

Caractérisation et utilisation des bétons fibrés à ultra-hautes performances pour des applications structurelles

Pierre Marchand

▶ To cite this version:

Pierre Marchand. Caractérisation et utilisation des bétons fibrés à ultra-hautes performances pour des applications structurelles. Génie civil. Université Paris-Est, 2019. Français. NNT: . tel-02922303

HAL Id: tel-02922303 https://theses.hal.science/tel-02922303

Submitted on 26 Aug 2020

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers. L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Thèse présentée pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Génie Civil

par

Pierre Marchand

École Doctorale : Sciences, Ingénierie et Environnement

Caractérisation et utilisation des BFUP pour des applications structurelles

Thèse soutenue le 19 novembre 2019 devant le jury composé de :

M. Robert LE ROY	Professeur, ENSAPM	Président du jury
Mme Nathalie Roy	Professeure, Université de Sherbrooke	Rapporteur
M. Eugen Brühwiler	Professeur, EPFL	Rapporteur
M. Marco Di Prisco	Professeur, Politecnico di Milano	Examinateur
M. Jacques Resplendino	Ingénieur, Bouygues Travaux Publics - MC	Examinateur
M. François TOUTLEMONDE	IGPEF, IFSTTAR	Directeur de thèse
M. Alain Simon	Ingénieur, EIFFAGE Génie Civil - AEVIA	Invité
M. Dominique Corvez	Ingénieur, EIFFAGE Génie Civil - AEVIA	Invité



Résumé

Les travaux présentés dans cette thèse portent sur plusieurs aspects des recherches réalisées par l'auteur sur les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP). Sont ainsi détaillés les travaux sur :

- la caractérisation du comportement en traction des BFUP;
- la détermination de l'adhérence du BFUP avec des armatures passives;
- l'étude du comportement sous sollicitations sismiques de poteaux en BFUP armé ou de poteaux en béton armé renforcés par un chemisage en BFUP;
- la prévision de la fissuration de structures en BFUP armé.

Ces travaux réalisés dans le cadre de la révision des recommandations AFGC sur les BFUP de 2013 et dans le cadre du projet de recherche partenariale Badifops entre 2011 et 2015 ont servi à l'élaboration des normes françaises NF P18-470 et NF P18-710 sur la spécification et le calcul des ouvrages en BFUP.

Le mémoire détaille ces expérimentations, leur interprétation et les perspectives d'investigations complémentaires.

Mots-clés

Caractérisation, structure, BFUP, matériau, flexion, adhérence, ductilité, fissuration, essais.

Abstract

The works presented in this thesis deal with several aspects of the research carried out by the author about ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHPFRC). The following subjects are detailed :

- the characterization of the tensile behaviour of UHPFRC;
- the determination of the bond between UHPFRC and steel rebars;
- the behaviour of reinforced UHPFRC columns or ordinary reinforced concrete columns strengthened with a UHPFRC jacket;
- the prevision of the cracking of structures made of UHPFRC with steel rebars.

These works have been carried out in the frame of the revision of the AFGC recommendations on UHPFRC (2013) and in the frame of the joint research project Badifops (2011-2015). They have been used to elaborate the new French standards about UHPFRC specification and structural design (NF P18-470 and NF P18-710).

This thesis details the experiments, their interpretation and the perspectives and proposes some suggestions for further investigations.

Key words

Characterization, structure, UHPFRC, UHPC, material, bending, bond, ductility, cracking, tests.

Remerciements

Je tiens à remercier les personnes suivantes :

- François Toutlemonde, qui a accepté d'être mon directeur de thèse. Après m'avoir recruté en 2009 pour prendre la direction de la section gérant la dalle d'essais, il a durant toutes ces années toujours été présent pour me prodiguer de précieux conseils, tant sur les plans scientifiques et techniques que pour la gestion de l'unité;
- Florent Baby, qui m'a donné envie de venir au LCPC en 2009 au travers des expérimentations de sa thèse et avec lequel j'ai toujours pris beaucoup de plaisir à échanger sur les sujets scientifiques en cours;
- Aghiad Khadour, qui s'est impliqué dans de nombreux essais présentés ici et qui nous a fait bénéficier de son expertise dans l'instrumentation par fibres optiques;
- les membres de l'équipe technique de l'unité, notamment Joël Billo, Marc Estivin, Romain Lapeyrère, Lénaïc Baron et Jean-Claude Renaud qui se sont beaucoup investis dans la préparation des corps d'épreuve, de leur instrumentation (notamment le travail d'orfèvre qu'a constitué le collage des fibres optiques) et dans la réalisation des essais;
- les collègues du CSTB, partenaires du projet Badifops¹, qui ont réalisé les coulages et la moitié des essais, dans le contexte du déménagement de l'IFSTTAR qui nous a laissés sans moyens d'essais pendant deux ans, en particulier Philippe Rivillon, Julien Cordier et Thomas Battesti;
- les collègues d'Eiffage et du Cerema, partenaires dans le projet Badifops, notamment Alain Simon, Grégory Généreux et Jean-Paul Deveaud;
- Benjamin Terrade pour le gros coup de main sur les affaires en cours;
- Anne-Sophie Colas pour son aide pour apprivoiser LATEX;
- Boumediene Nedjar, mon voisin de bureau depuis presque deux ans, pour sa gentillesse, les discussions sur des sujets scientifiques, et les nombreux conseils pour la publication d'articles et la rédaction de la thèse.

Je voudrais également remercier la direction du laboratoire EMGCU dont je fais partie depuis 2018, Pierre Argoul, Renaud-Pierre Martin et André Orcési ainsi que les direc-

^{1.} projet soutenu par l'Etat dans le cadre du programme de recherche « concevoir et construire pour le développement durable » (C2D2) géré par la mission Génie civil et construction du Ministère en charge du développement durable, convention numéro 10 MGC S010 (2010-2015)

teurs de département qui ont été mes supérieurs hiérarchiques directs au cours de toutes ces années, à savoir Bruno Godart et Thierry Kretz, pour m'avoir encouragé dans cette démarche de thèse.

Enfin, je tiens à remercier Clara, ma compagne, qui m'a encouragé et soutenu pendant la phase de rédaction de ce manuscrit.

Sommaire

Sy	mbo	\mathbf{les}		11
In	trod	uction		15
1	Car	actéris	ation des BFUP en traction	19
	1.1	Déterr	nination de la limite d'élasticité en traction	21
		1.1.1	Méthode visuelle	21
		1.1.2	Méthodes automatisées	23
		1.1.3	Correction pour prise en compte d'un effet d'échelle	26
	1.2	Analys	se inverse - flexion 3 points	28
		1.2.1	Principales équations	28
		1.2.2	Principes de l'analyse inverse	31
		1.2.3	Etude de sensibilité de l'analyse inverse	34
		1.2.4	Comparaison avec d'autres types d'analyse inverse	40
	1.3	Analys	se inverse - flexion 4 points	42
		1.3.1	Analyse inverse à partir de la loi Moment-flèche	44
		1.3.2	Analyse inverse à partir de la loi Moment-déformation	47
		1.3.3	Discussion - comparaison avec d'autres méthodes	47
		1.3.4	Réflexion sur la prise en compte de la déformation par cisaillement	
			dans les prismes	59
	1.4	Conclu	sions sur la caractérisation	60
2	Lois	d'adh	érence aciers passifs-BFUP	63
	2.1	Etat d	le l'art	64
	2.2	Descri	ption des essais d'arrachement	65
		2.2.1	Configurations d'essai	65
		2.2.2	Matériaux utilisés	66
		2.2.3	Protocole de chargement	70
		2.2.4	Instrumentation utilisée	70
	2.3	Résult	ats des essais d'arrachement	73
		2.3.1	Etude de l'influence de l'enrobage	76

		2.3.2	Allure des courbes de déformation mesurées le long des armatures
		000	ancrees
		∠.ə.ə Э.э.4	Lei legele controinte discoment
		2.3.4 9.2 5	Comparaison des lois obtenues avec colles proposées par la Code
		2.5.0	Modèle <i>fb</i> [86]
	24	Conch	$\begin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$
	2.4	Concie	
3	Essa	ais sur	poteaux 89
	3.1	Introd	uction - Etat de l'art \ldots 89
	3.2	Corps	d'épreuve
		3.2.1	Grands poteaux en béton ordinaire avec chemisage BFUP 93
		3.2.2	Petits poteaux tout BFUP faiblement armés et poteau témoin 97
		3.2.3	Caractéristiques mécaniques des matériaux
	3.3	Monta	ge et protocole d'essais
	3.4	Correc	etion du moment $\ldots \ldots \ldots$
	3.5	Résult	ats des essais sur les grands poteaux
		3.5.1	Courbes Moment-Flèche
		3.5.2	Enseignements apportés par les fibres optiques
		3.5.3	Energie dissipée
		3.5.4	Analyse et discussion
	3.6	Résult	ats des essais sur les petits poteaux
		3.6.1	Courbes moment-flèche
		3.6.2	Mécanisme de rupture et moments maximaux obtenus expérimen-
			talement
		3.6.3	Obtention des moments maximaux théoriques
		3.6.4	Dissipation d'énergie
		3.6.5	Ductilité
		3.6.6	Estimation des ouvertures de fissure
		3.6.7	Analyse et discussion
	3.7	Conclu	sions sur les essais de poteaux
4	Fiss	uratio	n 133
-	4.1	Etat d	l'art
		4.1.1	Modélisations disponibles dans la littérature
		4.1.2	Travaux de Redaelli [73]
		4.1.3	Codes de calcul
	4.2	Propos	sition d'un modèle de fissuration d'un tirant
		4.2.1	Obtention de l'équation différentielle principale 141
		4.2.2	Obtention du demi-espacement fonction des conditions initiales $\varepsilon_{-}(0)$
		1.2.2	et $\varepsilon_c(0)$ 144
			St S ₈ (0)

SOMMAIRE

		4.2.3	Hypothèses sur le comportement du BFUP pour de très faibles ou-	145
		4.2.4	Obtention du demi-espacement fonction des conditions initiales $\varepsilon_c(0)$ ot $\varepsilon_c(0)$	140
		4.2.5	Prise en compte du retrait et du fluage \ldots	$140 \\ 148$
	4.3	Campa	agne expérimentale sur tirants en BFUP armés	152
		4.3.1	Description des corps d'épreuve	152
		4.3.2	Principaux résultats	154
		4.3.3	Profils de déformation des aciers	156
	4.4	Compa	araison entre résultats expérimentaux et modèle	162
		4.4.1	Limite élastique ou apparition de la fissuration	162
		4.4.2	Effort maximum	163
		4.4.3	Mécanisme de fissuration	163
	4.5	Compa	araison avec les codes de calcul existants	170
		4.5.1	Code Modèle fib	170
		4.5.2	Norme NF P18-710 [10]	171
	4.6	Conclu	usions sur la fissuration	172
Co	onclu	ision		175
Bi	bliog	graphie	<u>)</u>	187
Aı	nnex	es		187
\mathbf{A}	Ligi	nes de	code	189
	A.1	Code	pour rechercher la limite élastique	189
	A.2	Code a	analyse inverse - flex 3 points	192
	A.3	Code a	analyse inverse - flex 4 points - fleche	197
	A.4	Code a	analyse inverse - flex 4 points - defo	204
в	Cal	cul des	s efforts sur les poteaux	211
	B.1	Calcul	des limites élastiques	211
		B.1.1	Petits poteaux tout BFUP	211
		B.1.2	Petit poteau témoin en béton ordinaire	212
		B.1.3	Grands poteaux	212
\mathbf{C}	Rés	ultats	des essais de poteaux	215

SOMMAIRE

Symboles

α	Rapport entre hauteur fissurée et hauteur totale dans
	une section fléchie
γ	Coefficient décrivant l'effet d'échelle sur $f_{ct,el}$
χ	Courbure
χ_e	Courbure élastique dans le prisme
χ_m	Courbure dans le prisme au niveau de la fissure
ε	Déformation
ε_c	Déformation du béton
$\varepsilon_{c,arf}$	Déformation du béton après retrait et fluage dans le
-, j	tirant (chapitre 4)
ε_{cs}	Déformation de retrait du béton
ε_s	Déformation de l'acier
$\varepsilon_{s,arf}$	Déformation de l'acier après retrait et fluage dans le
	tirant (chapitre 4)
ϕ	Diamètre d'une armature passive
ϕ_f	Diamètre d'une fibre
φ	Coefficient de fluage du béton
u	Coefficient de Poisson
σ	Contrainte
σ_c	Contrainte dans le béton
$\sigma_{c,arf}$	Contrainte dans le béton après retrait et fluage dans
	le tirant (chapitre 4)
σ_{cf}	Contrainte de traction après fissuration dans le béton
σ_s	Contrainte dans l'acier
$\sigma_{s,arf}$	Contrainte dans l'acier après retrait et fluage dans le
	tirant (chapitre 4)
au	Contrainte d'adhérence ou de cisaillement entre arma-
	ture passive et béton
$ au_m$	Contrainte d'adhérence ou de cisaillement moyenne

entre armature passive et béton

$ au_{max}$	Contrainte d'adhérence ou de cisaillement maximale
	entre armature passive et béton

- Δ_y Flèche élastique pour les poteaux, moyennée entre cycles positif et négatif
- $\Delta_{0,8}$ Flèche maxi pour les poteaux correspondant à une perte de moment de 20%, moyennée entre cycles positif et négatif
- Δ_u Flèche maximale pour les poteaux au cours des cycles, moyennée entre cycles positif et négatif, avant que n'intervienne la rupture
- *a* Hauteur du prisme testé en flexion
- b Largeur du prisme testé en flexion
- *c* Epaisseur d'enrobage d'une armature passive
- d_1 Diamètre des rouleaux sur bâti de flexion
- *exc* Excentricité ou distance du capteur de déplacement par rapport à la fibre inférieure du prisme
- f_c Résistance en compression du béton
- f_{ck} Valeur caractéristique de la résistance en compression
- f_{cm} Valeur moyenne de la résistance en compression
- f_{ct} Résistance en traction du béton
- $f_{ct,el}$ Limite élastique en traction du béton
- $f_{ctm,el}$ Valeur moyenne de la limite élastique en traction
- $f_{ct,fl}$ Limite élastique issue directement du moment de flexion
- f_{ctm} Valeur moyenne de la résistance en traction d'un béton ordinaire (sans fibres)
- f_{Ftu} Contrainte résiduelle ultime (contrainte postfissuration correspondant à l'ouverture de fissure ultime)
- f_{FtS} Contrainte résiduelle de service (contrainte postfissuration correspondant à l'ouverture de fissure de service)
- f_{R1} Contrainte post-fissuration correspondant à une ouverture de fissure égale à $CMOD_1$, soit 0,5 mm
- f_{R3} Contrainte post-fissuration correspondant à une ouverture de fissure égale à $CMOD_3$, soit 2,5 mm
- f_y Limite élastique de l'acier
- f_t Contrainte ultime (à rupture) de l'acier
- *l* Portée dans l'essai de flexion sur prisme
- p_{max} Pression de contact maximale entre rouleau et prisme

- *s* Espacement entre fissures
- w Ouverture de fissure
- x_a Demi-espacement possible entre fissures
- x_b Demi-espacement possible entre fissures
- *y* Distance algébrique à l'axe neutre pour le calcul des contraintes longitudinales dans une section
- A_c Aire de la section de béton
- A_s Aire de la section de l'armature passive
- *E* Module d'Young ou module d'élasticité
- E_c Module d'Young du béton
- $E_{c,eff}$ Valeur effective du module d'Young du béton, après prise en compte du fluage
- E_{cm} Valeur moyenne du module d'Young du béton
- E_s Module d'Young de l'acier
- F Effort appliqué sur un corps d'épreuve
- $\begin{array}{ll} F_{el} & \mbox{ Effort élastique appliqué sur un corps d'épreuve (effort conduisant à l'atteinte de la limite élastique) \end{array}$
- FO Fibre optique
- G_F Energie de fissuration du béton
- L_c Longueur caractéristique, utilisée pour convertir une ouverture de fissure en déformation
- L_f Longueur nominale des fibres les plus longues du BFUP contribuant à assurer la non-fragilité
- M Moment de flexion
- M_{el} Moment de flexion élastique

Symboles

Introduction

Les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) ont été développés dans les années 90 [78] en laboratoire. Ils ont connu leurs premières applications industrielles en France en 1997 lors du remplacement des poutrelles des aéroréfrigérants des centrales nucléaires de Cattenom et Civaux [22] et au Canada en 1997 pour la passerelle de Sherbrooke [11], puis en France avec les ponts routiers de Bourg lès Valence [77] en 2000.

Ils ont réellement pris leur essor à partir des années 2000 dans le génie civil et le bâtiment, que ce soit en ouvrages neufs ou en réparation, dans le monde entier. En France, plusieurs ponts routiers ont été construits, par exemple le pont de Saint-Pierre La Cour en 2005 [43] ou bien le pont Pinel près de Rouen en 2007 [31]. En Asie, le Japon a été très présent dans le domaine des BFUP comme en atteste l'utilisation de ces matériaux dans la passerelle Sakata Miraï en 2002 [88] ou pour l'extension sur la mer de l'aéroport d'Haneda entre 2007 et 2010 [87]. Mentionnons également la passerelle de la paix en Corée du Sud où un arc de 120 m de long entièrement réalisé en BFUP porte un cheminement piéton [20]. Plus récemment, on peut noter la construction de nombreux ouvrages en BFUP en Malaisie [97]. Aux USA, la FHWA a promu et accompagné le développement de structures en BFUP tels que le pont de Mars Hill en 2006 [21] ou bien le Jakway Park Bridge en 2008, mais la majeure partie du BFUP utilisé aux USA l'est pour connecter des éléments préfabriqués constitutifs d'ouvrages [1, 39, 40, 80].

Le BFUP offre également de nouvelles possibilités pour renforcer les ouvrages existants, comme en témoignent le renforcement du pont sur l'Huisne au Mans en 2005 [90] pour accroître sa capacité portante ou bien l'utilisation de BFUP en chemisage de piles sur deux ouvrages de montagne pour renforcer la résistance à l'abrasion en régime torrentiel [67]. Plus récemment, un ouvrage de type tablier à dalle orthotrope (pont d'Illzach) a été renforcé en coulant une couche de BFUP à la place de la couche de béton bitumineux traditionnelle pour diminuer les effets de fatigue au niveau des assemblages soudés de la dalle orthotrope [42]. Ce renforcement faisait suite au programme de recherche Orthoplus initié en 2006 [33]. En Suisse, un ouvrage en béton précontraint, le viaduc de Chillon, a été renforcé en 2014 et 2015 par une couche de BFUP coulée en place pour renforcer sa capacité en flexion longitudinale [24]. Enfin, mentionnons également le développement récent d'une solution de renforcement de buses métalliques en BFUP projeté dans laquelle le BFUP est amené à remplacer progressivement la tôle métallique corrodée [47].

Bien que nettement plus onéreux qu'un béton classique par unité de masse ou de volume, le BFUP trouve des débouchés grâce à ses très bonnes caractéristiques mécaniques et ses très bonnes caractéristiques de durabilité qui permettent au concepteur de diminuer les quantités de matériaux et donc de réaliser des économies sur la mise en place de l'ouvrage et sur les appuis. Il demeure toutefois primordial de caractériser au mieux ses caractéristiques mécaniques pour optimiser la conception des structures. Ce mémoire présente plusieurs contributions à la caractérisation mécanique des BFUP en vue de leur utilisation structurale. Ces contributions se sont inscrites dans la dynamique collective nationale marquée par la révision des recommandations AFGC [2] en 2013 et la préparation des normes de produit [9] et de conception [10] en 2016.

Nous consacrerons le premier chapitre de ce manuscrit à la caractérisation du comportement mécanique en traction avant et après fissuration. Cela constitue en effet une réelle problématique scientifique pour les raisons suivantes :

- la caractérisation à l'aide d'essais de traction directe étant compliquée, on a recours à des essais de flexion, beaucoup plus faciles à réaliser mais qui nécessitent une analyse relativement complexe pour revenir au comportement en traction;
- les recommandations puis la norme utilisées en France [2, 9] imposent une correction sur la limite élastique pour tenir compte d'un effet d'échelle (la valeur trouvée en flexion dépend de la taille du prisme) dont la validité est mal établie.

