2017). Comportement à la fatigue de joints en béton fibré à ultra-hautes performances entre dalles préfabriquées de ponts. Master's thesis, École Polytechnique Montréal.
- Marsh, L., Wernli, M., Garrett, B., Stanton, J., Eberhard, M., & Weinert, M. (2011). Application of accelerated bridge construction connections in moderate-to-high seismic regions. Technical Report 698, National Cooperative Highway Research Program (NCHRP).
- Marsh, M. L. & Stringer, S. J. (2013). Current state of performance-based seismic design of bridges. In *Proceedings of the Seventh National Seismic Conference on Bridges & Highways*.
- Massicotte, B. & Ben Ftima, M. (2015). EPM3D-v3.4 - A usersupplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures. Technical Report SR15-08, Polytechnique Montréal, Montréal.
- Massicotte, B., Forget, M., & Conciatori, D. (2012). Développement de ponts en béton entièrement préfabriqués conception d'un nouveau type de poutres. Technical Report SR12-02, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique Montréal.
- Massicotte, B., Rochon-Massicotte, G., & Conciatori, D. (2011). État des connaissances sur la préfabrication des ponts en béton. Technical Report SR10-09, Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique Montréal.
- Moehle, J. & Deierlein, G. G. (2004). A framework methodology for performance-based earthquake engineering. In *Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering*.
- MTMDET Québec (2014). *Bilan de l'état des structures du réseau routier supérieur québécois*. Ministère des Transports, de la Mobilité Durable et de l'Électrification des Transports, Québec.
- Naaman, A. E. (2003). Engineered steel fibers with optimal properties for reinforcement of cement composites. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 1(3), 241–252.
- Ou, Y., Chiewanichakorn, M., Ahn, I., Aref, A., Chen, S., Filiatrault, A., & Lee, G. (2006). Cyclic performance of precast concrete segmental bridge columns : Simplified analytical and finite element studies. *Transportation Research Record*, 66–74.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. New York : Wiley.
- Redaelli, D. (2009). *Comportement et modélisation des éléments de structure en béton fibré à ultra-hautes performances avec armatures passives*. PhD thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

- 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.
- Sagan, V. E., Gergely, P., & White, R. N. (1991). Behavior and design of noncontact lap splices subjected to repeated inelastic tensile loading. *ACI Structural Journal*, 88(4), 420–431.
- Smith, J. (2017). Renforcement sismique de piles de pont trapues par chemisage en béton fibré à ultra-hautes performances. Master's thesis, École Polytechnique Montréal.
- Spieth, H. A. (2002). *Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben*. PhD thesis, Fakultät Bauingenieur und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart.
- Tepfers, R. (1973). *A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars*. PhD thesis, Chalmers University of Technology.
- Tremblay, V. (2016). Comportement en flexion de joints en bfbu entre dalles préfabriquées dans l'axe des poutres. Master's thesis, École Polytechnique Montréal.
- Yan, Q., Chen, T., & Xie, Z. (2017). Seismic experimental study on a precast concrete beam-column connection with grout sleeves. *Engineering Structures*, 155, 330–344.
- Yuan, J. & Graybeal, B. (2014). Bond behavior of reinforcing steel in ultra-high performance concrete. Technical Report FHWA-HRT-14-090, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Yuan, J. & Graybeal, B. (2015). Bond of reinforcement in ultra-high-performance concrete. *ACI Structural Journal*, 112(6), 851–860.

ANNEXE A DIMENSIONNEMENT DE LA ZONE DE ROTULE PLASTIQUE À LA BASE D'UNE PILE DE PONT

L'étape préliminaire au développement du modèle numérique de l'ancrage consistait en l'estimation de la demande en ductilité d'une zone de rotule plastique d'un ouvrage type pour différentes zones sismiques.

L'ouvrage étudié dans cette section est un pont principal (*major-route bridge*) droit constitué de 2 travées de 40m. L'objectif est d'optimiser la conception sismique de la pile, située au centre du tablier, pour la région de Montréal (Québec).

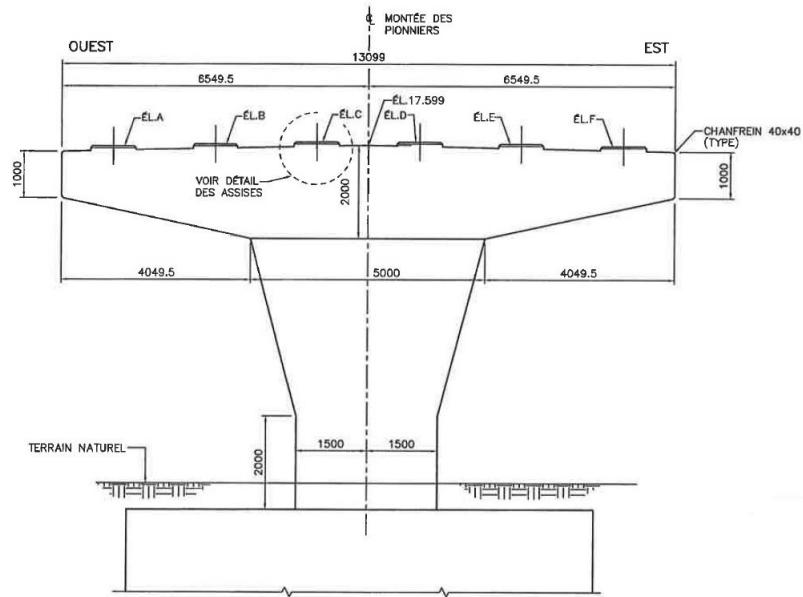


Figure A.1 – Dimensionnement actuel de la pile de l'ouvrage choisi à Lachenaie, (MTMDET, 2005)

Les calculs présentés sont exécutés selon la norme CSA S6-14 pour un sol de catégorie C. Les coefficients de modification de réponse R [Table 4.17] pour un poteau simple en béton armé ductile, seront pris égaux à 4 dans les 2 directions.

Trois périodes de retour ont été considérées pour la détermination des spectres de dimensionnement : 2%, 5% et 10%. Le CNBC 2015 donne les valeurs d'accélérations spectrales de calcul $S_a(T)$ permettant de déduire le spectre de calcul $S(T)$ en se référant aux indications de l'article [4.4.3.4].

Tableau A.1 – Accélérations spectrales de calcul (CNBC 2015)

	T (s)	0	0.2	0.5	1	2	5	10
$S(T)$	10 %	0.206	0.206	0.107	0.052	0.024	0.0055	0.0021
	5 %	0.339	0.339	0.175	0.084	0.038	0.0095	0.0036
	2 %	0.595	0.595	0.31	0.148	0.068	0.018	0.0061