Nous détaillerons l'apport de nos travaux sur les méthodes utilisées couramment aujourd'hui et les interrogations qui subsistent encore. Bien qu'elle soit primordiale dans le dimensionnement des structures, nous ne traiterons pas spécifiquement la question de l'orientation des fibres. Celle-ci est déterminée à l'aide des caractérisations et analyses inverses proposées dans cette partie.

Nous aborderons ensuite le comportement des BFUP associés à des armatures passives. Bien que les BFUP soient capables de reprendre des efforts de traction, il demeure en général indispensable de leur adjoindre un renforcement (soit avec des armatures passives soit de la précontrainte, suivant les portées envisagées) pour reprendre efficacement les efforts principaux (par exemple les efforts provenant de la flexion longitudinale pour des ouvrages de type pont ou passerelle). Ainsi, le chapitre 2 sera consacré aux lois d'adhérence entre BFUP et armatures passives, pour étudier l'influence des distances d'enrobage et déterminer une loi locale contrainte-glissement.

Le chapitre 3 sera consacré au comportement et à la ductilité de poteaux armés en BFUP testés sous un effort axial constant et une flexion alternée. En effet, on trouve peu de références quant au comportement de piles ou poteaux faiblement armés sous sollicitations sismiques modérées. On examinera également dans ce chapitre le cas de poteaux en béton ordinaire renforcés par un chemisage BFUP au niveau de l'encastrement avec la semelle.

Enfin, nous nous intéresserons au développement de la fissuration dans les BFUP armés par des armatures passives. La prévision de la fissuration (espacement, ouverture) n'est pas chose aisée pour des structures en béton armé traditionnelles, mais elle se complexifie encore davantage pour des structures en BFUP armé car aciers passifs et fibres travaillent conjointement au niveau des fissures pour reprendre les efforts. Ce phénomène est positif pour la résistance de la structure mais est encore relativement complexe à appréhender et à calculer.

Sur la base de ces travaux et de leur intégration dans l'état de l'art actuellement disponible et documenté pour concevoir et calculer les structures en BFUP, nous conclurons ce mémoire par quelques pistes et propositions d'études et de recherches qui permettraient de mieux valoriser le potentiel de ces matériaux.

INTRODUCTION

Chapitre 1

Caractérisation du comportement des BFUP en traction

Grâce à l'ajout de fibres métalliques dans une matrice suffisamment performante, les BFUP peuvent reprendre des efforts de traction après fissuration et ceci de manière répartie sur toute la section fissurée contrairement à une section de béton armé où ce sont les armatures passives qui reprennent les efforts de traction de manière ponctuelle. A une échelle de représentation typiquement centimétrique, à laquelle on pourra considérer le matériau BFUP comme homogène dans sa constitution et ses propriétés, on peut donc parler de résistance post-fissuration sous forme de contraintes locales réparties. Si le taux de fibres est important, la contrainte que peuvent reprendre les fibres est supérieure à la contrainte de fissuration (comportement local écrouissant). Ceci conduit à des fissures très rapprochées (comportement global multi-fissurant) que l'on peut considérer sous la forme d'une déformation globale (loi $\sigma - \varepsilon$) comme expliqué sur la figure 1.1.

Dans le cas où le taux de fibres est plus faible, la contrainte que peuvent reprendre les fibres est plus faible que la contrainte de fissuration, conduisant directement à une fissure localisée (loi σ - w) comme indiqué sur la figure 1.2. Néanmoins, afin d'assurer la non fragilité des structures sous des sollicitations locales de type flexion pure, le taux de fibres doit être suffisamment élevé. Cette exigence est donnée par la norme NF P18-710 [10].

Forts de cette aptitude à reprendre des efforts de traction après fissuration, les BFUP peuvent être caractérisés par une loi de comportement en traction intrinsèque, incluant la partie post-fissuration, loi qui pourra ensuite être utilisée pour effectuer le dimensionnement de structures. L'identification des principaux paramètres de cette loi de comportement en traction repose sur l'analyse d'essais en traction directe ou sur l'analyse d'essais de flexion 3 points ou 4 points. Les essais de traction, s'ils restent les plus simples à interpréter n'en demeurent pas moins les plus difficiles à réaliser, comme en témoignent les difficultés rencontrées par Behloul [19] et Parant [70] dans leurs travaux de thèse respectifs pour obtenir une rupture loin des zones d'ancrage ou bien la complexité du montage



FIGURE 1.1 – Comportement écrouissant en traction directe

réalisé par Boulay [23] (éprouvette en forme d'os encastrée à ses deux extrémités). Plus récemment, Jungwirth [52], Wille [98] ou bien Graybeal [41] ont réalisé des essais de traction sur des BFUP écrouissants sur des éprouvettes non entaillées, mais en faisant appel à des montages d'essai relativement complexes. Leutbecher [55] et Redaelli [73] ont quant à eux réalisé des essais sur des tirants en BFUP armés. Si les recommandations AFGC [3] puis [2] laissaient le choix entre les deux méthodes, la norme NF P18-470 [9] préconise les essais de flexion, car jugés plus faciles à réaliser et conduisant à des résultats moins dispersés. Dans ce chapitre, nous exposerons les méthodes utilisées pour déterminer la loi post-fissuration à partir des essais de flexion et discuterons de certains points critiques.



FIGURE 1.2 – Comportement adoucissant en traction directe

1.1 Détermination de la limite d'élasticité en traction

1.1.1 Méthode visuelle

La limite d'élasticité en traction $f_{ct,el}$ est déterminée à partir d'un essai de flexion 4 points sur un prisme de largeur et de hauteur a et de longueur 4a tel que décrit dans la figure 1.3. La limite d'élasticité en traction s'obtient en repérant la fin de la partie linéaire élastique de la courbe. Pour rendre ce processus moins dépendant de l'observateur, les recommandations AFGC [2] et [3] proposent un protocole de détermination de la valeur f_{ctel} comme indiqué sur la figure 1.4. Sur une courbe Moment - flèche, on commence par repérer une valeur approximative de limite de linéarité (perte de linéarité apparente ΔM) puis on trace la pente élastique en s'appuyant sur les points correspondants à $\frac{\Delta M}{3}$ et $\frac{2\Delta M}{3}$. On repère alors le point M^* à partir duquel la courbe Moment - flèche se sépare de la pente élastique (voir figure 1.4).

Cette méthode basique est relativement simple à appliquer, mais elle demande beaucoup de temps de traitement et elle peut dépendre de l'opérateur (qui doit repérer à quel endroit les courbes se séparent) et du facteur de zoom appliqué sur les courbes. Afin de gagner du temps dans l'exploitation des données et de rendre le procédé moins dépendant de l'opérateur, il semble intéressant d'automatiser le processus de détermination de $f_{ct,el}$.



FIGURE 1.3 – Principe de l'essai de flexion 4 points sur prismes, source [2]



FIGURE 1.4 – Détermination de $f_{ct,el}$ par la méthode visuelle directe (source [2])



FIGURE 1.5 – Détermination de $f_{ct,el}$ par méthode automatisée, repérage de la pente initiale

1.1.2 Méthodes automatisées

Méthode proposée par Denarié

Dans son article, Denarié et al [32] proposent une méthode automatisée de détermination de $f_{ct,el}$. Cette méthode consiste, à partir d'une courbe effort-flèche $F - \delta$ obtenue sur un essai de flexion 4 points, à calculer le module d'Young apparent E_i pour chaque point F_i et δ_i à partir de la formule :

$$E_i = 0.0177 \frac{F_i}{\delta_i} \frac{12l^3}{bh^3}$$
(1.1)

оù

- l est la portée

— b est la largeur du prisme

— h est la hauteur du prisme

L'effort correspondant à $f_{ct,el}$ est obtenu lorsque le module apparent baisse irréversiblement de plus de 1%. Cette méthode est simple à appliquer. Elle a toutefois pour inconvénient d'être difficilement applicable si la courbe est très bruitée (notamment pour des charges faibles en début d'essai) et elle surestime légèrement la limite élastique puisqu'en théorie, on atteint cette limite élastique dès que le module apparent commence à baisser (donc avant qu'il ait diminué de 1%).



FIGURE 1.6 – Détermination de $f_{ct,el}$ par méthode automatisée, repérage de la limite élastique

Méthode automatisée alternative

Nous avons développé un algorithme permettant de repérer de façon quasi-automatisée la limite élastique. Nous qualifions cet algorithme de semi-automatisé car certains paramètres restent ajustables. Le code source de cet algorithme est donné en annexe, section A.1. Le processus se déroule en plusieurs étapes :

- 1. on commence par déterminer la pente de la partie linéaire de la courbe effort-flèche ou moment-flèche (voir figure 1.5). Pour ce faire, on repère le maximum M_{max} de la courbe et on divise la courbe en 10 parties par intervalles ΔM correspondant à $M_{max}/10$. On calcule ensuite les pentes a_i des différentes parties, en commençant par a_1 (on ne traite pas le premier dixième de la courbe car les données peuvent être perturbées dans cette zone). On parcourt les différentes valeurs a_i et on s'arrête lorsqu'une valeur est plus faible que 70% de la moyenne des valeurs précédentes (cette valeur de 70% peut être ajustée si besoin). Cela correspond à $a_j < 0.7 *$ $moyenne(a_1; ...; a_{j-1})$. On réalise ensuite une régression linéaire sur la partie de courbe située entre les ordonnées y_1 et y_j pour obtenir une courbe d'équation y = ax + b (la régression linéaire correspond à la courbe appelée "rég lin 1" sur la figure 1.6).
- 2. on calcule l'écart type s de la distance entre les valeurs y(x) de la courbe réelle et les valeurs de la régression linéaire, soit y(x) (ax + b) en prenant tous les points dont les ordonnées y sont comprises entre y_1 et y_i .
- 3. partant du point correspondant à y_{j+1} , on parcourt les points par indice décroissant jusqu'à trouver un point dont l'ordonnée se situe à moins de $1 \times s$ de la régression linéaire (facteur 1 ajustable si besoin). Ce point constitue une première approximation de la limite élastique (point dénommé "lim_elast_approx1" sur la figure 1.6).
- 4. on prend quelques points (nombre de points ajustable si besoin) après cette première approximation et on trace la régression linéaire sur ces quelques points (courbe appelée "rég lin 2" sur la figure 1.6). L'intersection des deux régressions linéaires nous donne une estimation de la limite élastique (point dénommé "lim_elast" sur la figure 1.6).

Remarque 1 : on suppose que la courbe est croissante jusqu'à obtention de la valeur maxi y_{max} . Cela impose donc d'avoir un bruit suffisamment faible.

Remarque 2 : la valeur de limite de linéarité doit être strictement supérieure à $0,2 y_{max}$. Si ce n'est pas le cas il convient d'adopter un découpage plus fin pour la première étape.

Afin de simplifier le processus, nous travaillons directement sur la courbe F-flèche ou F-déformation (déformation mesurée grâce aux extensomètres collés en sous-face du prisme, comme indiqué figure 1.23 suivant les indications mentionnées dans la thèse de Baby [12]). La valeur de la limite élastique est ensuite convertie en contrainte grâce à l'équation classique :

$$f_{ct,fl} = \frac{M_{el} \times 6}{bh^2} \tag{1.2}$$

où b et h désignent respectivement la largeur et la hauteur de la section du prisme testé.

Les recommandations AFGC [2] et la norme NF P 18-470 [9] prévoient de corriger la valeur de contrainte obtenue pour prendre en compte un effet d'échelle. Nous discuterons dans la partie suivante de cette correction.

1.1.3 Correction pour prise en compte d'un effet d'échelle

La norme NF P 18-470 [9] prévoit d'appliquer la correction suivante sur la valeur $f_{ct,fl}$ pour obtenir la contrainte limite élastique $f_{ct,el}$:

$$f_{ct,el} = f_{ct,fl} \frac{\gamma a^{0,7}}{1 + \gamma a^{0,7}}$$
(1.3)

avec a, la hauteur et la largeur du prisme exprimée en mm et $\gamma = 0.08^{1}$.

Cette formule a été proposée dans les recommandations AFGC de 2002 [3] et est inspirée de la formule proposée par le Modèle Code *fib* [86] (formule 5.1-8-b) pour les bétons ordinaires non fibrés pour tenir compte du caractère fragile en traction de ce type de béton. Pour les bétons fibrés étudiés ici, le caractère fragile est beaucoup plus discutable.

Depuis quelques années, nous avons remarqué que la correction pour prendre en compte un éventuel effet d'échelle ne semblait pas pertinente sur une partie des matériaux testés. Par exemple, lors d'une campagne récente de caractérisation d'un BFUP, nous avons trouvé (sans correction d'effet d'échelle), une valeur $f_{ct,fl} = 9,85$ MPa sur prismes 10x10x40 (cotes en cm) et $f_{ct,fl} = 8,81$ MPa sur des plaques minces d'épaisseur 40 mm. Les deux types de corps d'épreuve avaient été fabriqués avec le même BFUP et avaient subi un traitement thermique à 48h en eau pour pouvoir réaliser des essais à 7 jours. Or, si on suit la logique de la formule (1.3), nous aurions dû appliquer un coefficient égal à 0,67 sur $f_{ct,fl}$ pour un prisme de hauteur et largeur a = 100 mm, et un coefficient égal à 0,51 sur $f_{ct,fl}$ pour une plaque mince d'épaisseur 40 mm. Nous aurions donc dû trouver une valeur plus élevée de 31% pour les plaques minces (0,67/0,51 = 1,31), ce qui n'est pas le cas.

Remarque : les essais cités ci-dessus étant confidentiels, nous ne fournirons pas davantage de précisions dans ce manuscrit.

Pour tenter d'expliquer ce phénomène, nous avons d'abord pensé à l'influence du retrait de dessication qui peut générer des auto-contraintes de traction près de la surface de l'éprouvette. Dans le cadre du projet Badifops [95], nous avons comparé les

^{1.} γ est noté α dans la norme NF P 18-470 [9]

résultats de prismes 10x10x40 conservés sous enveloppe étanche et ceux de prismes coulés dans les mêmes conditions mais conservés au laboratoire sans précaution particulière. Les prismes, testés entre 28 et 36 jours ont révélé une différence significative en termes de limite élastique, à savoir $f_{ct,fl} = 10,6$ MPa sans protection contre la dessication et $f_{ct,fl} = 13,1$ MPa avec protection contre la dessication. Les essais sans protection contre la dessication ont donc tendance à faire baisser la valeur de la limite élastique $f_{ct,el}$ déterminée expérimentalement. Il n'est donc pas nécessaire de rajouter un facteur de réduction forfaitaire et potentiellement représentatif des conditions hydriques de conservation et maturation des matériaux.

Bazant [18] et Weibull cité par Quinn [72] relient l'effet d'échelle à la fragilité du matériau, or les BFUP usuels, de par la présence d'un taux de fibres de l'ordre de 2%, peuvent difficilement être considérés comme fragiles.

Une explication possible pour expliquer l'écart apparent dans les déterminations de $f_{ct,el}$ pourrait être une gêne dans la rotation des cylindres métalliques qui servent d'appui, ou bien la plastification des zones d'appui du prisme au contact des rouleaux qui pourrait également gêner les déformations. En effet, si le déplacement est gêné au niveau des appuis inférieurs, alors un effort de compression apparaît lorsque l'éprouvette se déforme et cet effort tend à retarder l'apparition de la fissuration. L'effort de première fissuration ou la limite élastique sera donc surestimé.

Ainsi, lorsque l'on fait un calcul simple en utilisant la théorie du contact de Hertz (développée par exemple par Johnson dans son ouvrage "Contact Mechanics" [50]), on trouve des pressions de contact et des contraintes σ_z dans le prisme supérieures à la résistance en compression des BFUPs testés.

Si on considère un cylindre de rayon R_1 et profondeur L, de module E_1 et de coefficient de Poisson ν_1 (module normalisé $E_1^* = \frac{E_1}{1-\nu_1^2}$) en contact avec un plan de largeur L, de module E_2 et de coefficient de Poisson ν_2 (module normalisé $E_2^* = \frac{E_2}{1-\nu_2^2}$), alors, en élastique, la zone de contact est un rectangle de longueur L et de largeur 2b avec :

$$b = 2\frac{FR_1}{\pi L}\sqrt{\frac{1}{E_1^*} + \frac{1}{E_2^*}}$$
(1.4)

La pression maximale vaut :

$$p_{max} = \frac{2F}{\pi bL} \tag{1.5}$$

Dans notre cas, si on suppose la limite élastique en traction du matériau égale à $f_{ct,el}$ et considérant le schéma d'essai décrit dans la figure 1.3, l'effort de contact entre rouleau et prisme est égal à :

$$F_{contact} = f_{ct,el} \frac{a^2}{6} \tag{1.6}$$

En supposant que le BFUP testé a un module d'Young de 50 GPa et un coefficient de Poisson de 0,2, que le module et le coefficient de Poisson des rouleaux en acier (de

TABLEAU 1.1 - Valeurs de pression de contact pour différentes tailles de prisme et limites de contrainte élastique

f_{ctel} (MPa)	10	10	8	8	10	10	8	8
<i>a</i> (mm)	70	100	70	100	70	100	70	100
$d_1 \text{ (mm)}$	30	30	30	30	50	50	50	50
p_{max} (MPa)	324	388	290	347	251	300	225	269

diamètre d_1 égal à 3 cm ou 5 cm) sont respectivement de 210 GPa et 0,3, alors on obtient les contraintes de contact p_{max} pour différentes valeurs de hauteur, largeur de prisme a et diamètres de rouleau données dans le tableau 1.1.

Ce tableau montre que la plastification du béton au niveau des appuis n'est pas à exclure. Cette plastification est d'autant plus importante que les rouleaux ont un faible diamètre. Or si l'IFSTTAR utilise des rouleaux de 5 cm de diamètre, beaucoup de laboratoires utilisent des rouleaux de 3 cm de diamètre, conformément à la norme NF EN 14651 [6] portant sur les méthodes d'essais du béton de fibres métalliques. Cela pourrait expliquer pourquoi le phénomène est moins visible à l'IFSTTAR puisque le diamètre plus grand des rouleaux permet de limiter la plastification du BFUP au niveau des appuis.

Dans tous les cas, il paraît raisonnable de placer des plaques métalliques entre les cylindres métalliques et le prisme et de vérifier après chaque essai l'absence de plastification de la ligne de contact. Le mode de conservation des éprouvettes doit aussi être considéré pour juger la possible influence du retrait de dessication. Il paraît également raisonnable, compte tenu des éléments cités plus haut de conserver les éprouvettes en atmosphère humide ou bien de les protéger de la dessication.

Il est à ce stade également prudent de retenir que la détermination en traction par flexion doit se faire à une échelle la plus proche possible de celle de l'application envisagée. Dans ce cas, il n'est pas opportun d'appliquer le facteur de correction de $f_{ct,el}$.

1.2 Détermination de la loi post-fissuration $\sigma - w$ à partir des essais de flexion 3 points

1.2.1 Principales équations

La norme NF P 18-470 [9] préconise la détermination de la loi en traction postfissuration $\sigma - w$ pour un BFUP au moyen d'une analyse inverse à partir des résultats d'un essai de flexion 3 points sur prisme entaillé comme indiqué sur la figure 1.7 [28, 29]. L'entaille sert à provoquer la localisation de la fissure. Un extensomètre est placé au niveau de l'entaille pour mesurer l'ouverture de fissure. Cet extensomètre est généralement



FIGURE 1.7 – Essai d'un prisme en flexion 3 points

excentré de quelques millimètres de la sous-face du prisme. Nous tiendrons compte de cet excentrement par la suite.