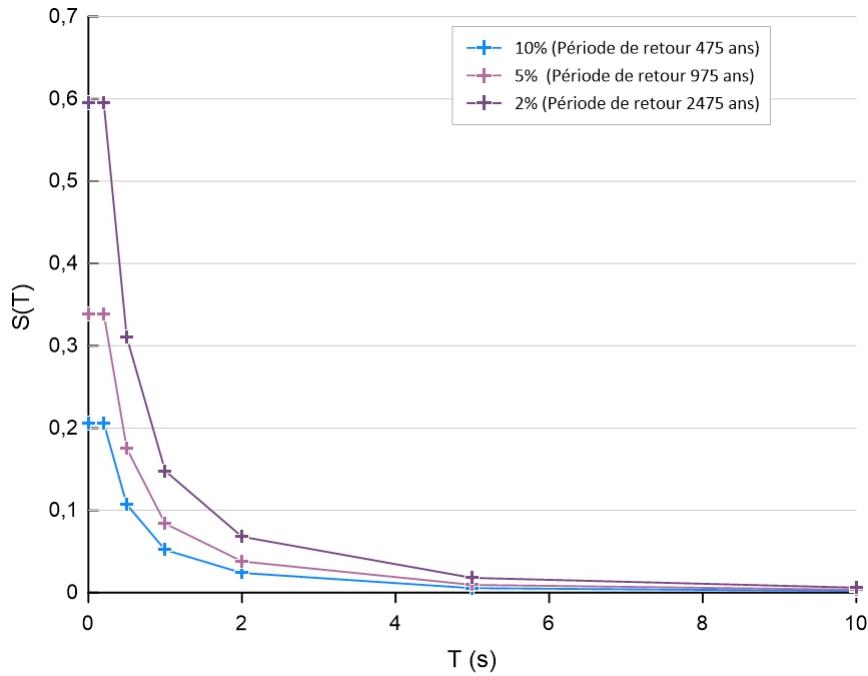


Figure A.2 – Spectre de dimensionnement pour Montréal

L'analyse de l'ouvrage existant pour déterminer sa demande en ductilité a été réalisé à l'aide du logiciel SAP2000. Le tablier est composé d'une dalle de 13.2m x 0.22m et de 6 poutres NEBT1600 espacées à 2.15 m. Le poids du pont est repris transversalement par les 3 appuis et uniquement par la pile dans la direction longitudinale. La rotation autour de l'axe longitudinal est bloquée et une liaison rotulée à l'extrémité de la pile est intégrée. L'inertie fissurée de la pile a été prise en compte dans les calculs.

Pour tenir compte de la pénétration de la rotule plastique dans la semelle, la pile dans le modèle numérique est prolongée sur une longueur de $0.022 \cdot f_y \cdot d_{bl} = 0.396$ m, selon des prescriptions de Priestley et al. (1996).

Le sol est représenté par 2 ressorts suivant les directions longitudinale et transversale. La méthode de Newmark-Rosenblueth a été utilisée pour déterminer leurs rigidités k en fonction des paramètres du sol et de la semelle de fondation. Le module de cisaillement dynamique du sol G est donné par l'équation A.1 et les rigidités k , par l'équation A.2.

$$G = \bar{V}_s \cdot \rho = 627.2 \text{ MPa} \quad (\text{A.1})$$

où \bar{V}_s : Vitesse moyenne de l'onde de cisaillement, vaut 560 m/s [art. 4.4.3.2, Table 4.1]

ρ : Masse volumique du sol, fixée à 2 t/m^3

$$k_\Phi = \frac{G}{1 - \nu} \cdot \beta_\Phi \cdot a^2 \cdot b \quad (\text{A.2})$$

où a : Dimension de la semelle parallèle à la direction du séisme

b : Dimension de la semelle perpendiculaire à la direction du séisme

ν : Coefficient de poisson, fixé à 0.3

β_Φ : Donné par l'abaque des coefficients de Newmark (Figure A.3)

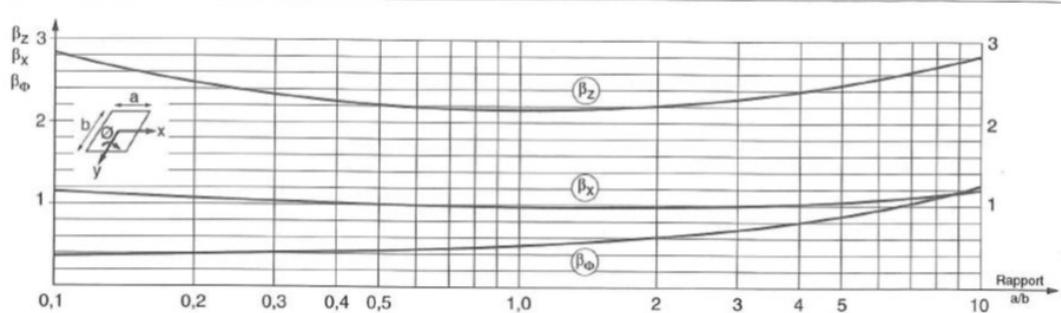


Figure A.3 – Abaque des coefficients de Newmark (Buchi, 2013)

Finalement pour la direction longitudinale $k_{\Phi 1} = 202\ 000 \text{ MN.m}$ et $k_{\Phi 2} = 338\ 700 \text{ MN.m}$ pour la direction transversale.