Sur la hauteur h de l'éprouvette, on distingue une zone fissurée de hauteur αh et une zone non fissurée de hauteur $(1 - \alpha)h$, comme indiqué sur la figure 1.8. Si l'on connaît les lois de comportement du matériau, alors, pour déterminer la répartition de contraintes sur toute la hauteur du prisme, il est nécessaire de déterminer trois paramètres :

- $-\chi_m$, courbure sur la hauteur non fissurée
- $-\alpha$, hauteur relative fissurée
- w, ouverture de fissure en fibre inférieure

Or, seulement deux équations sont disponibles pour déterminer ces paramètres :

- équation sur l'effort normal N
- équation sur le moment M

Il nous faut donc ajouter une troisième équation dite condition cinématique pour pouvoir résoudre notre problème. Cette condition, reliant χ_m , α et w, a été introduite dans la thèse de Pascal Casanova [25]. Proposée dans le cas générique des bétons de fibres métalliques, cette relation cinématique paraît d'autant mieux pouvoir être étendue aux BFUP que ceux-ci permettent une non-fragilité locale.

$$w = \frac{2}{3}(\alpha h)^2 (\chi_m + 2\chi_E)$$
(1.7)

avec χ_E , la courbure élastique définie comme $\chi_E = \frac{M}{EI}$

Cette équation s'obtient en supposant une variation parabolique de la courbure pour passer de la courbure χ_m au niveau de la fissure à la courbure élastique χ_E à une distance



FIGURE 1.8 – Comportement d'une section fissurée



FIGURE 1.9 – Condition cinématique, schéma de principe

 αh de la fissure (voir figure 1.9) :

$$\chi(x) = \chi_E + (\chi_m - \chi_E)(1 - \frac{x}{\alpha h})^2$$
(1.8)

Remarque sur l'usage de la longueur caractéristique $L_C = 2/3h$:

Lorsque la hauteur de fissure devient importante, χ_E devient négligeable devant χ_m et α devient proche de 1. On obtient donc :

$$w \approx \frac{2}{3} (\alpha h)^2 (\chi_m) \tag{1.9}$$

Si la section était non fissurée, on aurait : $\varepsilon_{inf} - \varepsilon_{el} = \chi_m \alpha h$. On peut donc passer de la déformation en fibre inférieure à l'ouverture de fissure moyennant l'équation suivante :

$$w \approx \frac{2}{3} (\alpha h) (\varepsilon_{inf} - \varepsilon_{el})$$
 (1.10)

En utilisant le fait que α est proche de 1, on n'est pas très loin de :

$$w \approx \frac{2}{3}h(\varepsilon_{inf} - \varepsilon_{el}) \tag{1.11}$$

qui est l'approximation utilisée dans beaucoup de codes de calcul (dont la norme NF P 18-710 [10]) : $w = L_c(\varepsilon_{inf} - \varepsilon_{el})$ avec $L_c = 2/3h$.

1.2.2 Principes de l'analyse inverse

L'analyse inverse consiste à trouver la loi complète contrainte σ fonction de l'ouverture de fissure w en partant du jeu de données efforts F_i ou moments M_i fonction de la valeur d'ouverture d_i mesurée par l'extensomètre placé avec une excentricité *exc* sous la fibre inférieure du prisme (nous notons ici l'ouverture d_i pour éviter toute confusion avec l'ouverture de fissure réelle w_i évaluée au niveau de la fibre inférieure du prisme).

On suppose connus les paramètres suivants :

- largeur de la section : b
- hauteur de la section entaillée : h
- excentricité du capteur d'ouverture : exc
- module d'Young du BFUP : E_{cm}
- limite d'élasticité en traction : $f_{ct,el}$
- résistance en compression : f_c

On commence par le calcul du moment élastique théorique à partir de la valeur de $f_{ct,el}$.

$$M_{el} = f_{ct,el} \times \frac{bh^2}{6} \tag{1.12}$$

On suppose que la valeur d_{el} mesurée par l'extensomètre pour cette valeur de moment correspond à une ouverture de fissure nulle. On recale donc toutes les autres valeurs d'ouverture mesurée d_i .

Pour chaque couple de valeurs (d_i, M_i) on détermine de manière itérative les valeurs d'ouverture de fissure w_i et de contrainte σ_i correspondantes à l'aide de l'algorithme décrit sur la figure 1.10.

Soit un couple (d_n, M_n) , on suppose que l'on a déterminé les couples (w_i, σ_i) pour $i \in [\![1, n-1]\!]$, on cherche alors les valeurs de α_n , $\chi_{m,n}$, w_n et σ_n au moyen des 4 équations suivantes :

- 1. Effort normal nul : avec les valeurs de α_n , $\chi_{m,n}$, w_n et σ_n , on intègre les contraintes sur toute la section pour obtenir l'effort normal N. Celui-ci doit être nul.
- 2. Moment calculé = M_n : comme précédemment, on intègre les contraintes multipliées par le bras de levier sur toute la section pour obtenir le moment. Celui-ci doit être égal au moment réel M_n
- 3. Prise en compte de l'excentrement : $w_n = d_n \frac{\alpha_n h}{\alpha_n h + exc}$
- 4. Prise en compte de l'équation cinématique : $w_n = \frac{2}{3}(\alpha_n h)^2(\chi_{m,n} + 2\chi_{E,n})$ avec $\chi_{E,n} = \frac{M_n}{EI}$

On utilise un solveur (fonction fsolve de la librairie Scipy de Python3 [51, 96]) pour résoudre le problème. Pour simplifier le problème et économiser du temps de calcul, on se ramène à un problème à 2 équations et 2 inconnues. Les deux inconnues sont α_n et σ_n . On détermine $\chi_{m,n}$ à l'aide de l'équation cinématique 1.7 et w_n à l'aide de l'équation sur l'excentrement $w_n = d_n \frac{\alpha_n h}{\alpha_n h + exc}$. Les deux équations à résoudre sont l'équation sur l'effort normal et l'équation sur le moment (la fonction "int_force" retourne le couple de valeurs N et M).

Une fois le couple (w_n, σ_n) trouvé, on moyenne ces valeurs avec les deux couples trouvés aux deux itérations précédentes $((w_{n-1}, \sigma_{n-1})$ et $(w_{n-2}, \sigma_{n-2}))$ pour stabiliser la convergence.

Pour fonctionner correctement, l'analyse inverse doit être appliquée sur des données lissées. En effet, si les variations du moment en fonction de l'ouverture de fissure sont trop brusques (écart $M_n - M_{n-1}$ très important), cela oblige à prendre de grandes valeurs de σ_n (en positif ou en négatif) pour obtenir le moment M_n recherché. Cela peut faire diverger assez vite l'analyse inverse.

Nous recourons donc à un lissage des données en effectuant une interpolation polynomiale glissante de degré 3 tous les 0,01 mm ($d_0 = 0,0$ mm, $d_1 = 0,01$ mm, $d_2 = 0,02$ mm, etc...) en prenant un intervalle δd de l'ordre de 0,1 à 0,5 mm autour des valeurs d'ouverture retenues. La figure 1.11 montre un exemple de construction d'une courbe lissée. Prenant le point d'absisse $d_i = 0,4$ mm, nous considérons un intervalle $\delta d = 0,2$ mm de part et d'autre de ce point. Nous prenons ainsi tous les points de la courbe brute sur l'intervalle [0,2;0,6] mm. Nous calculons alors le polynome de degré 3 interpolant tous ces points



FIGURE 1.10 – Principe de l'algorithme d'analyse inverse en flexion 3 points



FIGURE 1.11 – Lissage d'une courbe, zoom, interpolation polynomiale

(nommé "polynome d'interpolation" sur la figure) et calculons sa valeur au point 0,4 mm. Nous procédons ainsi pour tous les points entre l'abscisse 0 et l'abscisse maximale de la courbe brute en échantillonnant tous les 0,01 mm.

Après le lissage, nous obtenons un ensemble de couples de valeurs (d_i, M_i) avec $d_i = i \times 0.01 \text{ mm}, i \in \mathbb{N}.$

Une fois, l'analyse inverse effectuée et la courbe (w_i, σ_i) obtenue, cette courbe peut également être lissée pour éliminer les artefacts dus à l'analyse inverse.

L'algorithme proposé est donné en annexe A.2.

Remarque : pour que l'analyse inverse fonctionne, il faut prendre une valeur pas trop élevée pour $f_{ct,el}$ car l'analyse inverse ne traite que les valeurs de moment supérieures à M_{el} . Il est donc parfois nécessaire (cas des BFUP adoucissants) de prendre une valeur $f_{ct,el}$ volontairement un peu plus faible que celle issue des essais de flexion 4 points (voir section 1.1). Ceci modifie le début de la courbe $\sigma - w$ mais n'a que très peu d'influence sur le pic de contrainte post-fissuration trouvé comme nous le verrons dans la section suivante.

1.2.3 Etude de sensibilité de l'analyse inverse

On s'intéresse à l'analyse inverse réalisée sur deux prismes de dimensions $7 \times 7 \times 28$ cm fabriqués avec deux BFUP distincts disposant d'une même matrice cimentaire. Le premier (appelé BFUP A1) contient 1 % de fibres en volume et le second (BFUP B1) contient 3 % de fibres en volume. Les fibres sont de longueur 13 mm. Ces BFUP sont ceux utilisés dans la thèse d'Amaury Herrera [45]. Pour l'analyse inverse, nous avons considéré les

1.2. ANALYSE INVERSE - FLEXION 3 POINTS

dimensions (voir figure 1.7) et caractéristiques mécaniques suivantes :

- largeur b = 70 mm
- hauteur h = 63 mm (on soustrait la hauteur entaillée (10% de la hauteur) à la hauteur totale de 70 mm)
- portée entre appuis l = 3a = 210 mm
- excentricité de l'extensomètre exc = 14 mm
- module d'Young E = 50 GPa
- résistance en compression fc = 180 MPa

Remarque : ces dimensions et caractéristiques mécaniques sont des valeurs approchées des valeurs réelles, l'objectif étant ici de tester l'analyse inverse.

Nous avons testé plusieurs lissages et plusieurs valeurs de $f_{ct,el}$ pour étudier l'influence de ces deux paramètres. Ainsi, la figure 1.12 montre une analyse inverse réalisée sur le BFUP A1 après un lissage léger et un lissage plus marqué (interpolation polynomiale sur un intervalle de respectivement $\delta d = 0,08$ mm et $\delta d = 0,20$ mm de part et d'autre de chaque valeur de *d* retenue (échantillonnage tous les 0,01 mm). La valeur de f_{ctel} utilisée est ici de 8 MPa. Les sous-figures 1.12a et b montrent le lissage effectué sur les données brutes. La sous-figure 1.12c montre le résultat de l'analyse inverse en fonction des deux lissages et la sous-figure 1.12d montre les courbes résultats après lissage (le lissage du résultat résulte d'une interpolation polynomiale glissante sur un intervalle de $\delta w = 0,5$ mm de part et d'autre de chaque valeur de w retenue dans l'échantillonnage).

La figure 1.13 montre les mêmes courbes obtenues sur le BFUP B1. Ces deux figures montrent que le lissage n'a que très peu d'impact sur le résultat final puisqu'après lissage des courbes résultats $\sigma - w$, ces courbes sont quasiment confondues.

La figure 1.14 montre le résultat de l'analyse inverse réalisée (avant lissage du résultat) sur les BFUP A1 et B1 en considérant deux valeurs différentes de limite d'élasticité en traction f_{ctel} . Nous pouvons voir que ce paramètre n'a que très peu d'influence sur le résultat de l'analyse inverse puisque les courbes résultats sont quasiment confondues.

Un bon moyen de vérifier la pertinence des calculs est d'essayer de reconstituer la courbe d'origine M - d à partir de la courbe $\sigma - w$ trouvée par analyse inverse. Les figures 1.15 et 1.16 montrent, pour le BFUP A1, les courbes M - d initiale et reconstituée en partant des courbes $\sigma - w$ obtenues après analyse inverse en lissant les données expérimentales avec un intervalle d'interpolation δd de 0,2 mm et en considérant une valeur de $f_{ct,el}$ égale à 8 MPa. La figure 1.15 part de la courbe résultat très peu lissée (intervalle de lissage de la courbe résultat de $\delta w = 0,08$ mm) tandis que la figure 1.16 part de la courbe résultat fortement lissée (intervalle de lissage de la courbe résultat de $\delta w = 0,50$ mm).

S'il est relativement difficile de conclure sur une valeur optimale du paramètre de lissage, car celle-ci dépend de la courbe initiale, il apparaît important de vérifier après l'analyse inverse le résultat obtenu en recalculant la courbe initiale et en la comparant à la courbe réelle. On peut par exemple quantifier la différence entre les deux courbes, par exemple en intégrant l'intégrale de la différence au carré.


A 1 : Contrainte équivalente - ouverture avant/après lissage









d : résultat après analyse inverse et lissage du résultat pour 2 lissages différents des données avec fctel = 8 MPa

FIGURE 1.12 – Analyse inverse sur A1 pour deux lissages







c : résultat après analyse inverse pour 2 lissages différents des données, en prenant fctel = 8 MPa



d : résultat après analyse inverse et lissage du résultat pour 2 lissages différents des données avec fctel = 8 MPa

FIGURE 1.13 – Analyse inverse sur B1 pour deux lissages



FIGURE 1.14 – Analyse inverse sur A1 et B1 pour deux valeurs de $f_{ct.el}$



FIGURE 1.15 – Reconstitution de la courbe d'origine sur BFUP A1 après lissage faible de la courbe résultat ($\delta w = 0.08 \text{ mm}$)



FIGURE 1.16 – Reconstitution de la courbe d'origine sur BFUP A1 après lissage fort de la courbe résultat ($\delta w = 0.50$ mm)



FIGURE 1.17 – Lois types selon le Code Modèle *fib* 2010 [86]

1.2.4 Comparaison avec d'autres types d'analyse inverse

Le Code Modèle *fib* 2010 [86] édité par la *fib* propose deux lois simplifiées contrainte - ouverture de fissure, pour les bétons fibrés². Ces lois sont déterminées en fonction de résultats d'essais de flexion 3 points. Les deux modèles sont les suivants (voir figure 1.17) :

- un modèle très simplifié appelé "modèle rigide-plastique" se présentant sous la forme d'un plateau,
- un modèle appelé "modèle linéaire" se présentant sous la forme d'une loi affine.

Les points particuliers de la courbe contrainte équivalente - ouverture de fissure correspondent aux ouvertures de fissure ou CMOD (crack mouth opening displacement) égales à : 0,5, 1,5, 2,5 et 3,5 mm comme indiqué sur les graphiques 1.18 et 1.19 utilisant les deux cas d'études A1 et B1 cités plus haut.

Dans le cas du modèle rigide-plastique, on obtient f_{Ftu} grâce à l'équation :

$$f_{Ftu} = \frac{f_{R3}}{3}$$
(1.13)

Dans le cas du modèle linéaire, en supposant que l'ouverture de fissure maximale autorisée dans le calcul est égale à $CMOD_3$ soit 2,5 mm, on obtient les paramètres f_{Ftu} et f_{Fts} grâce aux équations suivantes :

$$f_{FtS} = 0.45 f_{R1} \tag{1.14}$$

$$f_{Ftu} = 0.5f_{R3} - 0.2f_{R1} \tag{1.15}$$

Si on trace les lois simplifiées proposées par le code modèle *fib* correspondant aux deux BFUP A1 et B1 cités ci-dessus et qu'on les compare avec les lois trouvées après l'analyse inverse point par point décrite plus haut, on trouve les lois décrites sur les figures 1.20 et

^{2.} il ne s'agit ici pas de bétons fibrés à ultra-hautes performances ou BFUP, mais de bétons fibrés avec des résistances en compression et en traction plus modestes



FIGURE 1.18 – Points particuliers pour le BFUP A1



FIGURE 1.19 – Points particuliers pour le BFUP B1



FIGURE 1.20 – Lois proposées par le Code Modèle *fib* pour A1

1.21. Si le modèle rigide-plastique donne une contrainte post-fissuration du même ordre de grandeur que l'analyse inverse point par point, le modèle linéaire semble donner des contraintes un peu plus élevées. En outre, le BFUP B1, bien que disposant d'un fort taux de fibres et d'une contrainte post-fissuration élevée, ne donne pas une loi linéaire de type écrouissante selon le code modèle.

1.3 Détermination de la loi post-fissuration $\sigma - \varepsilon$ à partir des essais de flexion 4 points

Dans le cas des BFUP écrouissants, considérant le comportement multi-fissurant du matériau, on peut utiliser une loi de comportement $\sigma - \varepsilon$ en traction [10]. Cette loi peut être déterminée à partir du résultat d'un essai de flexion 4 points en utilisant une analyse inverse. On peut se contenter de mesurer la flèche à mi-portée du prisme comme indiqué sur la figure 1.22 ou bien mesurer la déformation en fibre inférieure à l'aide d'extensomètres comme indiqué sur la figure 1.23. Le principe de l'essai est décrit dans les recommandations AFGC [2] ou dans la norme NF P 18-470 [9]. Cette dernière ne requiert toutefois que l'instrumentation avec mesure de flèche, elle n'impose pas la pose d'extensomètres en fibre inférieure.

La procédure complète ainsi qu'une comparaison avec des essais de traction directe sont décrites dans les articles de Florent Baby [13, 14]. Ces deux articles décrivent le principe de l'analyse inverse lorsque l'on part d'une loi Moment - fleche ou bien d'une loi $Moment - \varepsilon_{inf}$ où ε_{inf} est la déformation mesurée à l'aide d'extensomètres fixés en fibre inférieure du prisme.



FIGURE 1.21 – Lois proposées par le Code Modèle fib pour B1



FIGURE 1.22 – Dispositif de mesure de la flèche sur un essai de flexion 4 points d'après [2]



FIGURE 1.23 – Dispositif de mesure de la déformation en fibre inférieure sur un essai de flexion 4 points d'après [2]

1.3.1 Analyse inverse à partir de la loi Moment-flèche

Comme expliqué dans [13], lorsque l'on utilise la flèche mesurée δ , il est nécessaire de réaliser une première analyse inverse pour obtenir la loi moment - courbure $M - \chi$. En effet, il n'est pas possible de déterminer directement la courbure en fonction de la flèche au moyen d'une équation telle celle décrite ci-dessous (1.16), équation seulement valable dans le cas d'un comportement linéaire élastique (voir figure 2 dans [13]).

$$\delta = \frac{23}{216}\chi l^2 \tag{1.16}$$

Une fois cette première analyse réalisée, une seconde analyse inverse doit être menée pour obtenir la loi contrainte - déformation $\sigma - \varepsilon$ à partir de la loi moment - courbure $M - \chi$.

Le principe de la première analyse inverse est donné dans le diagramme de la figure 1.24. A partir d'un ensemble de couples (M_n, δ_n) , on procède pas à pas, en recherchant pour chaque couple la valeur de la courbure sous l'action du moment M_n conduisant à la bonne flèche. La flèche se calcule par double intégration de la courbure comme indiqué dans la figure 1.25. Nous avons donc à chaque étape de l'analyse inverse une équation à une inconnue à résoudre.

Une fois cette première analyse inverse effectuée, on dispose d'un ensemble de jeux de couples M_{n,χ_n} . On effectue alors une deuxième analyse inverse pour trouver à partir de cet ensemble, un ensemble de jeux de couples σ_n, ε_n comme expliqué dans le diagramme de



FIGURE 1.24 – Principe de l'algorithme permettant de réaliser l'analyse inverse pour passer d'une loi $M - \delta$ (δ étant ici appelé "defl" comme "deflection") à une loi $M - \chi$



FIGURE 1.25 – Principe de calcul de la flèche dans l'analyse inverse pour passer d'une loi $M-\delta$ à une loi $M-\chi$

la figure 1.26. Dans cette deuxième analyse inverse, nous devons trouver à chaque étape une valeur de ε_i et σ_i pour obtenir N = 0 (effort normal nul) et $M = M_n$ (le moment trouvé M doit égaler M_n) avec le diagramme de déformation décrit dans la figure 1.27.

Un exemple de programmation de cette double analyse inverse en langage Python est proposé en annexe A.3.

Remarque : si un lissage est nécessaire pour réaliser la première analyse inverse sur la courbe initiale M-flèche, il n'est pas nécessaire pour réaliser la deuxième analyse inverse à partir de la courbe $M - \chi$.