Une fois que la structure est modélisée, il faut obtenir une première estimation des efforts sismiques et du comportement global de celle-ci. Pour ce faire, l'Analyse Statique Élastique (ASE) est réalisée, méthode communément appelée « Méthode la Charge Uniforme ». Les résultats de cette analyse sont présentés dans le Tableau A.2 ci-dessous.

Tableau A.2 – Résultats de l'ASE

Périodes naturelles de l'ouvrage

Direction	k (kN/m)	T (s)
Transversale	629 921	0.314
Longitudinale	32 284	1.388

Accélérations $S(T)$ de l'ouvrage

	10%	5%	2%
$S(T_T)$	0.168	0.277	0.487
$S(T_L)$	0.041	0.066	0.117

Forces sismiques calculées selon l'article [4.4.7.4]

	10%	5%	2%
V_T (kN/m)	32.5	53.4	94.0
V_L (kN)	635.6	1 022.1	1 807.1

Réactions dans l'ouvrage dans les 2 directions

	Transversales			Longitudinales		
	10%	5%	2%	10%	5%	2%
Culée 1	714	1 174	2 065	0	0	0
Pile	1 172	1 925	3 389	636	1 022	1 807
Culée 2	714	1 174	2 066	0	0	0

Efforts sismiques dans les 2 directions

	Transversales			Longitudinales		
	10%	5%	2%	10%	5%	2%
V (kN)	293	481	847	159	256	452
M (kN.m)	2 692	4 422	7 784	1 271	2 044	3 614

Les diagrammes d'interaction, voir Tableau A.3, fournissent en parallèle les résistances de la colonne étudiée, en supposant $P_r = P_f$:

Tableau A.3 – Résistances de la colonne

	Transversale	Longitudinale
M_r (kN.m)	46 693	19 168
M_n (kN.m)	61 610	24 506
M_p (kN.m)	80 093	31 858

Tableau A.4 – Détermination des efforts sismiques (ASE)

Combinaison des efforts sismiques selon l'article [4.4.9.2]

	100% Trans. + 30% Long.			30% Trans. + 100% Long.		
	10%	5%	2%	10%	5%	2%
M_{trans} (kN.m)	2 692	4 422	7 784	807	1 327	2 335
M_{long} (kN.m)	381	613	71 084	1 271	2 044	3 614
$\Sigma M/M_n$	0.059	0.097	0.171	0.065	0.105	0.185

Détermination des efforts tranchants avec $\beta = 0.10$ et $\theta = 45^\circ$

	Transversale			Longitudinale		
	10%	5%	2%	10%	5%	2%
$V_{élastique}$ (kN)	1 172	1 925	3 389	636	1 022	1 807
$V_{probable}$ (kN)	-	-	8 716	-	-	3 982
V/V_n	-	-	0.44	-	-	0.21

L'analyse ASE, simplificatrice et conservatrice, n'est pas suffisante pour satisfaire aux exigences du CSA S6-14 pour la catégorie de pont principal. L'analyse dynamique élastique (ADE) est par la suite réalisée.

L'ADE a également été appliquée aux dimensions réelles du pont présentées ci-dessus. Les spectres de calculs ont été combinés dans les 2 directions X et Y telles les exigences de l'article [4.4.9.2] et la composante verticale a été prise en compte en considérant 2/3 du spectre d'accélération horizontal.

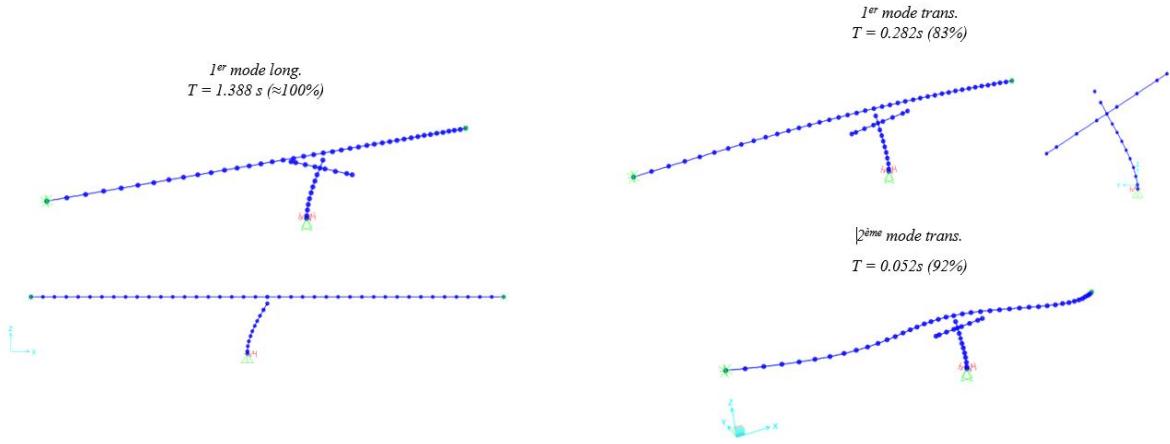


Figure A.4 – Analyse modale de l'ouvrage

Le tableau ci-dessous présente la comparaison entre méthode de l'ASE et de l'ADE. La différence des résultats dans la direction transversale provient du ratio de masse participante qui n'atteint pas 100% dans l'analyse transversale.

	Modèle SAP	Charge uniforme	Erreur (%)
$T_{transversale}$	0.282	0.314	11.4
$T_{longitudinale}$	1.388	1.388	0

L'article [4.4.4] permet de déterminer la catégorie de performance sismique du pont grâce à l'accélération spectrale $S(T)$ pour une période de retour de 2475 ans (2%). Transversalement, $T_a = 0.282 \text{ s} < 0.5 \text{ s}$ et $S(0.2) = 0.595 > 0.35$, la catégorie de performance sismique est 3. Longitudinalement, $T_a = 1.388 \text{ s} > 0.5 \text{ s}$ et $0.10 < S(1.0) = 0.148 < 0.30$ donne une catégorie 2. En bref, la catégorie retenue pour la conception finale est 3. Ainsi, les Tables [4.11 à 4.13] indiquent quelles analyses doivent être au minimum réalisées pour cette catégorie. L'Analyse Dynamique Élastique (ADE) est exigée au minimum pour un pont principal régulier de catégorie sismique 3 pour des probabilités de dépassement de 2% et 5% en 50 ans. L'Analyse Statique Élastique (ASE) doit être réalisée pour la probabilité de dépassement de 10% en 50 ans.

Les clauses de l'article [4.7.5] doivent alors être vérifiées.

- Le rapport de l'aire de l'armature longitudinale sur l'aire brute de la section doit être comprise entre 0.008 et 0.06. Pour la structure étudiée, le rapport $A_s/A_g = 0.025$. De plus, l'espacement des armatures longitudinales doit être inférieure à 200mm et vaut ici 138mm.

- La norme exige de prendre pour la longueur de la rotule plastique le maximum entre la dimension transversale maximale de la pile, un sixième de la hauteur libre du poteau et 450mm. La longueur est prise égale à 1200mm, ce qui correspond à la plus petite dimension transversale du poteau tel que le préconise Khaled (2010).
- L'espacement des armatures transversales dans la zone de rotule plastique est limité à la valeur minimale entre 0.25 fois la dimension transversale minimale du poteau, 6 fois le diamètre des barres longitudinales et 150mm, soit dans ce cas 150mm. Cet article est respecté dans la conception.
- L'espacement des armatures transversales en dehors de la zone de rotule plastique est prise comme la valeur minimale entre 16 fois le diamètre des barres longitudinales, la dimension transversale minimale du poteau et 300mm. Les armatures transversales sont espacées de 300mm dans la colonne hors zone de rotule plastique, cet article est également respecté.