1.3.2 Analyse inverse à partir de la loi Moment-déformation

Cette analyse inverse, décrite dans [14], est plus simple que la précédente puisqu'une seule analyse inverse et non deux est nécessaire. On part d'une loi $M - \varepsilon_{inf}$ et on en déduit une loi $\sigma - \varepsilon$. A chaque itération, on cherche la hauteur tendue αh et la contrainte σ en fibre inférieure pour obtenir N = 0 et M = 0. On résout ainsi deux équations à 2 inconnues à chaque étape. Le principe de l'algorithme ainsi que les diagrammes de déformations et de contraintes sont détaillés respectivement sur les figures 1.28 et 1.29.

Un exemple de programmation de cette analyse inverse est donné en annexe A.4

1.3.3 Discussion - comparaison avec d'autres méthodes

Comparés aux essais de traction directe, les essais de flexion 4 points traités par analyse inverse donnent des résultats plutôt convaincants en terme de contrainte post-fissuration. En revanche la déformation à partir de laquelle la fissuration localise est plus délicate à déterminer. Florent Baby propose dans [13] de placer deux extensomètres décalés en sous-face de façon à repérer la localisation d'une fissure (voir figure 1.23 pour le placement des extensomètres). Cette procédure n'est toutefois pas toujours applicable, notamment lorsque les deux extensomètres interceptent la fissure localisée (ce peut être le cas lorsque la fissure n'est pas tout à fait transversale).

Cette procédure semble également conduire à une surestimation de l'ordre de 30% de la déformation maximale avant localisation, par rapport aux résultats des essais de traction directe. Cela pourrait provenir du fait que les fibres sont très bien orientées en fibre inférieure (effet de paroi), effet plus favorable dans le cas de la flexion que dans le cas de la traction directe puisqu'on donne un grand poids au comportement du matériau sur les bords de l'éprouvette testée.

D'autres techniques d'analyse inverse sont disponibles dans la littérature. Par exemple, Denarié [32] et Lopez [57] proposent tous deux une analyse inverse simplifiée permettant de reconstituer la courbe contrainte déformation à partir de quelques points de la courbe moment-flèche. Ces deux méthodes proposent également des critères pour repérer la localisation de la fissuration.



FIGURE 1.26 – Principe de l'algorithme permettant de réaliser l'analyse inverse pour passer d'une loi $M-\chi$ à une loi $\sigma-\varepsilon$



FIGURE 1.27 – Diagrammes de déformations et de contraintes dans l'analyse inverse pour passer d'une loi $M - \chi$ à une loi $\sigma - \varepsilon$

Analyse inverse simplifiée proposée par Denarié [32]

Denarié [32] estime le module d'Young en applicant la formule ci-dessous à la partie linéaire de la courbe $F - \delta$:

$$E = 0.0177 \frac{F}{\delta} \frac{12l^3}{bh^3} \tag{1.17}$$

Cette formule correspond au cas où la flèche est estimée à partir des déformations en flexion seulement. On ne prend pas en compte la déformation de cisaillement générée par l'effort tranchant.

Denarié [32] propose d'effectuer une analyse inverse simplifiée sur les points compris entre la limite de linéarité A et le pic de moment C (voir figure 1.30), repérés sur une courbe $F - \delta$ préalablement lissée.

Le moment M s'obtient aisément à partir de l'effort F, connaissant la configuration de l'essai (voir figure 1.22) :

$$M = \frac{F \times l}{6} \tag{1.18}$$

A partir de la courbe moment-flèche $M - \delta$, la courbure χ est déterminée en supposant un comportement élastique linéaire du prisme à l'aide de la formule 1.16 :

$$\chi = \frac{216}{23} \frac{\delta}{l^2} \tag{1.19}$$

Puis, en supposant que la contrainte de traction est uniforme sur la hauteur fissurée αh (voir figure 1.31), α est déterminé à l'aide des deux équations suivantes :



FIGURE 1.28 – Principe de l'algorithme permettant de réaliser l'analyse inverse pour passer d'une loi $M - \varepsilon$ (ε mesuré au niveau des extensomètres) à une loi $\sigma - \varepsilon$



FIGURE 1.29 – Diagrammes de déformations et de contraintes dans l'analyse inverse pour passer d'une loi $M - \varepsilon$ (ε mesuré au niveau des extensomètres) à une loi $\sigma - \varepsilon$



FIGURE 1.30 – Repérage des points A et C sur la courbe F- δ selon [32]



FIGURE 1.31 – Diagrammes simplifiés selon [32]

$$\lambda = \frac{12M}{bh^3\chi E} \tag{1.20}$$

$$2\alpha^3 - 3\alpha^2 + 1 - \lambda = 0 \tag{1.21}$$

Une fois la valeur de α déterminée, la contrainte de traction σ_t et la déformation ε_t correspondante sont déterminées à l'aide des deux formules ci-dessous :

$$\sigma_t = 0.5(1-\alpha)^2 h \chi E \tag{1.22}$$

$$\varepsilon_t = \sigma/E + \chi \alpha h \tag{1.23}$$

Denarié estime que la localisation de la fissure se produit lorsque la hauteur fissurée αh est égale à 0,82*h*. Cette valeur a été calée après avoir effectué plusieurs calculs aux éléments finis. En utilisant les équations 1.18, 1.20, 1.21 et 1.22, ceci conduit à une contrainte de localisation égale à :

$$\sigma_{tu} = 0.383 \frac{Fl}{bh^2} \tag{1.24}$$

La premier couple de valeurs $F-\delta$ pour lequel σ_{tu} est atteint constitue le point B repéré sur la figure 1.30. L'analyse inverse s'arrête alors à cette valeur puisqu'on estime qu'ensuite, le comportement n'est plus multi-fissurant, et donc que raisonner en déformation moyenne ε n'a plus de sens.

Remarque : ces formules ont été calibrées sur des prismes ou plaques minces d'épaisseur 30 mm.



FIGURE 1.32 – Loi de traction simplifiée selon [57]

Analyse inverse simplifiée proposée par Lopez [57]

Lopez [57] propose une analyse inverse simplifiée en postulant que la loi de comportement à obtenir est une loi affine par morceaux couvrant à la fois la phase écrouissante du comportement, mais aussi la phase adoucissante (après localisation de la fissuration).

Le module d'Young s'obtient à partir de la tangente à l'origine de la courbe $F - \delta$ ou $\sigma_{fl} - \delta$ (σ_{fl} , contrainte équivalente en flexion) et à l'aide de la formule :

$$\delta = \frac{\sigma_{fl}h}{E} \left[\frac{23}{108} \left(\frac{l}{h} \right)^2 + \frac{12}{25} \right] \tag{1.25}$$

La formule tient compte cette fois-ci de la déformation de cisaillement (terme $\frac{12}{25}$).

La loi de comportement recherchée est décrite sur la figure 1.32. Cinq paramètres régissent la loi de comportement :

- f_t^3 : contrainte de traction limite élastique (correspondant à l'apparition de la première fissure)
- $-f_{tu}$: contrainte de traction maximale
- $\varepsilon_{t,u}$: déformation correspondant à f_{tu}
- $\varepsilon_{t,d}$: déformation correspondant à $\frac{f_{t,u}}{3}$ en phase adoucissante
- $-\varepsilon_{t,max}$: déformation maximale

Ces paramètres peuvent aussi s'exprimer de manière "normalisée" en divisant les contraintes par f_t et les déformations par $\varepsilon_{t,el}$ pour obtenir :

$$\begin{array}{l} -- \alpha = \frac{\varepsilon_{t,u}}{\varepsilon_{t,el}} \\ -- \beta = \frac{\varepsilon_{t,d}}{\varepsilon_{t,el}} \\ -- \mu = \frac{\varepsilon_{t,k}}{\varepsilon_{t,el}} \\ -- \gamma = \frac{f_{t,u}}{f_t} \end{array}$$

^{3.} la contrainte de traction limite élastique est notée $f_{ct,el}$ dans le reste du document



FIGURE 1.33 – Obtention des paramètres de la loi de traction simplifiée selon [57]

Le paramètre $\varepsilon_{t,el}$, déformation correspondant à f_t s'obtient en divisant la contrainte limite élastique en traction par le module d'Young :

$$\varepsilon_{t,el} = \frac{f_t}{E} \tag{1.26}$$

La première opération consiste à repérer sur la courbe $\sigma_{fl} - \delta$, un certain nombre de paramètres obtenus par intersection avec des droites "remarquables" comme indiqué sur la figure 1.33. Ainsi, partant de la tangente à l'origine $S_0 : \sigma_{fl} = a\delta$, on trace les droites S_{75} et S_{40} obtenues en multipliant le coefficient directeur à l'origine a par 0,75 et 0,40 puis les droites horizontales σ_{loc} , σ_{80u} et σ_{30u} correspondant respectivement à 0,97 σ_{max} , $0,80\sigma_{loc}$ et $0,30\sigma_{loc}$.

On repère alors les valeurs σ_{75} , δ_{75} , σ_{40} , δ_{loc} , σ_{8u} , δ_{80u} , σ_{30u} et δ_{30u} .

Dans l'hypothèse où la hauteur et la largeur du prisme sont égales (b = h) et où la portée est égale à trois fois la hauteur (l = 3h), la tangente à l'origine a pour équation :

$$\sigma_{fl} = \frac{E}{2,4h}\delta\tag{1.27}$$

Toujours dans cette hypothèse, on détermine les 5 paramètres de la loi de traction grâce aux 5 équations suivantes :

$$f_t = \frac{\sigma_{75}}{1,63} \left(\frac{\sigma_{75}}{\sigma_{40}}\right)^{0,19} \tag{1.28}$$

$$\varepsilon_{t,u} = \frac{f_t}{E} \left(\frac{7,65\delta_{loc}}{\delta_{75} - 10,53} \right) \tag{1.29}$$

$$f_{t,u} = \alpha^{-0,18} \left(\frac{2,46\sigma_{loc}}{\sigma_{75} - 1,76} \right) f_t \tag{1.30}$$

Prisme	largeur b (mm)	hauteur h (mm)
B-1	$67,\!31$	68,51
B-5	70,60	70,25

TABLEAU 1.2 – Dimensions des prismes B-1 et B-5



FIGURE 1.34 – Courbes contrainte équivalente - flèche et déformation mesurée par les extensomètres pour le BFUP B-1

$$\varepsilon_{t,d} = \gamma^{-0,37} \alpha^{0,88} \left(\frac{3,00\delta_{80u}}{\delta_{loc} - 1,80} \right) \frac{f_t}{E}$$
(1.31)

$$\varepsilon_{t,max} = \beta^{-0.76} \gamma^{-0.19} \alpha^{1.42} \left(\frac{\delta_{30u}}{\delta_{loc}}\right)^{1.85} \frac{f_t}{E}$$
(1.32)

Test des trois méthodes sur quelques exemples et discussion

Nous testons les trois méthodes décrites ci-dessus sur quelques exemples d'essais sur prismes issus de la thèse d'Amaury Herrera [45]. Afin d'obtenir un comportement écrouissant, nous choisissons d'exploiter les prismes réalisés à partir de BFUP B contenant 3% de fibres. Ces prismes d'environ 70 mm de largeur et hauteur (dimensions exactes données dans le tableau 1.2), ont été testés sur un banc de flexion de portée 210 mm.

Les figures 1.34 et 1.37 montrent la courbe contrainte équivalente ⁴ obtenue en fonction de la flèche ainsi que les courbes de déformation mesurées en sous-face du prisme et la

^{4.} la contrainte équivalente est calculée comme la contrainte que l'on obtiendrait en fibre extrème sous l'effet du moment de flexion en régime élastique, soit $\sigma = M \times \frac{6}{bh^2}$ où b et h sont respectivement la largeur et la hauteur du prisme



FIGURE 1.35 – Courbes σ - ε obtenues après analyses inverse pour le BFUP B-1



FIGURE 1.36 – Zoom sur les courbes $\sigma\text{-}\varepsilon$ obtenues après analyses inverse pour le BFUP B-1



FIGURE 1.37 – Courbes contrainte équivalente - flèche et déformation mesurée par les extensos pour le BFUP B-5



FIGURE 1.38 – Courbes σ - ε obtenues après analyses inverse pour le BFUP B-5



FIGURE 1.39 – Zoom sur les courbes σ - ε obtenues après analyses inverse pour le BFUP B-5

TABLEAU 1.3 – Déformation de localisation pour B-1 et B-5

	Ba	Baby		Lopez
Prisme	$\varepsilon_{loc,extenso}$	$\varepsilon_{loc,fibreinf}$	ε_B	$\varepsilon_{t,u}$
	(mm/m)	(mm/m)	(mm/m)	(mm/m)
B-1	$7,\!43$	$5,\!97$	$5,\!46$	$5,\!31$
B-5	3,70	3,23	$5,\!54$	$4,\!95$

localisation estimée par ce moyen pour le BFUP B-1 et pour le BFUP B-5. Les figures 1.35, 1.36, 1.38 et 1.39 montrent quant à elles la courbe contrainte-déformation obtenue avec les trois méthodes d'analyse inverse présentées plus haut sur chacun des deux BFUP.

Le tableau 1.3 donne les valeurs de déformation maximale (début de localisation de la fissure) déterminées à l'aide des extensomètres en sous-face et par les deux méthodes alternatives décrites ci-dessus. Les extensomètres étant légèrement excentrés par rapport à la fibre inférieure, ils donnent une valeur de déformation ($\varepsilon_{loc,extenso}$) légèrement plus élevée que la déformation en fibre inférieure ($\varepsilon_{loc,fibreinf}$).

Pour le BFUP B-1, la localisation semble se produire à proximité du pic d'effort. L'analyse inverse proposée par [13] et [14] donne une valeur de localisation de la déformation un peu supérieure à celle déterminée par [32] et [57] car ces deux dernières méthodes supposent que la localisation se produit nécessairement avant le pic d'effort.

Pour le BFUP B-5 en revanche, la localisation se produit nettement avant le pic d'effort, comme indiqué par les deux extensomètres. Dans ce cas, la méthode de détermination de la déformation maximale (ou localisation de la fissure) proposée par Baby [13, 14] donne des valeurs assez nettement inférieures.

Cette méthode directe proposée par Baby semble donc tout aussi fiable que les deux analyses inverses simplifiées proposées par Denarié et Lopez pour déterminer la valeur de déformation correspondant à la localisation de la fissuration.

1.3.4 Réflexion sur la prise en compte de la déformation par cisaillement dans les prismes

Dans les méthodes d'analyse inverse décrites plus haut, Baby [13, 14] et Denarié [32] négligent la déformation de cisaillement dans la flèche totale du corps d'épreuve alors que Lopez [57] la prend en compte. Nous allons donc étudier sur quelques exemples la pertinence ou non de cette prise en compte.

Sur quelques cas d'étude, nous allons nous intéresser au module d'Young déduit des essais de flexion 4 points selon que l'on prend ou non en compte la déformation en cisaillement dans la zone d'effort tranchant non nul. Partant de la courbe Force-flèche $F - \delta$, on détermine la tangente à l'origine puis on en déduit le module d'Young en supposant que le corps d'épreuve se comporte de manière parfaitement linéaire.

Commençons par calculer la flèche théorique δ_{fl} due à la flexion seule et δ_{cis} la flèche théorique due au cisaillement seul en fonction de la portée totale l, la portée d'effort tranchant l_L et de la longueur de moment constant l_C (voir figure 1.25)

$$\delta_{fl} = \frac{Fl_L(-4l_L^2 + 3l^2)}{48EI} = \frac{Fk_{fl}}{E}$$
(1.33)

$$\delta_{cis} = \frac{6F(1+\nu)l_L}{5bhE} = \frac{Fk_{cis}}{E} \tag{1.34}$$

En considérant la déformation de cisaillement dans la zone d'effort tranchant non nul, on peut déduire le module d'Young à partir de la tangente à l'origine de la courbe $F - \delta$ à l'aide de la formule :

$$E = \frac{dF}{d\delta}(k_{fl} + k_{cis}) \tag{1.35}$$

Si on néglige cette déformation de cisaillement dans la zone d'effort tranchant non nul, la formule pour déduire le module d'Young devient :

$$E = \frac{dF}{d\delta}(k_{fl}) \tag{1.36}$$

On peut également utiliser la déformation ε_{ext} mesurée en sous-face du prisme grâce aux extensomètres (voir figure 1.23) pour déduire le module. Dans ce cas, le module s'obtient à partir de la pente à l'origine de la courbe $F - \delta$ en utilisant la formule suivante :

$$E = \frac{dF}{d\varepsilon_{ext}} \frac{l_L}{2} (\frac{h}{2} + exc) \frac{12}{bh^3}$$
(1.37)

Le tableau 1.4 montre les résultats obtenus en termes de module à partir d'essais de flexion et d'essais de compression sur différents BFUP issus de différentes campagnes réalisées à l'IFSTTAR ou dans des laboratoires partenaires [13, 14, 45, 95]. Nous voyons qu'il est très difficile de dégager des grandes tendances. Avec des prismes épais par rapport aux portées (rapports $\frac{l_C}{h}$ et $\frac{l_L}{h}$ égaux à 1), on constate sur les résultats expérimentaux que la prise en compte de la déformation de cisaillement tend à surestimer le module d'Young (le comportement est plus "rigide" qu'attendu) alors que la non prise en compte de cette déformation de cisaillement tend plutôt à sous-estimer le module d'Young (le comportement est plus "souple" qu'attendu). Lorsque l'on considère des essais avec des portées plus grandes et/ou des prismes plus minces (rapports $\frac{l_C}{h}$ et $\frac{l_L}{h}$ supérieurs à 1), les modules sont assez nettement sous-estimés (le comportement est plus "souple" qu'attendu) avec prise en compte ou non de la déformation de cisaillement. Le taux de fibres métalliques et la cure du béton ne semblent pas avoir d'influence.

Il semble illusoire de déterminer précisément le module d'Young à partir des essais de flexion. Les essais de compression semblent plus indiqués, comme le prévoit d'ailleurs la norme NF P18-470 [9].

La prise en compte de la déformation d'effort tranchant peut également avoir une inflence sur la détermination de la loi σ - ϵ à partir des courbes Moment-Flèche (voir partie 1.3.1). En effet, ne pas prendre en compte cette déformation (comme c'est le cas dans la méthode proposée) revient à surestimer légèrement les déformations du matériau. Cela ne place donc pas du côté de la sécurité. Il convient donc de privilégier la pose d'extensomètres en fibre inférieure pour les essais de flexion 4 points pour faciliter la détermination de la localisation de la fissuration et également pour éliminer cette légère surestimation de la déformation.

1.4 Conclusions, enseignements tirés des différentes méthodes de caractérisation présentées

Une méthode automatisée a été proposée pour repérer la limite élastique à partir des courbes Moment-Flèche ou Moment-Déformation. Cette méthode permet, outre un gain de temps, une plus grande fiabilité de l'analyse.

La nécessité de prendre en compte un éventuel effet d'échelle pour déterminer la limite élastique en traction n'est pas évidente sur les matériaux testés. Cet effet d'échelle, s'il est bien visible sur les matériaux fragiles en traction comme c'est le cas pour un béton ordinaire, n'apparaît que très peu sur les matériaux non fragiles en traction que sont les bétons

BFUP	Conserv. a	fibres $(\%)$	\mathbf{h}	l_L/h	l_C/h	$E_{flex-fleche-cis}$ (GPa)	$E_{flex-fleche}$ (GPa)	E_{ext} (GPa)	$ E_{comp}$ (GPa)
9 -	Γ	2,5	100	1,0	1,0	59,5	(47,5)	50,5	57,9
<i>q</i> -	Α	2,5	100	1,0	1,0	67,1	53,5	59,4	57,9
<i>q</i> ⁻	Г	2,5	100	1,0	1,6	62,5	55,0	44,5	62,4
<i>q</i> ⁻	A	2,5	100	1,0	1,6	61,8	54,4	43,4	62,4
q^{-}	Г	2,5	100	1,0	1,0	76,7	60,5	63,2	62,5
<i>q</i> ⁻	Г	2,5	100	1,0	1,0	77,8	61,3	63,6	62,1
<i>2</i> -	TT	1,0	20	1,0	1,0	62,7	49,9	36,5	57,0
2	LL	2,0	20	1,0	1,0	65,5	52,2	43,9	59,5
<i>2</i>	LL	3,0	70	1,0	1,0	62,4	49,7	47,1	61,0
<i>2</i>	Г	2,5	100	1,0	1,0	66,9	53.5	47,8	60,7
$F1A^{d}$	LL	2,0	51	1,49	1,50	55,8	50,2	52,5	61,0
F1A	ΤΤ	2,0	51	2,00	2,49	56,4	53,8	55,3	61,0
F1A	LL	2,0	51	2,00	2,49	56,4	53,8	55,3	61,0
F2A	Г	2,0	51	1,49	1,50	55,9	50,3	50,6	62,9
F2A	Г	2,0	51	2,00	2,49	55,7	53,2	55,1	62,9

TABLEAU 1.4 – Modules de flexion pour différents essais

a. Conditions de conservation : L, laboratoire ; A, sous film aluminum ; TT : traitement thermique de type 2 selon la norme NF P18-470 [9], soit un traitement avec une température de l'ordre de 90° C plusieurs heures après la prise

b. BFUP issu du projet Badifops [95]
c. BFUP issu des travaux de thèse d'Amaury Herrera [45]
d. BFUP issu des travaux de Florent Baby présentés dans [13] et [14]

fibrés à ultra-hautes performances. La norme NF P18-470 [9] a actuellement reconduit une correction "héritée" des bétons ordinaires. Cette correction induit une détermination prudente de la limite élastique en traction pour l'extrapolation à des épaisseurs supérieures à celles des prismes testés pour la caractérisation du matériau. Néanmoins, de plus amples investigations, avec des essais réalisés sur différents bâtis seraient nécessaires pour confirmer, ou non, la nécessité de maintenir cette correction.

La détermination de la loi post-fissuration par analyse inverse à partir du résultat d'un essai de flexion 3 points sur une éprouvette entaillée ne pose pas de difficulté majeure et offre l'avantage d'être plus précise que d'autres méthodes simplifiées proposées dans la littérature. Nous avons par ailleurs montré que la finesse du lissage numérique utilisé pour l'application de la méthode inverse point par point n'a que très peu d'impact sur le résultat final. La méthode de lissage utilisée doit simplement permettre d'obtenir la convergence de la méthode (sans lissage, les résultats divergent très vite à cause du bruit de la courbe d'essais).

Dans le cas des BFUP écrouissants, il est possible, grâce à une analyse inverse, de déterminer la loi de traction σ - ε à partir d'un essai de flexion 4 points et de son résultat exprimé sous forme d'une courbe Moment-Déformation, si l'on place deux extensomètres en sous-face du prisme, ou d'une courbe Moment-Flèche. Toutefois, la détermination précise de la localisation suppose de mesurer la déformation en sous-face à l'aide de deux extensomètres. Nous préconisons donc de placer les deux extensomètres en sous-face et d'effectuer l'analyse inverse à partir de la courbe Moment-Déformation pour éliminer les effets éventuels de la déformation de cisaillement.

L'essai de flexion 4 points et l'analyse inverse associée permettent d'obtenir de manière fine la loi de comportement dans le domaine de la micro-fissuration avant localisation, qui est le principal domaine d'utilisation des BFUP écrouissants. Si l'on souhaite obtenir la branche descendante après localisation de la fissuration, l'essai 4 points non entaillé est difficile à exploiter car on ne maîtrise pas la localisation et la géométrie de la fissure. Si on veut exploiter cet essai dans ce domaine, une solution peut consister à utiliser les deux extensomètres en sous-face pour effectuer une analyse inverse du même type que celle effectuée sur les essais de flexion 3 points. La meilleure méthode pour obtenir la branche descendante de la loi de comportement après localisation reste sans conteste la flexion trois points sur prisme entaillé, y compris pour les matériaux très écrouissants. Dans la pratique, pour ce type de matériaux, ces essais ne sont en général pas réalisés car la courbe après localisation n'est pas nécessaire pour justifier la résistance de la structure.

Après avoir abordé ces quelques points encore discutés sur la caractérisation en traction des BFUP, nous décrirons, au chapitre suivant, la contribution que nous avons apportée, dans le cadre du projet BADIFOPS, à un autre aspect de leur comportement structurel : l'adhérence avec des aciers passifs.

Chapitre 2

Lois d'adhérence aciers passifs-BFUP

Ce chapitre est consacré à la détermination de la loi d'adhérence entre aciers passifs et BFUP. En effet, si les capacités en traction des BFUP sont en général suffisantes pour reprendre les sollicitations "secondaires" telles que l'effort tranchant ou la flexion transversale dans le cas d'un ouvrage d'art, il est en général nécessaire d'utiliser des armatures de précontrainte ou des armatures passives pour reprendre les sollicitations principales (flexion longitudinale dans le cas d'un ouvrage d'art). Dans ce dernier cas, l'adhérence des armatures passives dans le BFUP constitue la propriété fondamentale qui gouverne le comportement global d'un BFUP armé. L'ouverture des fissures résulte en grande partie de cette propriété. Ainsi, les ouvertures de fissure seront d'autant plus faibles que l'adhérence sera importante.

Une campagne d'essais réalisée dans le cadre du projet Badifops (projet débuté en 2011 et achevé en 2016) [92, 95] s'est concentrée sur cet aspect [61]. L'objectif était alors de compléter la bibliographie sur les longueurs d'ancrage des armatures passives dans un BFUP et de mieux appréhender le mécanisme de fissuration d'une structure en BFUP armé, en particulier dans le cas d'actions de type sismique. Des essais d'arrachement ont été réalisés sur des aciers passifs de différents diamètres ancrés dans des pièces minces ou massives de BFUP. Plusieurs longueurs d'ancrage ont été testées afin d'obtenir un glissement de l'acier dans le BFUP ou au contraire une rupture de l'acier. Pour caractériser avec le plus de finesse possible la loi d'adhérence locale entre acier et BFUP, une instrumentation originale à base de fibres optiques noyées dans les aciers passifs a été mise au point [53, 71]. Cette instrumentation autorise la mesure des déformations locales de l'acier du pm/m.



FIGURE 2.1 – Schéma de test utilisé pour Yoo, source [99]



FIGURE 2.2 – Schéma de test utilisé pour Yuan et Graybeal, source [101]

2.1 Etat de l'art

Une littérature abondante existe sur l'adhérence des armatures passives dans les bétons ordinaires. Par exemple, le Code Modèle *fib* [86] ou bien les articles de Metelli [65] ou de Rehm [74] montrent que l'adhérence armature-béton est liée à différents paramètres tels que la géométrie des aciers passifs utilisés (en particulier l'aire relative des verrous f_R), la résistance en compression et en traction du béton, l'épaisseur d'enrobage et les effets de confinement éventuels (les efforts d'ancrage d'une armature dans du béton créent des contraintes de traction perpendiculaires à l'axe de l'armature).

L'utilisation de fibres métalliques dans le béton est connue pour améliorer l'adhérence des aciers passifs, comme en attestent Dancygier [30], Ezeldin [35], Harajli [44], Hota [46], Kim [54] et Rostazy [79]

Les essais de la littérature que nous exploiterons dans ce chapitre sont ceux réalisés par Cattaneo [26], par Reineck en 2004 [75, 76], par Jungwirth en 2006 [52], par Saleem en 2012 [83], par Yuan et Graybeal en 2014 [100, 101] et par Yoo en 2014 [99]. Ces références

2.2. DESCRIPTION DES ESSAIS D'ARRACHEMENT



FIGURE 2.3 – Principe des essais d'arrachement réalisés

ont été choisies car elles sont relatives à des essais sur BFUP.

Si le principe de l'essai consiste toujours à tirer sur une armature ancrée dans du béton, la façon dont est ancrée l'armature diffère. Ainsi certains auteurs ménagent une zone non adhérente près de la surface du béton du côté de l'armature active, pour limiter les effets d'arc ou de confinement éventuels, c'est le cas de Jungwirth, Reineck et Yoo (voir figure 2.1). Yuan et Graybeal ont quant à eux utilisé un dispositif d'ancrage plus complexe comme détaillé dans la figure 2.2. L'effort de traction de l'armature doit être transféré aux deux armatures contiguës. La configuration est donc plus défavorable que dans les autres essais cités plus haut. Il convient en effet de considérer la distance entre les armatures puisqu'on est davantage dans un essai qualifiant la distance de recouvrement entre armatures (permettant le transfert d'effort de traction d'une armature à une autre).

2.2 Description des essais d'arrachement

Cette partie reprend pour l'essentiel l'article publié en 2016 [61].

2.2.1 Configurations d'essai

Le principe de l'essai consiste à noyer une armature passive dans du BFUP, en ménageant des zones non ancrées à proximité des parements extérieurs de façon à limiter les effets de bord susceptibles de perturber les phénomènes d'adhérence entre l'armature et le BFUP environnant (voir figure 2.3). Cela a en outre permis de contrôler avec précision la longueur d'ancrage.

Outre le diamètre de l'acier passif utilisé et la longueur d'ancrage, nous avons également fait varier l'enrobage autour de l'acier passif car ce dernier paramètre joue un rôle très



FIGURE 2.4 – Schéma des éléments minces (à gauche) et des éléments épais (à droite)

important dans le transfert d'effort entre acier et béton environnant.

- Deux types de corps d'épreuve ont été testés (voir figure 2.4) :
- éléments minces : prismes en BFUP de largeur réduite contenant un acier passif centré (enrobage de 20 ou 30 mm) de type HA8 ou HA12;
- éléments épais : bloc de BFUP contenant 6 aciers passifs, de type HA12 ou HA16, avec un enrobage sensiblement égal à 190 mm.

Le premier type de corps d'épreuve correspond au cas assez fréquent d'éléments minces en BFUP armé, tandis que le deuxième type de corps d'épreuve correspond au cas d'une situation idéale où l'acier serait ancré dans un bloc massif en BFUP.

Pour les essais sur éléments minces, le prisme a été placé directement dans une presse. L'élément mince était ancré sur le bâti de la presse tandis que le vérin de la presse venait exercer un effort de traction sur l'armature. Pour les essais sur éléments épais, on a utilisé un petit vérin appuyé sur trois pieds réglables (tripode) à la surface du BFUP venant exercer un effort de traction sur l'acier. Le principe d'appui de trois pieds réglables a été retenu pour limiter les efforts de flexion dans l'armature passive (voir figure 2.5, sur cette figure, on voit le vérin utilisé pour les essais de faisabilité, un vérin posé sur trépied a été utilisé pour les essais suivants)

2.2.2 Matériaux utilisés

Le BFUP utilisé est un des BFUP disponibles sur le marché européen [34, 95]. Il contient des fibres métalliques et des fibres de polypropylène pour réduire le risque d'écaillage en cas d'incendie. Sa composition est détaillée dans le tableau 2.1 et ses caractéristiques mécaniques sont détaillées dans le tableau 2.2.



FIGURE 2.5 – Essais d'arrachement sur plaque mince (à gauche) et sur élément épais (à droite)

TABLEAU	2.1 –	Composition	$\mathrm{d}\mathbf{u}$	BFUP	utilisé
---------	-------	-------------	------------------------	------	---------

BFUP				
$\operatorname{Premix}^{a}$	2296 kg/m^3			
Superplastifiant	38 kg/m^3			
Fibres métalliques	$195 \text{ kg/m}^3 (2,5\% \text{ in volume})$			
	$L_f = 20 \text{ mm}$			
	$\phi_f=0,3~\mathrm{mm}$			
Fibres polypropylène	$1.5 \mathrm{~kg/m^3}$			
	$L_f = 12 \text{ mm}$			
	$\phi_f = 18~\mu{ m m}$			
Eau	207 kg/m^3			
Cure	Conditions ext puis laboratoire			
Affaiss. dynam (Cône DIN)	598 mm			

a. Ciment, fumée de silice, additions minérales et granulats

Caractéristiques mécaniques					
Age	$pprox$ 90 jours a				
Compression					
$f_{cm}{}^b$	$205 \mathrm{MPa}$				
Traction					
$f_{ctm,el}$ c	$13,15 { m MPa}$				
$\sigma(w=0,3mm)^{\ d}$	13,9 MPa				
Module E_{cm}	62,4 GPa				
Coef Poisson ν	0,22				

TABLEAU 2.2 – Caractéristiques mécaniques du BFUP utilisé

 $a.\,$ âge lors des essais d'arrachement

 $b.\,$ mesurée sur des cylindres 11 cm x 22 cm

c.valeur moyenne mesurée sur des prismes 10 cm x 10 cm x 40 cm ou 10 cm x 10 cm x 70 cm

 $d\!.$ valeur moyenne mesurée sur des prismes 10 cm x 10 cm x 40 cm



FIGURE 2.6 – Vue des aciers passifs et distance entre verrous

TABLEAU 2.3 – Caractéristiques mécaniques et géométriques des aciers utilisés, déterminées selon $\left[7\right]$

Caractéristiques géométriques et mécaniques des aciers utilisés							
Diamètre	8 mm		$12 \mathrm{~mm}$		16 mm		
Hauteur des verrous (mm)	0,	60	0,72		1,33		
Espacement des verrous	6,40		6,79		9,5		
(mm)							
Aire relative des verrous a	≈ 0.055		$\approx 0,056$		\approx	0,074	
Engravure	Non	Oui	Non	Oui	Non	Oui	
Module (GPa)	181,4	174,0	188,4	186,9	190,5	id.	
Limite d'élasticité fy (MPa)					518,9	id.	
Limite d'élasticité conven-	615,2	591,3	532,1	516,0			
tionnelle à 0.2% (MPa)							
Résistance ultime en trac-	650,4	618,4	590,5	577,4	624,5	id.	
tion (MPa)							
Déformation ultime en trac-	2,36	$2,\!35$	4,37	6,37	8,8	id.	
tion $(\%)$							
Type d'acier		profilé	à froid		laminé	à chaud	

 $a\!.$ calculée selon la norme EN 15630-1([7])

Les aciers passifs utilisés sont des armatures représentatives de ce que l'on peut trouver sur le marché français. Leurs caractéristiques mécaniques et leurs caractéristiques géométriques sont détaillées dans le tableau 2.3. La figure 2.6 montre également les photos des trois tailles d'aciers passifs utilisés et détaille l'espacement entre les verrous.

2.2.3 Protocole de chargement

Trois types de protocole de chargement ont été appliqués :

— MC : chargement monotone croissant

— PR : chargement par paliers avec redescente

— RP : chargement statique répété par paliers

Les allures de chargement sont données figure 2.7

2.2.4 Instrumentation utilisée

La figure 2.8 montre le schéma d'instrumentation utilisé. L'effort est mesuré grâce au capteur d'effort de la presse utilisée pour les essais sur plaques minces et grâce à un peson pour les essais sur éléments épais (voir figure 2.5).

Comme expliqué en préambule de ce chapitre, nous avons utilisé des fibres optiques insérées le long des aciers passifs pour mesurer aussi précisément que possible leur déformation et en déduire la loi de comportement locale.

La fibre optique est placée dans une engravure aussi fine que possible (de l'ordre de 1 mm de largeur sur 1 mm de profondeur, voir figure 2.9). L'engravure est ensuite remplie d'une colle relativement rigide pour rendre la fibre optique adhérente à l'acier passif. Cette technique a l'avantage d'être très peu intrusive puisque le contact entre l'armature passive et le BFUP n'est quasiment pas modifié et la section de l'acier passif est également très peu diminuée (voir tableau 2.3 des caractéristiques mécaniques avec et sans engravure). La figure 2.10 montre deux photos d'aciers HA12 instrumentés par fibre optique.

La technologie utilisée pour déterminer la déformation tout le long de la fibre est la rétrodiffusion de Rayleigh. Elle permet d'obtenir la déformation (ou la variation de température) tout le long de la fibre optique avec une résolution spatiale de l'ordre de quelques millimètres.

Les détails de cette technique d'instrumentation par fibre optique développée dans le projet Badifops sont fournis dans [53] et [71].

En plus de cette instrumentation par fibre optique, nous avons utilisé une instrumentation plus classique. Ainsi deux extensomètres ont été installés pour mesurer le glissement relatif de l'acier par rapport au BFUP du côté actif (capteurs de déplacement C_1 et C_2 sur la figure 2.8) et un extensomètre a été installé de l'autre côté du bloc BFUP pour mesurer le glissement relatif du côté passif (capteur de déplacement D_p).



FIGURE 2.7 – Allure des différents protocoles de chargement


FIGURE 2.8 – Instrumentation utilisée sur les essais d'arrachement



FIGURE 2.9 – Aciers HA 12 et HA16 engravés et instrumentés par fibre optique



FIGURE 2.10 – Acier HA 12 instrumenté par fibre optique après rupture par traction (à gauche), acier HA 12 placé dans coffrage pour coulage élément épais (à droite)

2.3 Résultats des essais d'arrachement et comparaison avec les données de la littérature

Les tableaux 2.4 et 2.5 montrent les principaux résultats des essais réalisés sur éléments minces et épais.

Pour les éléments minces, un glissement de l'armature a été obtenu essentiellement pour les aciers HA12 ancrés à 4ϕ . Les autres corps d'épreuve ont quasiment tous rompu par plastification puis rupture de l'armature. Toutefois, même si la rupture finale a eu lieu par rupture de l'armature elle-même, un glissement a parfois pu être mesuré en pied du corps d'épreuve (capteur D_p sur la figure 2.8) ce qui indique que la contrainte maximale de cisaillement a été atteinte sur quasiment toute la hauteur ancrée. Cette impression est confirmée par l'allure linéaire du profil de déformation (mesurée par fibre optique) lorsque l'on s'approche de l'effort maximum (voir partie 2.3.2). Des ruptures par éclatement du béton ont pu être observées essentiellement pour les aciers HA12 avec un enrobage de 20 mm, correspondant à un rapport enrobage sur diamètre de 1,7. Cela signifie que la résistance en traction du béton a été atteinte (la présence de zones plus faibles avec une moins bonne répartition des fibres est plausible).

Pour les éléments épais, on observe systématiquement des ruptures par glissement lorsque la longueur d'ancrage est faible $(2,5\phi)$ et des ruptures par plastification puis

	Epaisseur élément	Enrobage	Long. ancrage	Nom	Type chargement a	Charge maxi	Contrainte acier	Type rupture b	Gliss. mesuré	Cont. cisaill moy.
						kN	MPa		mm	MPa
			ϕ	48-4-1	PR	$30,\!8$	613	G+R	0,76	38,3
	и	ц	4	48-4-2	SR	29,8	592	F	Non	-
HA 8	mr	mr		48-8-3	SR	30,7	611	R	Non	-
	48	20	φ	48-8-4	PR	31,3	623	R	Non	-
			∞	48-8-5	MC	31,4	625	R	Non	-
				48-8-6	SR	31,2	621	R	Non	-
				68-4-1	MC	$30,\!6$	610	R	Non	-
			φ	68-4-2	PR	$_{30,4}$	605	R	Non	-
	ц	ц	4	68-4-3	SR	30,7	611	R	Non	-
	mr	mr		68-4-4	SR	30,4	605	R	Non	-
	68	30	φ	68-8-5	PR	30,8	613	R	Non	-
				68-8-6	PR	30,8	613	R	Non	-
			∞	68-8-7	SR	31,3	622	R	Non	-
				68-8-8	SR	31,2	621	R	Non	-
			φ	52-4-1	PR	$59,\!6$	527	E+G	0,54	32,9
	ц	я	4	52-4-2	SR	66,2	585	G+R	$0,\!17$	36,5
	mr	mr		52-8-3	MC	66,4	587	FR	Non	-
	52	20	φ	52-8-4	PR	66,5	588	R	Non	-
			x	52-8-5	SR	67,2	594	E+G+R	$0,\!35$	37,1
2				52-8-6	SR	$63,\!5$	561	E+R	Non	-
1 1				72-4-1	MC	66,1	584	G+R	1,00	36,5
Η/			ϕ	72-4-2	PR	66,6	589	G+R	$0,\!55$	36,8
	ц	я	4	72-4-3	SR	66,2	586	G+R	0,40	36,6
	mr	mr		72-4-4	SR	66,2	585	G+R	0,62	36,6
	72	30		72-8-5	SR	65,8	582	R	Non	-
			ϕ	72-8-6	SR	65,8	582	R	Non	-
			œ	72-8-7	PR	66,2	585	R	Non	-
				72-8-8	MC	66,2	586	R	Non	-

TABLEAU 2.4 – Résultat d'essais sur éléments minces

 $a.~{\rm MC}:{\rm Chargement}$ monotone croissant ; ${\rm PR}:{\rm Chargement}$ par paliers avec redescente ; ${\rm SR}:{\rm Chargement}$ statique répété par paliers.