Pour dimensionner la zone de rotule plastique, les efforts obtenus à partir de l'ADE ont été relevés à l'interface colonne/semelle. Les déplacements au sommet de la colonne ont aussi été mesurés et notamment ceux dans la direction longitudinale X pour satisfaire aux critères du joint à garniture, limités à 100mm (allongement ou raccourcissement) pour une période de retour de 475 ans. Les efforts sont calculés en tenant compte du facteur de modification de réponse R pour chaque direction, tandis que les déplacements ne tiennent pas compte de ce coefficient.

Tableau A.5 – Détermination des efforts sismiques et des déplacements (ADE)

Combinaison des spectres	F_x	F_y	$F_{z,max}$	$F_{z,min}$	M_x	M_y	M_z
-	(kN)				(kN.m)		
2% D+0.3 SPX+SPY+SPZ	135	466	11 922	7 378	4 236	1 097	0
2% D+SPX+0.3 SPY+SPZ	451	466	11 922	7 378	1 271	3 656	0

Combinaison des spectres	U_x	U_y	U_z
-	(mm)		
10% D+0.3 SPX+SPY+SPZ	5.90	3.82	-0.492
10% D+ SPX+0.3 SPY+SPZ	19.67	1.15	-0.492

Le dimensionnement de la zone de rotule plastique se fera en comparaison à la résistance pondérée M_r . La colonne telle que décrite ci-dessus est suffisante pour la reprise des efforts mais ne permet pas de développer une rotule plastique. Les moments élastiques $M_e = R \cdot M_y$ sont inférieurs aux moments nominaux M_n . Pour les deux directions, les rapports M_e/M_n sont égaux à 0.28 (transversalement) et 0.60 (longitudinalement). L'objectif est alors d'optimiser cette conception pour obtenir un comportement ductile.

Les dimensions initiales ont premièrement été conservées et les armatures ont été diminuées en taille et en nombre de telle sorte à respecter les exigences du code CSA S6. Pour $A_s/A_g = 0.81\%$ et des armatures 25M, la section reste dans le domaine élastique. Les dimensions transversales de la pile ont alors été réduites à une section de 1000 mm par 2000 mm, rendant la colonne plus flexible qu'auparavant. L'analyse modale donne un premier mode longitudinal avec une période $T_{L1} = 2.72$ s et une masse participante d'environ 100% et les deux premiers modes transversaux où $T_{T1} = 0.33$ s (82%) et $T_{T2} = 0.05$ s (91%) respectivement.

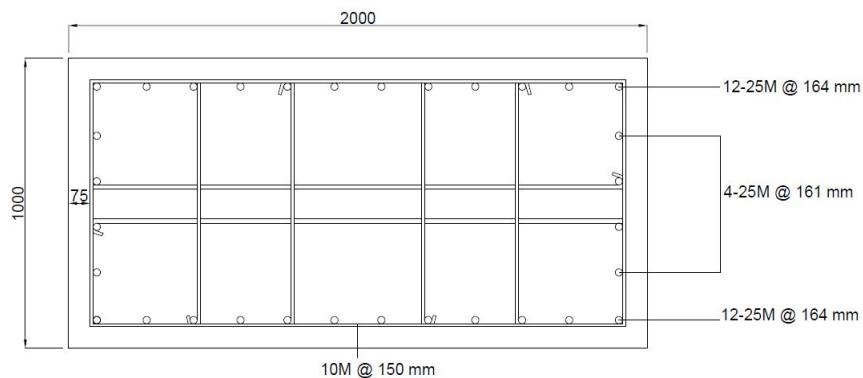


Figure A.5 – Dimensionnement optimisé de la zone de rotule plastique pour Montréal

Cette nouvelle conception doit permettre de respecter les clauses de l'article [4.7.2] :

- le rapport de l'aire des armatures longitudinales sur l'aire brute est égal à 0.8% ;
- l'espacement des armatures longitudinales maximal vaut 136mm < 200mm ;
- les armatures transversales dans la zone de rotule plastique sont espacées à 150 mm ;
- les armatures transversales hors zone de rotule plastique sont espacées à 300mm.