 $b. \ {\rm E}$: Eclatemement du béton ; G : Glissement armature ; R : Rupture armature.

Г

	Enrobage	Long. ancrage	Nom	Type chargement a	Charge maxi	Contrainte acier	Type $rupture^{b}$	Gliss. mesuré	Cont. cisaill moy.
					kN	MPa		$\mathbf{m}\mathbf{m}$	MPa
			194-2,5-1	PR	$61,\!8$	546	G	10,7	$54,\! 6$
		_	194 - 2.5 - 2	PR	62,4	552	G	7,2	55,2
		$2,5\phi$	194-2.5-3	SR	$59,\!3$	524	G	7,7	52,4
			194-2.5-4	SR	$57,\!9$	512	G	1,1	51,2
12	194 mm		194-2.5-5	SR	$59,\! 6$	527	G	8,9	52,7
Y			194-2.5-6	MC	60,5	535	G	NC^{c}	53,3
H		8 <i>ф</i>	194-8-1	PR	66,4	587	R	Non	-
			194-8-2	PR	$65,\!8$	582	R	Non	-
			194-8-3	SR	66,4	587	R	Non	-
			194-8-4	SR	67,0	592	R	Non	-
			194-8-5	SR	64,9	574	R	Non	-
			192-2,5-1	SR	118,2	588	G	2,3	58,8
			192-2.5-2	SR	118,8	591	G	7,1	59,1
		ϕ	192-2.5-3	PR	122,2	608	G	8,3	60,8
		2	192-2.5-4	SR	119,3	594	G	1,3	59,3
	и		192-2.5-5	PR	115,9	577	G	2,8	57,7
1	IUI		192-2.5-6	MC	100,9	502	G	7,5	50,2
ΗA	92		192-8-1	MC	132,4	659	R	Non	-
	, -		192-8-2	PR	133,4	663	R	Non	-
		φ	194-8-3	SR	132,4	658	R	Non	-
		∞	192-8-4	SR	130,9	651	R	Non	-
			192-8-5	SR	131,9	656	R	Non	-
			192-8-6	PR	133,4	663	R	Non	-

Tableau 2.5 – Résultat d'essais sur éléments épais

a. $\operatorname{MC}:\operatorname{Chargement}$ monotone croissant; $\operatorname{PR}:\operatorname{Chargement}$ par paliers avec redescente; SR : Chargement statique répété par paliers.

b. G : Glissement armature; R : Rupture armature.

c.non mesuré



FIGURE 2.11 – Points expérimentaux obtenus dans le projet Badifops et courbe idéalisée reliant contrainte d'adhérence normalisée et enrobage normalisé

rupture des armatures lorsque la longueur d'ancrage est importante $(8,0\phi)$.

2.3.1 Etude de l'influence de l'enrobage

Afin de mieux appréhender l'influence de l'épaisseur d'enrobage sur l'adhérence des armatures dans le BFUP, la courbe $\frac{\tau_{max}}{\sqrt{f_c}}$ fonction de $\frac{c}{\phi}$ a été tracée (voir figure 2.11), avec ϕ le diamètre de l'acier, τ_{max} la contrainte de cisaillement maximale mesurée (moyennée sur la longueur de l'ancrage), f_c la résistance en compression moyenne du BFUP et c la distance d'enrobage. La corrélation entre τ_{max} et $\sqrt{f_c}$ avait été établi par Lorrain pour les BHP (bétons à hautes performances) [58].

Pour compléter les résultats obtenus lors de la campagne Badifops, dans la perspective de calibration des dispositions liées à l'adhérence armatures/béton de la norme française [10], nous avons ajouté des données trouvées dans la littérature (voir figure 2.12).

Une courbe idéalisée est proposée pour déterminer la tendance observée expérimenta-



 $\label{eq:Figure 2.12-Points expérimentaux obtenus dans le projet Badifops et dans la littérature et courbe idéalisée pour contrainte d'adhérence normalisée et enrobage normalisée$

lement. Cette courbe est définie par :

$$\frac{\tau_{max}}{\sqrt{fc}} = \frac{3.5}{4} \frac{c}{\phi} \quad si \quad \frac{c}{\phi} \le 4$$

$$\frac{\tau_{max}}{\sqrt{fc}} = 3.5 \quad si \quad \frac{c}{\phi} \ge 4$$
(2.1)

La courbe idéalisée semble "sécuritaire" si l'on excepte un point donné par Saleem [83] et quelques points donnés par Yuan et Graybeal [100]. Toutefois la longueur d'ancrage dans le cas du point de Saleem est très grande (18ϕ) ce qui laisse supposer que la contrainte de cisaillement n'était pas réellement constante sur toute cette longueur. Dans le cas de Yuan et Graybeal la configuration est assez défavorable puisque l'effort de l'armature en tension doit se transmettre à deux armatures adjacentes positionnées légèrement plus bas que cette armature (voir figure 2.2), cela explique probablement pourquoi les contraintes de cisaillement trouvées sont légèrement plus faibles que celles observées dans d'autres références. Observons également que, dans le cas d'un béton non fibré, la longueur de recouvrement est un peu plus importante que la longueur d'ancrage (facteur α_6 de l'article 8-7-3 de l'Eurocode 2 [4], compris entre 1 et 1,5). Un autre artefact possible provient, pour les faibles longueurs d'ancrage, de la position et du nombre de nervures sur la longueur d'ancrage.

Remarquons que les courbes ont été tracées en considérant la valeur moyenne de la résistance en compression du béton $(f_c = f_{cm})$. Pour un dimensionnement, il convient de prendre la valeur caractéristique de la résistance en compression du béton $(f_c = f_{ck})$ ce qui conduit à des contraintes d'adhérence de calcul un peu plus faibles, qui seront ellesmêmes affectées d'un facteur de sécurité pour le calcul de la longueur d'ancrage (section 8.4 de l'Eurocode 2 [4]).

2.3.2 Allure des courbes de déformation mesurées le long des armatures ancrées

Les armatures ancrées de 8ϕ présentent une variation de déformation d'allure exponentielle, que ce soit pour les éléments minces ou les éléments épais (voir figure 2.13). Les armatures ancrées de 2,5 ou 4ϕ présentent quant à elles une allure quasi linéaire quand la charge devient importante (voir figure 2.14). Ceci est dû au fait que sur une faible longueur d'ancrage, la contrainte de cisaillement maximale doit être mobilisée pour ancrer l'armature.

Les légères ondulations observées sur les courbes dans la zone en traction pure et dans une moindre mesure dans la zone d'ancrage ont une périodicité qui correspond à peu près à l'espacement des verrous. Ceci peut s'expliquer par le fait que la fibre optique est excentrée par rapport au centre de l'armature et peut donc être affectée par les variations de géométrie locale.



FIGURE 2.13 – Déformation mesurée par fibre optique pour deux éléments avec une longueur d'ancrage de 8 ϕ : 194-8-5 à gauche et 72-8-5 à droite



FIGURE 2.14 – Déformation mesurée par fibre optique pour deux éléments avec une faible longueur d'ancrage : 52-4-2 à gauche et 192-2,5-5 à droite



FIGURE 2.15 – Déformation mesurée par fibre optique avant et après les cycles de chargement pour les corps d'épreuve pour 48-4-2 à gauche et 194-8-5 à droite

2.3.3 Influence de la méthode de chargement

Les tableaux 2.4 et 2.5 montrent que le protocole de chargement (monotone croissant, par paliers avec redescente ou statique répété par paliers) n'a pas d'influence sur le résultat. De même si on compare la courbe des déformations mesurées grâce à la fibre optique, on constate que les déformations de l'acier sont identiques avant et après les cycles de déchargement-chargement (voir figure 2.15). On n'identifie donc pas de dégradation de l'adhérence par fatigue.

2.3.4 Loi locale contrainte-glissement

Lorsqu'on applique un chargement sur une armature ancrée dans du BFUP, un déplacement relatif se produit. Supposant que la déformation du BFUP entourant l'armature est négligeable devant la déformation de l'armature elle-même, cela nous conduit à considérer que le déplacement global de l'armature δ_s peut être considéré comme égal au déplacement relatif δ . Dans la suite de ce chapitre, nous considérerons cette égalité comme vérifiée.

Il s'agit maintenant de trouver en tout point x le long de l'armature le déplacement $\delta(x)$ et la contrainte de cisaillement $\tau(x)$.

Obtention de $\delta(x)$

En utilisant la déformation $\varepsilon(x)$ mesurée tout le long de l'armature par la fibre optique et le déplacement de l'armature D_p mesuré par le capteur sous le corps d'épreuve, on peut en déduire le déplacement $\delta(x)$ de l'armature en tout point x (voir figure 2.16) :

$$\delta(x) = -D_p + \int_{u=0}^x \varepsilon(u) du$$
(2.2)



FIGURE 2.16 – Méthode d'obtention de $\delta(x)$ (à gauche) et $\tau(x)$ (à droite)



FIGURE 2.17 – Lois de comportement des aciers déterminés à partir des essais de caractérisation

Obtention de $\tau(x)$

La contrainte de cisaillement s'obtient en dérivant la contrainte dans l'armature (voir figure 2.16), contrainte directement liée à la déformation dans l'armature via la loi de comportement de l'armature. On a en effet :

$$\sigma(x) = f(\varepsilon(x)) \tag{2.3}$$

où f est une fonction correspondant à la loi de comportement des armatures, déterminée comme la moyenne des courbes expérimentales obtenue directement grâce aux essais de caractérisation (voir figure 2.17).

Considérant un élément de longueur infinitésimale dx, effectuons le bilan des efforts appliqués sur cet élément (voir figure 2.18). La somme des efforts appliqués est nulle car l'élément est en équilibre (l'essai est suffisamment lent pour que l'on puisse considérer être en statique). On obtient l'équation suivante :



FIGURE 2.18 – Schéma des efforts exercés sur un élément d'acier passif de longueur infinitésimale $d\boldsymbol{x}$

$$\pi .\phi .dx.\tau(x) = A_s[\sigma(x+dx) - \sigma(x)] \tag{2.4}$$

qui peut aussi s'écrire :

$$\tau(x) = \frac{A_s \frac{d\sigma}{dx}(x)}{\pi . \phi} = \frac{\phi}{4} \frac{d\sigma}{dx}(x)$$
(2.5)

avec A_s la section de l'armature.

 $\tau(x)$ peut donc se déduire de la déformation $\varepsilon(x)$ le long de l'armature, en dérivant une fonction de $\varepsilon(x)$. Comme pour toute dérivée, il est nécessaire de partir d'une fonction relativement "lisse" pour obtenir un résultat correct. Aussi, nous effectuons un lissage sur la courbe $\varepsilon(x)$ similaire à celui décrit dans la partie 1.2.2 avant de procéder à la dérivation (voir figure 2.19). Nous considérons des polynômes de degré 3 interpolant au mieux les données sur des intervalles [x - dx; x + dx] avec dx = 20 mm (soit 20 points à gauche et 20 points à droite du point cherché, car les fibres optiques donnent des valeurs de déformation tous les millimètres).

Construction de la courbe $\tau(\delta)$

Pour chaque abscisse x de l'armature étudiée, nous obtenons un couple de valeur (δ, τ) .

Pour les valeurs de charge élevées, lorsque l'armature commence à glisser, la courbe de déformation $\varepsilon(x)$ mesurée par fibre optique devient généralement très brouillée et donc très difficile à lisser puis à dériver. Or le déplacement de l'armature dû à la déformation de celle-ci devient assez vite négligeable par rapport au glissement d'ensemble. C'est le cas lorsque $D_p \ge 0.03$ mm. Ainsi, reprenant l'équation 2.2, le terme D_p devient prépondérant



FIGURE 2.19 – Lissage des déformations pour différentes valeurs d'effort pour le corps d'épreuve 194-96-1 (à gauche), représentation des couples (δ , τ) déterminés de manière locale et global (à droite)



FIGURE 2.20 – Ensemble des points $\tau - \delta$ déterminés de manière locale (à gauche) et déterminés de manière local et global (à droite)

devant $\int_{u=0}^{x} \varepsilon(u) du$. Considérant également le fait que la contrainte de cisaillement est à peu près constante sur la longueur d'ancrage (courbe $\varepsilon(x)$ quasi linéaire), on peut compléter les points déjà obtenus avec les points "globaux" (D_p, τ_m) où τ_m est la contrainte de cisaillement moyenne obtenue sur la longeur d'ancrage L_A , soit :

$$\tau_m = \frac{F}{\pi.\phi.L_A} \tag{2.6}$$

La figure 2.19 montre, pour un corps d'épreuve donné, les points globaux (D_p, τ_m) et les points locaux (δ, τ) . On constate un bon raccordement entre les points globaux et les points locaux.

En plaçant les points locaux (δ, τ) et les points globaux (D_p, τ_m) sur un même graphique, on obtient les graphiques de la figure 2.20 et celui de la figure 2.21 (tracé avec une plus grande échelle d'abscisses).



FIGURE 2.21 – Ensemble des points $\tau - \delta$ avec une grande échelle en abscisse (à gauche), courbe $\tau - \delta$ issue des résultats expérimentaux après lissage (à droite)

Si on lisse l'ensemble des points obtenus en utilisant de nouveau la méthode d'interpolation polynomiale glissante décrite dans la partie 1.2.2, on obtient la courbe de la figure 2.21. Sur cette figure, on peut distinguer trois phases dans le mécanisme d'ancrage de l'armature dans du BFUP :

- 1 : <u>phase quasi élastique</u>. Le BFUP autour de l'armature se comporte de façon linéaire élastique sous l'effet des contraintes de compression et de traction générées par les verrous de l'armature. Les glissements sont très faibles.
- 2 : <u>micro-fissuration</u>. Le BFUP autour de l'armature micro-fissure ce qui entraîne une diminution de la rigidité apparente. Cette phase débute donc lorsque la rigidité apparente décroît. Cette transition entre la phase quasi élastique et la phase de micro-fissuration n'est toutefois pas très facile à déterminer étant donné la dispersion des résultats (voir figures 2.20 et 2.21)
- 3 : <u>glissement ou arrachement</u>. La contrainte de cisaillement entre l'armature et le BFUP devient quasi-uniforme et égale à la valeur maximale. Un glissement global apparaît. Les valeurs de déplacement observées lors de cette phase de glissement vont d'environ 0,05 mm à 0,5 mm (voir figure 2.21).

2.3.5 Comparaison des lois obtenues avec celles proposées par le Code Modèle *fib* [86]

La formule proposée par le Code Modèle fib 2010 donnant la contrainte d'adhérence fonction du glissement est la suivante :

$$\tau_{0} = \tau_{max} (\delta/\delta_{1})^{\alpha} \qquad \text{pour} \quad 0 \le \delta \le \delta_{1}$$

$$\tau_{0} = \tau_{max} \qquad \text{pour} \quad \delta_{1} \le \delta \le \delta_{2}$$

$$\tau_{0} = \tau_{max} - (\tau_{max} - \tau_{f}) \frac{(\delta - \delta_{2})}{(\delta_{3} - \delta_{2})} \qquad \text{pour} \quad \delta_{2} \le \delta \le \delta_{3}$$

$$\tau_{0} = \tau_{f} \qquad \text{pour} \quad \delta_{3} \le \delta$$

$$(2.7)$$



FIGURE 2.22 – Loi model code et lois modifiées LMCM1 et LMCM2

avec :

- $-\tau_{max} = 2.5\sqrt{f_{cm}}$
- $-\delta_1 = 1.0 \text{ mm}$
- $-\delta_2 = 2.0 \text{ mm}$
- $-\delta_3 = distance entre les verrous de l'armature$
- $\alpha = 0.4$
- $\tau_f=0,40\,\tau_{max}$ en phase de glissement et dans le cas de bonnes conditions d'adhérence 1

Pour coller aux résultats expérimentaux obtenus dans la partie précédente, il est nécessaire de faire passer la contrainte maximale de cisaillement de $2,5\sqrt{f_{cm}}$ à $3,9\sqrt{f_{cm}}$ (le facteur 3,5 proposé dans la partie 2.3.1 est une valeur "sécuritaire", nous prenons ici une valeur moyenne). Il faut également diminuer la valeur δ_1 de 1,0 à 0,1 mm et la valeur δ_2 de 2,0 à 0,6 mm. Nous appellerons la loi obtenue LMCM1 (loi modèle code modifiée n° 1). L'objectif est ici d'obtenir la loi la plus proche possible des résultats expérimentaux. Des coefficients de sécurité pourront ensuite être appliqués sur cette loi si l'on souhaite se placer dans un contexte réglementaire.

La courbe expérimentale peut être approchée de manière plus satisfaisante en adaptant le premier terme de l'équation 2.7.

$$\tau_0 = \tau_{max} \left[1 - \left(\frac{\delta_1 - \delta}{\delta_1} \right)^{\beta} \right] \quad \text{pour} \quad 0 \le \delta \le \delta_1 \tag{2.8}$$

avec $\beta = 3$.

La nouvelle loi obtenue est appelée LMCM2 (loi modèle code modifiée n° 2), voir figure 2.22.

Les deux lois sont tracées avec les résultats expérimentaux sur la figure 2.23.

^{1.} $\delta,\,\delta_1,\,\dots$ sont notés respectivement $s,\,s_1,\,\dots$ dans le Code Modèle



FIGURE 2.23 – Ensemble des points $\tau - \delta$ avec les lois proposées (à gauche), courbe expérimentale avec les lois proposées (à droite)

Les paramètres δ_3 et τ_f correspondant à la branche descendante de la courbe sont assez difficiles à évaluer étant donné la dispersion assez grande des résultats dans cette phase. Nous nous sommes donc concentrés sur les deux premières équations du Code Modèle *fib* [86].

2.4 Conclusions sur le mécanisme d'adhérence armatures passives - BFUP

Ce chapitre s'est focalisé sur les résultats principaux de la campagne d'essais d'arrachement réalisée dans le cadre du projet Badifops. Différentes longueurs d'ancrage et différentes épaisseurs d'enrobage ont été testées. Ces essais ainsi que les essais disponibles dans la littérature ont permis de :

- proposer une loi donnant la contrainte d'adhérence maximale en fonction de l'enrobage;
- proposer une loi donnant la contrainte d'adhérence locale en fonction du glissement local de l'acier dans le BFUP;

Comme indiqué dans [94], ces essais ont également permis de modifier les valeurs de longueur d'ancrage et de recouvrement des aciers dans du BFUP proposées par les recommandations AFGC [2] pour la nouvelle norme NF P18-470 [10]. En particulier, les formules ont été modifiées pour prendre en compte de manière plus sécuritaire le cas des faibles enrobages. Les formules ont été calibrées pour conserver un facteur de sécurité d'au moins 2,0 sur les longueurs d'ancrage. Les formules ont ensuite été vérifiées et comparées aux recommandations données par Graybeal pour les connexions par joint BFUP dans [39]. Ces données et leur interprétation ont donc contribué à ajuster et améliorer la sécurité des dispositions normatives pour le dimensionnement des structures en BFUP armé. Le chapitre suivant sera consacré à des structures complètes réalisées en BFUP armé ou bien à des structures en béton armé renforcées au moyen de BFUP. Nous étudierons en effet le comportement de poteaux armés réalisés entièrement en BFUP et de poteaux en béton ordinaire chemisés par une mince couche de BFUP sous une sollicitation combinée de compression axiale et de flexion alternée, afin d'appréhender au mieux la ductilité de ce type de structures. La quantification de la ductilité du BFUP armé constituait en effet un des défis scientifiques principaux du projet Badifops au sein duquel ont été réalisés les essais d'adhérence, l'objectif étant de contribuer à combler le vide normatif et réglementaire en cas d'utilisation du BFUP en zone sismique [91].

Chapitre 3

Essais sur poteaux

Après avoir détaillé notre contribution à l'étude de l'adhérence d'armatures passives dans un BFUP au chapitre précédent, nous décrivons dans ce chapitre nos travaux portant sur le comportement global d'une structure en BFUP armé soumise à un chargement en flexion alternée et à une compression axiale. L'adhérence des armatures passives dans le béton joue en effet un rôle primordial dans le comportement sous séisme des structures en béton armé pour le développement de rotules plastiques aptes à dissiper l'énergie tout en gardant une résistance acceptable. Ces rotules sont le plus souvent attendues à l'encastrement des éléments verticaux comprimés (poteaux, piles de ponts, ...).

Des essais ont été réalisés dans le cadre du projet de recherche Badifops pour quantifier la ductilité d'un poteau en BFUP faiblement armé [62] et répondre à la question de savoir si l'on pouvait considérer un coefficient de comportement supérieur à 1 pour évaluer les efforts à prendre en compte sous sollicitations de type sismiques. Des essais ont également été réalisés sur des poteaux en béton ordinaire renforcés par une couche de BFUP dans la zone d'enrobage des aciers à la base du poteau pour quantifier l'apport en ductilité de ce type de renforcement [60].

3.1 Introduction - Etat de l'art

Si on peut trouver beaucoup d'articles, de rapports ou guides sur la ductilité de structures en béton armé, comme par exemple [27] ou [36], le nombre de références sur la ductilité de structures en BFUP est nettement plus faible.

Parmi celles-ci, Massicotte [64] a montré que le BFUP pouvait être utilisé pour renforcer des poteaux existants en béton armé (voir figure 3.1). Une couche de BFUP de 9 cm d'épaisseur en pied de poteaux testés en flexion a permis d'obtenir un gain de ductilité conséquent. L'objectif était ici de qualifier une solution de renforcement de piles de ponts existantes, non dimensionnées selon des règles parasismiques, pour les rendre aptes à résister à un séisme. Cette solution vient en alternative à des solutions plus classiques



FIGURE 3.1 – Principe du chemisage par BFUP effectué par Massicotte [64]

de renforcement par composites collés, en particulier dans le cas de sections allongées ou dans des conditions d'environnement défavorables aux composites. Outre le gain en ductilité révélé dans le cas présent, la solution de renforcement par BFUP présente également l'intérêt de créer un chemisage protecteur autour de la pile vis-à-vis des agressions chimiques extérieures ou des agressions mécaniques (abrasion si la pile est située en rivière).

Une idée équivalente a été testée par Sogabe [85] mais avec plusieurs éléments préfabriqués en BFUP placés autour des aciers passifs de poteaux en béton armé (voir figure 3.2). Les poteaux ont été testés sous sollicitations combinées compression axiale - flexion alternée et ont montré une très bonne ductilité. Les éléments en BFUP préfabriqués ont permis de maintenir le béton au cours de cycles de chargement et d'empêcher ainsi les aciers de flamber. Le même type de structure a été testé par Ichikawa [48] : deux poteaux constitués d'un noyau en béton armé entouré par des éléments préfabriqués en BFUP et un poteau constitué seulement des éléments préfabriqués (voir figure 3.3) ont été testés sous une double sollicitation : chargement axial accompagné d'un chargement cyclique orbital. Ces deux types de structure ont montré un bon comportement en termes de ductilité et de déformation résiduelle. Palacios [69] a testé deux poteaux de section carrée (711 x 711 mm²), de 2,69 m de haut avec un fort ferraillage longitudinal et un fort taux de ferraillage transversal. Le premier poteau était entièrement fabriqué en béton ordinaire tandis que dans le deuxième poteau, un BFUP remplaçait le béton ordinaire à la naissance du poteau sur 1,01 m de haut. Les deux poteaux ont été testés sous compression axiale et sous flexion alternée. Le poteau mixte béton ordinaire - BFUP a montré un meilleur comportement en termes de moment maximal et de ductilité que le poteau entièrement







FIGURE 3.3 – Principe du renforcement de poteaux par éléments préfabriqués en BFUP effectué par Ichikawa [48]



FIGURE 3.4 – Principe d'ancrage des aciers dans des réservations cylindriques remplies de BFUP en ménageant une zone non adhérente proposé par Tazarv [89]

en béton ordinaire.

Dans un registre quelque peu différent, Tazarv [89] a montré que le BFUP pouvait être utilisé pour ancrer des armatures passives servant de liaison dans des assemblages d'élements préfabriqués tels que chevêtre - poteau ou semelle - poteau. Les armatures sont placées dans des réservations cylindriques (voir figure 3.4) avant que ces réservations soient remplies de BFUP. Le BFUP permet ici de réduire les longueurs d'ancrage des armatures. Pour augmenter la ductilité, une partie des armatures a été rendue non adhérente sur une petite longueur. Ce système de connexion a été testé et les résultats ont montré qu'il était adapté à des zones de forte sismicité.

Si toutes les références citées ci-dessus se concentraient sur le comportement de structures armées, Frettlöhr [37] a testé des prismes en BFUP seul sous un chargement en flexion alternée. Les essais ont montré que les prismes soumis à des chargements répétés pouvaient supporter environ 250 cycles de chargement correspondant à deux fois la limite élastique. Ils ont également montré que la ductilité diminuait d'environ 25% en flexion alternée et que la rigidité diminuait rapidement après localisation de la fissuration. Ces essais ont donc montré la capacité des fibres à continuer à jouer un rôle structurel sous des sollicitations alternées successives, alors que l'on pourrait craindre un déchaussement et/ou un flambement rapide des fibres au cours des cycles. Cette aptitude nous permettait donc d'être optimiste sur la capacité d'une structure en BFUP à supporter des sollicitations alternées de type sismique.

Les essais présentés ci-après font partie du projet Badifops. Après une étude préalable portant sur des projets d'ouvrages d'art et de bâtiments [93], des essais ont été réalisés pour caractériser la ductilité de poteaux en flexion composée (compression plus moment

3.2. CORPS D'ÉPREUVE



FIGURE 3.5 – Principe des essais de poteau

de flexion alterné). Des "grands" poteaux en béton armé renforcés par un chemisage BFUP et des "petits" poteaux entièrement en BFUP armé ont été testés sous sollicitations combinées compression axiale - flexion alternée en même temps que des corps d'épreuve témoins. Le principe de l'essai est décrit dans la figure 3.5. Les résultats ont été analysés en comparant la réponse des poteaux en termes d'effort maximal et de type de rupture avec le comportement théorique. La ductilité des différents types de corps d'épreuve ainsi que l'énergie dissipée a également été évaluée.

3.2 Corps d'épreuve

3.2.1 Grands poteaux en béton ordinaire avec chemisage BFUP

Quatre corps d'épreuves de grandes dimensions (poteaux de 3 m de long) ont été fabriqués en béton ordinaire (BO 2 correspondant à un C45). Trois de ces poteaux ont été renforcés par une couche de BFUP de 58 à 70 mm d'épaisseur (BFUP 2, voir tableau 3.1) près de la zone d'encastrement comme indiqué sur la figure 3.6. Afin de simplifier le processus de fabrication, des réservations ont été ménagées à l'intérieur du coffrage au moyen de plaques de polystyrène. Ces plaques de polystyrène ont ensuite été éliminées par action mécanique ("grattage") avant le coulage du BFUP.

Les corps d'épreuve représentent une tranche de voile de 45 cm x 68 cm dimensionné selon les règles des années 1970. Le CEREMA, en charge du dimensionnement de ces poteaux, s'est référé aux principes du dossier pilote PP73 ("Piles et Palées" [84]). Ainsi, l'enrobage est relativement faible, il est de seulement 2 cm pour les armatures longitudinales par rapport au parement de 68 cm. L'enrobage a été porté à 4 cm pour les petits côtés afin de limiter les risques de fendage du béton dans la semelle et simuler une tranche de voile plus large.

La longueur de recouvrement est, selon les textes de l'époque (CCBA 68 [66]) de 35ϕ pour des armatures avec une limite élastique de 400 MPa (très utilisées à l'époque) et de

Affaiss. cône d'Abrams	Affaiss. dynam. (cône DIN)	Cure	Eau			Fibres polypropylène				Fibres métalliques	Superplastifiant	granulats	Ciment $\&$	Composants	Тав
1	[510, 610] mm		203 kg/m^3	$\phi_f = 18 \ \mu \mathrm{m}$	$L_f = 12 \text{ mm}$	$1.5~{ m kg/m^3}$	$\phi_f=0,3\mathrm{mm}$	$L_f = 20 \text{ mm}$	(2,5% volume)	195 kg/m^3	38 kg/m^3		premix 2299 kg/m ³	BFUP 1	LEAU 3.1 – Composit
I	$660 \mathrm{mm}$	Conditions lab	190 kg/m^3			I	$\phi_f=0,3~{ m mm}$	$L_f = 20 \text{ mm}$	(2,5% volume)	195 kg/m^3	50 kg/m^3		premix 2295 kg/m ³	BFUP 2	ion des BFUP et BO
130 mm	I	oratoire	225 kg/m^3			I				I	3.6 kg/m^3	granulats : 1815 kg/m^3	ciment 415 kg/m ³	B01	utilisés
105 mm	1		NC			I				I			NC	BO2	

CHAPITRE 3. ESSAIS SUR POTEAUX



 $\ensuremath{\mathsf{FiGURE}}$ 3.6 – Plans des poteaux BO renforcés par du BFUP et photos des coffrages et ferraillages



FIGURE 3.7 – Plans des poteaux BFUP et photos des coffrages et ferraillages

 44ϕ pour des armatures avec une limite élastique de 500 MPa. Les armatures à 400 MPa n'étant plus vendues sur le marché français, des armatures à 500 MPa ont été utilisées, mais la longueur de recouvrement choisie correspond à 35ϕ pour se rapprocher le plus possible du contexte de l'époque. Ainsi, les aciers HA12 longitudinaux ancrés dans la semelle se recouvrent avec les aciers longitudinaux du poteau sur une longueur égale à $35 \times 12 = 420 \, mm$.

L'épaisseur du chemisage de BFUP varie entre 58 mm et 70 mm. L'épaisseur maximale se situe au droit des armatures longitudinales. Cela permet d'avoir un enrobage d'au moins $1,5 L_f$ où L_f représente la longueur des fibres, tout en minimisant la quantité de BFUP utilisé. La longueur de chemisage est de 700 mm soit un peu plus que la longueur de recouvrement des aciers passifs.



FIGURE 3.8 – Plans du poteau BO et photos des coffrages et ferraillages

3.2.2 Petits poteaux tout BFUP faiblement armés et poteau témoin

Neuf corps d'épreuve en BFUP armés ont été fabriqués et testés. Ces corps d'épreuve se composent d'un poteau d'1,5 m de long ancré dans une semelle mesurant également 1,5 m. Ces corps d'épreuve ont été coulés en un seul bloc. Il y a donc une continuité du matériau à l'interface semelle-poteau (pas d'interruption des fibres). Des cadres ont également été ajoutés près de la jonction poteau-semelle dans certains corps d'épreuve pour évaluer leur influence.

Ces poteaux utilisent deux formulations de BFUP différentes, une appelée BFUP 1 avec des fibres de polypropylène (pour empêcher l'écaillage du béton à haute température), une autre appelée BFUP 2 plus classique sans fibres de polypropylène. Les deux BFUP utilisés ici sont disponibles sur le marché européen [34, 95]. Les détails des formulations sont donnés dans le tableau 3.1.

La figure 3.7 montre la géométrie des corps d'épreuve en BFUP (coffrage et ferraillage) ainsi que des photos des corps d'épreuve avant bétonnage.

Un corps d'épreuve en béton ordinaire (C40/50) a été fabriqué selon les principes de l'Eurocode 8 [5] pour pouvoir disposer d'un point de comparaison sur la ductilité des

The set of								
Composants	BFUP 1	BFUP 2	BO1	BO2				
Compression								
f_{cm} a	220,2 MPa	222,5 MPa	43,5 MPa	55,5 MPa				
Traction								
$\mathbf{f_{ctm,el}}^{b}$	14,0 MPa	14,4 MPa	-	-				
$\sigma(\mathbf{w} = \mathbf{0.3mm})^{c}$	14,3 MPa	$15,3 \mathrm{MPa}$	-	-				
$\sigma(\mathbf{w} = \mathbf{1mm})^c$	12,9 MPa	$14,3 \mathrm{MPa}$	-	-				
$\mathbf{f_{ctm}}^{d}$	-	-	3,0 MPa	3,45 MPa				
Module d'Young	62,5 GPa	62,1 GPa	28,8 GPa	35,7 GPa				
Coef de Poisson	0,22	-	-	0,21				

TABLEAU 3.2 – Caractéristiques mécaniques des BFUP et BO utilisés

 $a\!\!$ mesuré sur cylindres 11 x 22 cm pour les BFUP et 16 x 32 cm pour les BO

b. mesuré à partir d'essais de flexion 4 points sur prismes 10 x 10 x 40 cm [9]

c. mesuré à partir d'essais de flexion 3 points sur prismes 10 x 10 x 40 cm et analyse inverse [9]

 $d\!.$ déterminé par essais de fendage

poteaux tout BFUP. Il comporte un poteau de même longueur que les poteaux BFUP, soit 1,5 m. La section du poteau a été multipliée par un facteur 4,2 pour pouvoir reprendre le même effort axial que les poteaux BFUP avec un taux de compression σ_c/f_c comparable. Lors du prédimensionnement, en tablant sur $f_c = 180$ MPa pour le BFUP et $f_c = 45$ Mpa pour le BO1, on visait un taux de compression σ_c/f_c de l'ordre de 20%. En prenant en compte les valeurs réelles de f_c , les taux de compression réels diffèrent quelque peu de cette valeur, comme indiqué dans le tableau 3.4.

La figure 3.8 montre la géométrie de ce corps d'épreuve (coffrage et ferraillage) ainsi que quelques vues prises avant coulage.

Le matériau utilisé est le BO1 décrit dans le tableau 3.1

3.2.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le tableau 3.2 donne les caractéristiques mécaniques des différents matériaux utilisés. Les propriétés mécaniques en traction ont été déduites d'essais de flexion 3-points et 4-points comme indiqué par la norme NF P18-470 [9] (voir aussi chapitre 1).

Les bétons ont été curés conformément à la norme NF P 18-370 [8] et une bâche plastique a été placée sur les corps d'épreuve pour limiter les effets de la dessication. Aucun traitement thermique ou hydrique n'a été effectué.

Les aciers utilisés sont identiques à ceux utilisés pour les essais d'arrachement (voir tableau 2.3 page 69).

3.3. MONTAGE ET PROTOCOLE D'ESSAIS



FIGURE 3.9 – Schéma du montage utilisé

3.3 Montage et protocole d'essais

La figure 3.9 montre le montage utilisé pour les essais de poteaux. Ce montage est similaire à celui utilisé pour les essais de Raphaëlle Sadone [81, 82] dont l'objectif était de quantifier l'apport en ductilité d'un renforcement par composites collés sur des poteaux en béton armé. La semelle du corps d'épreuve était encastrée sur la dalle d'essais grâce à des barres de précontrainte. Un effort axial a été appliqué grâce à deux vérins placés derrière la semelle du corps d'épreuve et à deux barres de précontrainte placées de chaque côté. Un effort vertical a quant à lui été appliqué grâce au vérin vertical placé au-dessus du poteau. Un casque spécialement conçu pour ce type d'essais a été utilisé pour appliquer un effort vertical à 30 cm du poteau sans gêner le mouvement longitudinal du poteau.

Avant de procéder au chargement correspondant à l'essai, diverses étapes préalables ont été effectuées :

- un effort orienté vers le haut a d'abord été appliqué par le vérin vertical pour annuler le moment dû au poids propre du fût de poteau à l'encastrement semellepoteau;
- une fois l'effort vertical appliqué, la position du vérin vertical a été maintenue

Poteau	Matériau	Chemisage	Effort axial	Protocole
			(MN)	
BO-BFUP1	BO 2	BFUP 2	$0,\!612$	répété
BO-BFUP2	BO 2	BFUP 2	$0,\!612$	alterné
BO-BFUP3	BO 2	BFUP 2	$0,\!612$	alterné
BO4	BO 2	sans	$0,\!612$	alterné

TABLEAU 3.3 – Poteaux BO avec chemisage BFUP

constante tandis que l'effort axial était appliqué progressivement.

Pour vérifier que l'effort axial était bien centré, on a vérifié que le chargement vertical appliqué par le vérin vertical restait quasi-constant (un effort axial parfaitement centré ne génère en théorie pas de moment dans le poteau, donc aucun effort axial dans le vérin). Si l'effort appliqué par le vérin vertical variait de manière substantielle lors de la montée en charge progressive des vérins horizontaux (effort axial), le poteau était déchargé axialement et la position du point d'application de l'effort axial en tête de poteau était modifiée avant de reprendre l'application progressive de l'effort axial.

Une fois ces étapes préalables réalisées et l'effort axial désiré atteint, le vérin vertical a appliqué un chargement vertical suivant l'un des deux protocoles d'essais décrits dans la figure 3.10 :

- essais répétés : la charge transversale a été appliquée uniquement vers le bas ;
- essais alternés : la charge transversale a été appliquée alternativement vers le haut et vers le bas.

Le vérin vertical a d'abord été contrôlé en effort pour effectuer plusieurs paliers ou cycles de chargement jusqu'à atteindre l'effort théorique élastique F_{el} . Le déplacement correspondant δ_{el} a alors été mesuré $(+\delta_{el}$ et $-\delta_{el}$ dans le cas des essais alternés), puis le déplacement du vérin vertical a été porté progressivement à $1,5 \delta_{el}, 2 \delta_{el}, 3 \delta_{el}, 5 \delta_{el}, 7 \delta_{el}, 10 \delta_{el}, \dots$ soit par paliers successifs dans le cas des essais alternés soit par série de 3 cycles dans le cas des essais répétés.

L'effort élastique a été déterminé de telle sorte que la contrainte en fibre extrème sur le poteau soit égale à la limite d'élasticité en traction.

Les tableaux 3.3 et 3.4 résument, corps d'épreuve par corps d'épreuve, le type d'essai effectué (répété ou alterné) et la charge axiale correspondante.

Pour les poteaux BFUP, nous gardons la nomenclature adoptée dans [62]. Ainsi la nomenclature indique :

- le matériau utilisé : U1 (BFUP 1 ou UHPFRC 1), U2 (BFUP 2 ou UHPFRC 2),
 - O (béton ordinaire ou Ordinary concrete);

— la présence ou non d'aciers transversaux : S (avec aciers transversaux, Shear rein-



FIGURE 3.10 – Protocoles de chargement : chargement répété (a) et chargement alterné (b)

Poteau	Matériau	Aciers longi	Aciers trans	Effort axial	Protocole
		(mm)	(mm)	(MN)	
U1-S-HL-R	BFUP 1	$4 \phi 12$	ϕ 6 esp 120	$1,12^{\ a}$	répété
U1-S-HL-A	BFUP 1	$4 \phi 12$	ϕ 6 esp 120	$1,12^{a}$	alterné
U2-S-HL-A	BFUP 2	$4 \phi 12$	ϕ 6 esp 120	$1,12^{\ b}$	alterné
U1-NS-HL-A	BFUP 1	$4 \phi 12$	sans	$1,12^{a}$	alterné
U1-S-RL-R	BFUP 1	$4 \phi 12$	ϕ 6 esp 120	$0,\!64^{\ c}$	répété
U1-S-RL-A-a	BFUP 1	$4 \phi 120$	ϕ 6 esp 120	$0,\!64^{c}$	alterné
U1-S-RL-A-b	BFUP 1	$4 \phi 120$	ϕ 6 esp 120	$0,\!64^{c}$	alterné
U2-S-RL-A	BFUP 2	$4 \phi 120$	ϕ 6 esp 120	$0,64$ d	alterné
U2-NS-RL-A	BFUP 2	$4 \phi 120$	sans	$0,\!64^{d}$	alterné
O-S-HL-A	BO1	$8 \phi 16$	$2~\phi~10~\mathrm{esp}~90$	$1,12^{\ e}$	alterné

TABLEAU 3.4 – Poteaux tout BFUP et poteau témoin

a. contrainte de compression $\sigma_c = 35 MPa$, soit $\sigma_c/f_c = 0.159$

b. contrainte de compression $\sigma_c=35\;MPa$ et $\sigma_c/f_c=0,157$

c. contrainte de compression $\sigma_c = 20 MPa$ et $\sigma_c/f_c = 0,091$

d. contrainte de compression $\sigma_c = 20 MPa$ et $\sigma_c/f_c = 0.090$

e. contrainte de compression $\sigma_c=8,3\;MPa$ et $\sigma_c/f_c=0,191$

forcement), NS (sans aciers transversaux, No Shear reinforcement);

- le type de charge axiale appliquée : HL (charge élevée, High Load), RL (charge réduite, Reduced Load);
- le protocole d'essai utilisé : R (répété), A (alterné).