Tableau A.6 – Détermination des efforts sismiques et des déplacements de la section optimisée (ADE)

Combinaison des spectres	F_x	F_y	$F_{z,max}$	$F_{z,min}$	M_x	M_y	M_z
-				(kN)			(kN.m)
2% D+0.3 SPX+SPY+SPZ	64.9	126.0	11 938	7 356	1 102	526	0
2% D+SPX+0.3 SPY+SPZ	216	37.8	11 938	7 356	331	1 752	0

Combinaison des spectres	U_x	U_y	U_z
-			(mm)
10% D+0.3 SPX+SPY+SPZ	2.69	1.23	-1.15
10% D+ SPX+0.3 SPY+SPZ	8.98	0.37	-1.15

La résistance de la colonne pour une charge verticale de $F_{z,min}$ égale à 7 356 kN est présentée dans le Tableau A.7 ci-dessous. Il est à noter que la structure est considérée ductile dès lors que $V_e > V_n$, avec $V_e = M_e/h$.

Tableau A.7 – Résistance de la colonne sous $F_{z,min}$

	Transversale	Longitudinale
M_r (kN.m)	10 777	5 373
M_n (kN.m)	13 022	6 382
M_p (kN.m)	16 928	8 296

	Transversale	Longitudinale
V_y (kN)	138	219
V_n (kN)	1 623	798
V_p (kN)	2 116	1 037
V_e (kN)	551	876

La résistance de la colonne en flexion bi-axiale est adéquate si (article [8.8.5.5]) :

$$\frac{M_x}{M_{r,x}} + \frac{M_y}{M_{r,y}} = 0.43 < 1.0 \quad (\text{A.3})$$

Enfin concernant la résistance au cisaillement de la zone de rotule plastique, les armatures transversales doivent être dimensionnées avec la valeur minimale entre V_e et V_p pour éviter une plastification en cisaillement. Selon l'article [8.9.3.4], la résistance au cisaillement apportée par le béton V_c est donnée par :

$$V_c = \beta \cdot \phi_c \cdot f_{cr} \cdot b_w \cdot d_v \quad (\text{A.4})$$

où β : coefficient de résistance au cisaillement du béton fissuré ;

ϕ_c : coefficient de pondération du béton ;

$f_{cr} = 0.4 \cdot \sqrt{f'_c} = 0.4 \cdot \sqrt{50} = 2.83$ MPa < 3.2 MPa, résistance à la fissuration du béton ;

b_w : largeur effective en cisaillement de la section, mm ;

d_v : profondeur effective en cisaillement, mm.

L'article [8.9.3.5] donne la valeur de la résistance au cisaillement procurée par l'armature de cisaillement, à savoir :

$$V_s = \frac{\phi_s \cdot f_y \cdot A_v \cdot d_v \cdot \cot \theta}{s} \quad (\text{A.5})$$

où ϕ_s : coefficient de pondération de l'acier ;

f_y : limite élastique de l'acier d'armature, MPa ;

A_v : l'aire de l'armature transversale perpendiculaire à la direction étudiée, mm² ;

d_v : hauteur effective de cisaillement, mm ;

θ : angle d'inclinaison des fissures de cisaillement ;

s : espacement des étriers dans la zone de rotule plastique, mm.

En conclusion, la résistance au cisaillement de la zone de rotule plastique est définie dans le Tableau A.8 ci-dessous.

Tableau A.8 – Résistance en cisaillement à la base de la colonne

	Transversale	Longitudinale
V_c (kN)	955	955
V_s (kN)	1 728	1 296
V_r (kN)	2 683	2 251

En s'assurant que $V_r < V_{r,max}$ (article [8.9.3.3]) et $A_v > A_{v,min}$ avec :

$$V_{r,max} = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d_v \quad (\text{A.6})$$

$$A_{v,min} = \frac{0.15 \cdot f_{cr} \cdot b_v \cdot s}{f_y} \quad (\text{A.7})$$

Finalement $V_{r,max}$ est égale à 16 785 kN, qui est bien supérieure à V_r dans les deux directions. Et où transversalement $A_{v,min,t} = 159 \text{ mm}^2$ et longitudinalement, $A_{v,min,l} = 318 \text{ mm}^2$.