L'effort élastique théorique à partir duquel on passe en pilotage en déplacement est de :

- grands poteaux BO sans chemisage testés sous $N=612~{\rm kN},\,F_{el}=50~{\rm kN}\,;$
- grands poteaux BO avec chemisage testés sous N = 612 kN, l'effort théorique F_{el} est plutôt de l'ordre de 68 kN, mais nous avons gardé la même valeur que celle obtenue sur le poteaux sans chemisage, soit 50 kN;
- petits poteaux tout BFUP testés sous N = 1120 kN, $F_{el} = 40$ kN;
- petits poteaux tout BFUP testés sous N = 640 kN, $F_{el} = 25$ kN;
- petit poteau témoin en BO, testé sous N = 1120 kN, $F_{el} = 60$ kN.

L'annexe C détaille les calculs effectués pour déterminer l'effort élastique.



FIGURE 3.11 – Effet de l'excentricité des barres de précontrainte

3.4 Correction du moment

L'effort normal étant appliqué via des barres de précontrainte de part et d'autre du poteau testé, le moment de flexion à l'encastrement semelle-poteau dépend non seulement de l'effort vertical appliqué, mais également de l'excentrement des barres de précontrainte par rapport à l'encastrement comme expliqué par la figure 3.11

L'expression du moment de flexion à l'encastrement est :

$$M = F_{vertical} \times z + exc \times F_{axial} \times \cos(\theta) \tag{3.1}$$

Le terme $cos(\theta)$ peut-être pris égal à 1 car l'angle θ reste faible, l'expression du moment devient donc :

$$M = F_{vertical} \times z + exc \times F_{axial} \tag{3.2}$$

En effet si on calcule l'angle θ on trouve :

- pour les petits poteaux, la longueur des barres de précontrainte est de 1,355+1,5+1,2 = 4,055 m (voir figure 3.9), la flèche maximale observée est de 99 mm, donc l'angle θ est égal à : $\frac{0,099}{4,055} = 0,024$. Le cosinus de cet angle vaut 1 à 1.10^{-7} près.
- pour les grands poteaux, la longueur des barres de précontrainte est de 1,355 + 1,5+2,7=5,555 m, la flèche maximale observée est de 170 mm, donc l'angle θ est égal à : $\frac{0,170}{5,555} = 0,031$. Le consinus de cet angle vaut 1 à 2.10^{-7} près. Le terme dû à l'excentrement des barres de précontrainte n'a que peu d'influence dans

Le terme dû à l'excentrement des barres de précontrainte n'a que peu d'influence dans le cas des grands poteaux en béton ordinaire (avec chemisage ou non) car le deuxième terme de l'équation $exc \times F_{axial}$ reste faible comparé au premier terme. En revanche, pour les petits poteaux tout BFUP ou le poteau témoin, ce deuxième terme est loin d'être négligeable. Il convient donc de le prendre en compte du mieux possible. Des capteurs de déplacement ont ainsi été ajoutés lors de la campagne d'essais sur les petits poteaux pour mesurer aussi précisément que possible l'excentricité exc.

Pour illuster notre propos, calculons l'ordre du grandeur du deuxième terme dans le cas des grands et des petits poteaux.

Poteau	Chemisage	\mathbf{Mmax}^{a}	Flèche à rupture	Rupture
$/ \mathbf{Protocole}^{\ b}$		(kN.m)	(mm)	
BO-BFUP1/R	oui	259,4	123,1	Aciers
BO-BFUP2/A	oui	$253,\!5$	63,2	Aciers
BO-BFUP3/A	oui	242,7	74,1	Aciers
BO4/A	non	245,7	105,0	Aciers

TABLEAU 3.5 – Principaux résultats des essais sur poteaux BO avec chemisage BFUP

 $a\!.$ valeur moyenne du moment corrigé entre M
min et M
max lorsqu'on effectue des essais alternés

b. R: répété; A: alterné

pour les grands poteaux, l'effort F_{axial} est égal à 612 kN. En supposant que le poteau décrit un mouvement de corps solide autour de son encastrement, la flèche de l'extrémité de la barre en tête de poteau vaut : $flèche poteau \times \frac{(3+0,22)}{a}$, soit pour une flèche maximale de 100 mm (flèche maximale moyenne constatée), on obtient une flèche à l'extrémité des barres de précontrainte $100 \times \frac{3,22}{2,7} = 118$ mm. Au niveau de l'encastrement, l'excentricité des barres de précontrainte est de 118 \times $\frac{1,355+1,5}{1,355+1,5+3+0,22}\approx 55$ mm. Le deuxième terme de l'équation 3.2 sera donc égal à $F_{axial} \times 0.055 = 612 \times 0.055 = 33$ kN.m. Comparé à l'ordre de grandeur du moment maximal obtenu, soit 230 kN.m (voir tableau 3.5), l'erreur est d'environ 10%. pour les petits poteaux, l'effort F_{axial} peut atteindre 1120 kN (poteaux "HL" testés avec une charge axiale élevée). En appliquant le même raisonnement que ci-dessus, la flèche de l'extrémité de la barre en tête de poteau vaut : $flèche poteau \times \frac{(1,5+0.22)}{2}$, obtient une flèche à l'extrémité des barres de précontrainte $75 \times \frac{1,72}{1,2} \approx 108$ mm. Au niveau de l'encastrement, l'excentricité des barres de précontrainte est de 108 \times $\frac{1,355+1,5}{1,355+1,5+1,5+0,22} \approx 67$ mm. Le deuxième terme de l'équation 3.2 sera donc égal à $F_{axial} \times 0.067 = 1120 \times 0.067 = 75$ kN.m. Comparé à l'ordre de grandeur du

moment maximal obtenu, soit 125 kN.m (voir tableau 3.6), l'erreur est supérieure à 50%. Une correction précise est donc indispensable!

Dans la suite du chapitre, toutes les indications de moment prendront en compte la correction selon l'équation 3.2.



FIGURE 3.12 – Vue du poteau BO-BFUP 3 juste avant rupture des aciers

3.5 Résultats des essais sur les grands poteaux en BO avec chemisage BFUP

Le tableau 3.5 montre les principaux résultats des essais sur poteaux BO et BFUP en termes de moment maximal atteint et de flèches atteintes. Il indique également le type de rupture observé. On trouve également en annexe C, des tableaux récapitulatifs des principaux résultats des différents corps d'épreuve testés.

Tous les poteaux ont péri par rupture d'un ou plusieurs aciers passifs au cours des cycles ou paliers de chargement. Les poteaux 1 à 3 renforcés par du BFUP ont conservé un enrobage des armatures parfaitement intègre au niveau de l'encastrement, contrairement au poteau 4 non renforcé (voir figures 3.12 et 3.13).

3.5.1 Courbes Moment-Flèche

La figure 3.14 montre les courbes moment-flèche obtenues pour les quatre grands poteaux BO avec ou sans chemisage. Afin de rendre les courbes plus lisibles, nous avons également tracé les courbes enveloppes, c'est-à-dire en ne considérant pour chaque cycle que le point correspondant au déplacement maximum comme illustré sur la figure 3.15.

Nous voyons sur ces courbes que la sollicitation répétée est moins sévère que la sollicitation alternée (le moment du poteau 1 décroît moins vite que sur les 3 autres poteaux). Nous voyons également que sous sollicitations alternées, le poteau non renforcé (poteau 4) se comporte globalement aussi bien que les poteaux renforcés. Le chemisage ne modifie



FIGURE 3.13 – Vue du poteau BO 4 juste avant rupture des aciers



FIGURE 3.14 – Courbes effort flèche pour les 4 grands poteaux



FIGURE 3.15 – Courbes enveloppes effort flèche pour les 4 grands poteaux

donc pas le moment total repris par la section d'encastrement ni la ductilité du poteau. Il n'y a pas d'effet positif ou négatif apporté par ce chemisage en termes de moment et de ductilité globale.

3.5.2 Enseignements apportés par les fibres optiques

Les fibres optiques équipant les aciers passifs (technique d'instrumentation décrite dans le chapitre 2) selon le plan d'instrumentation décrit dans la figure 3.16 ont permis de confirmer l'impression visuelle lors de l'essai, à savoir des renforts en BFUP non fissurés et une fissuration importante à la jonction de ces parties renforcées avec la semelle.

La figure 3.17 montre, pour le poteau 1 comportant un chemisage BFUP, la déformation mesurée sur deux aciers instrumentés par fibre optique, un acier de la nappe supérieure et un acier de la nappe inférieure. L'acier en nappe supérieure voit uniquement de la traction tandis que l'acier en nappe inférieure voit uniquement de la compression. Pour les deux aciers, on voit l'effet de la fissure entre le chemisage BFUP et le béton de la semelle. Cette fissure est notable en compression et pour des chargements très faibles, ce qui indique qu'elle était présente avant même le début de l'essai, sans doute créée par l'effet du retrait du BFUP. On voit également l'influence du cadre HA8 situé à 30 cm de l'encastrement. Ce cadre initie vraisemblablement une fissure dans le béton ordinaire qui conduit à augmenter l'effort de traction repris par le BFUP, sans toutefois faire fissure


FO sur 0,92 m en extrémité de l'acier ancré dans la semelle

FIGURE 3.16 – Instrumentation par fibre optique des aciers des grands poteaux



FIGURE 3.17 – Courbes de déformation mesurées par fibre optique noyée dans une engravure des aciers en nappe sup et nappe inf du poteau sous différents chargements pour le poteau 1 (avec chemisage, chargement répété)



FIGURE 3.18 – Courbes de déformation mesurée par fibre optique noyée dans une engravure des aciers en nappe sup et nappe inf du poteau sous différents chargement pour le poteau 4 (sans chemisage, chargement alterné)

ce dernier.

La figure 3.18 montre, pour le poteau 4 non chemisé, la déformation mesurée sur un acier en nappe inférieure. On voit assez nettement l'influence des cadres HA8 sur le développement de la fissuration avant que la fissuration au niveau de l'encastrement ne finisse par devenir prédominante.

3.5.3 Energie dissipée

On calcule l'énergie dissipée au cours d'un cycle en calculant l'intégrale : $\int_{cycle} Fd\delta$. Pour les essais répétés, on procède comme indiqué sur la figure 3.19. Pour les essais alternés, on procède comme indiqué sur la figure 3.20 en séparant la contribution des parties de cycles où l'effort est positif des parties où l'effort est négatif.

La figure 3.21 montre les énergies dissipées en fonction du déplacement maximum δ_{max} ou minimum δ_{min} pour les poteaux 1, 2, 3 et 4. Elle permet de voir qu'à déplacement égal, les énergies dissipées sont comparables, avec une dissipation légèrement plus importante pour les poteaux 2 et 3, renforcés par chemisage.

La figure 3.22 permet de comparer les courbes moment-flèche des poteaux 3 (avec chemisage) et 4 (sans chemisage) testés tous deux sous sollicitations alternées, on constate visuellement que les aires sous les courbes sont plus importantes pour le poteau 3. Une fois atteint le déplacement maximum du cycle, l'effort chute plus rapidement lors de la redescente dans le cas du poteau 3 que pour le poteau 4 ce qui induit la différence d'énergie



FIGURE 3.19 – Principe de calcul de l'énergie dissipée pour les grands poteaux dans le cas des essais répétés



FIGURE 3.20 – Principe de calcul de l'énergie dissipée pour les grands poteaux dans le cas des essais alternés



FIGURE 3.21 – Energie dissipée fonction du déplacement minimal ou maximal



FIGURE 3.22 – Courbes moment flèche pour les poteaux 3 et 4

dissipée. Le poteau semble plus raide au déchargement dans le cas du poteau renforcé, ce qui est relativement logique étant donné le plus faible niveau d'endommagement (moins de fissuration et meilleur état du béton qui enrobe les armatures).

3.5.4 Analyse et discussion

Les essais réalisés sur les grands poteaux en béton ordinaire renforcés ou non par chemisage BFUP ont permis de constater que :

- l'enrobage des armatures est parfaitement préservé au cours des cycles de chargement dans le cas des poteaux renforcés par chemisage;
- la dissipation d'énergie est légèrement plus élevée dans le cas des poteaux renforcés à déplacement égal en raison d'un endommagement plus faible (structure plus rigide lors du déchargement);
- les sections d'aciers longitudinaux et l'effort de compression étant relativement faibles, la rupture s'opère exclusivement en pivot A avec ou sans chemisage.;
- même si le chemisage permet de protéger efficacement les armatures longitudinales du phénomène de flambement en compression, la rupture s'opère assez tôt dans les cycles en raison de la faible quantité d'aciers et du faible effort normal. Il n'y a pas de gain en ductilité par rapport au poteau non renforcé.

Pour un renforcement du même type, Massicotte [64] trouve expérimentalement un gain en ductilité significatif par rapport à la situation avant renforcement. L'explication sur la différence d'efficacité du renforcement pour accroître la ductilité réside en plusieurs points :

- la résistance du béton utilisé par Massicotte est d'environ 35 MPa contre 55,5 MPa dans notre cas;
- --les aciers utilisés par Massicotte présentent un allongement à rupture de l'ordre de $17\,\%$ contre environ 6 % dans notre cas ;
- le ratio d'armatures longitudinales est de $1,27\,\%$ pour les corps d'épreuve testés par Massicotte contre $0,29\,\%$ ici;
- une reprise de bétonnage est présente dans les corps d'épreuve testés par Massicotte;
- il n'y a pas d'effort axial dans l'essai réalisé par Massicotte et une compression axiale de 2 MPa dans notre cas.

La résistance supérieure du béton dans notre cas et le ratio d'armatures nettement plus faible sont les principales explications de la différence d'efficacité du renforcement. En effet, avec un béton plus résistant et un taux de ferraillage beaucoup plus faible, le poteau rompt par rupture des aciers lorsqu'on le soumet à un effort de flexion, et le béton, dans le cas du béton non renforcé, est suffisamment résistant pour résister aux quelques cycles avant rupture des aciers. Dans le cas des essais de Massicotte, le béton constitue le point faible (rupture par fendage dans le cas du poteau non renforcé) et le BFUP permet d'apporter un réel bénéfice. La ductilité bien supérieure des aciers utilisés par Massicotte permet d'expliquer la ductilité très importante obtenue dans le cas des poteaux renforcés, une fois le point faible que constitue le béton éliminé par ajout d'une couche de BFUP. La présence ou non d'une reprise de bétonnage et la présence ou non d'un effort axial ne nous semblent pas significatives dans la différence de gain de ductilité.

3.6 Résultats des essais sur les petits poteaux

Dans cette partie, nous reprenons les résultats détaillés dans l'article [62]. Des tableaux récapitulatifs des principaux résultats sont disponibles en annexe C.

3.6.1 Courbes moment-flèche

La figure 3.23 montre les courbes enveloppe moment-flèche des petits poteaux tout BFUP testés ave une charge élevée ou une charge axiale réduite. Dans le cas des poteaux testés avec une charge axiale réduite, le pic observé sur la courbe de U1-S-RL-R n'est pas réaliste : il est dû à une erreur de manipulation lors de l'essai (une chaîne laissée involontairement sur la poutre en extrémité de poteau se trouvait tendue et faisait augmenter de manière artificielle l'effort appliqué par le vérin). Ce pic ne sera donc pas pris en compte dans le reste du document. La figure 3.24 montre quant à elle la courbe moment flèche ainsi que les points enveloppe correspondants pour le petit poteau témoin. Ces courbes montrent que la ductilité est meilleure dans le cas des essais alternés que dans le cas des essais répétés (le moment décroît moins vite pour les essais alternés). Elles montrent également que les cadres semblent avoir un petit effet bénéfique sur la ductilité, surtout dans le cas des corps d'épreuve testés sous une charge axiale élevée (la courbe de U1-NS-HL-A décroît un peu plus vite que les autres).

Ainsi, si l'on considère les poteaux testés sous une charge axiale élevée ("HL"), le moment maximum est obtenu pour un déplacement égal à $5 \times \delta_{el}$ correspondant à une flèche mesurée d'environ 25 mm. Si l'on observe le moment lorsque le déplacement atteint $10 \times \delta_{el}$ correspondant à une flèche mesurée d'environ 55 mm, celui-ci diminue de 16 % pour le corps d'épreuve avec des cadres transversaux testé en répété, 26 et 28 % pour les corps d'épreuve avec des cadres transversaux testés en alterné et 39 % pour le corps d'épreuve sans cadres transversaux testé en alterné.

La section 3.6.5 à partir de la page 128 sera consacrée à la quantification de la ductilité obtenue sur les différents corps d'épreuve.

3.6.2 Mécanisme de rupture et moments maximaux obtenus expérimentalement

Le tableau 3.6 montre les types de rupture observés. Il fournit également les résultats des essais en termes de moments minimaux et maximaux observés expérimentalement



FIGURE 3.23 – Courbes enveloppe moment-flèche pour les poteaux tout BFUP avec une charge axiale élevée (en haut) et avec une charge axiale réduite (en bas). Attention, pic observé sur la courbe U1-S-RL-R non significatif comme expliqué dans la partie 3.6.1



FIGURE 3.24 – Courbes enveloppe moment-flèche pour le petit poteau témoin

Poteau	Moment			Mécanisme	$\mathbf{d} ext{-rupt}^{a}$
	\min	max	val theor	rupture	
U1-S-HL-R	-	124,1 kN.m	132 kN.m	? ^b	$\approx 7 \text{ cm}$
U1-S-HL-A	-107,3 kN.m	121,5 kN.m	132 kN.m	$?^b$	$\approx 9 \text{ cm}$
U2-S-HL-A	-117,4 kN.m	121,1 kN.m	$134 \mathrm{~kN.m}$	compression	$\approx 0 \text{ cm}$
U1-NS-HL-A	-112,9 kN.m	$128,0 \ \rm kN.m$	$132 \mathrm{~kN.m}$	compression	0à 9 cm
U1-S-RL-R	-	$\geq 91 \text{ kN.m}$	$96 \ \mathrm{kN.m}$	rupture aciers	$\approx 9~{ m cm}$
U1-S-RL-A-a	-83,3 kN.m	85,0 kN.m	$96 \ \mathrm{kN.m}$	rupture aciers	$\approx 6 \text{ cm}$
U1-S-RL-A-b	-83,5 kN.m	$93,3 \mathrm{~kN.m}$	$96 \ \mathrm{kN.m}$	rupture aciers	$\approx 9 \text{ cm}$
U2-S-RL-A	-84,7 kN.m	93,2 kN.m	$97 \ \mathrm{kN.m}$	compression	$\approx 9~{ m cm}$
U2-NS-RL-A	-89,1 kN.m	$96,7 \mathrm{~kN.m}$	$97 \ \mathrm{kN.m}$	rupture aciers	$\approx 0 \text{ cm}$
O-S-HL-A	-230,2 kN.m	238,3 kN.m	221 kN.m	$?^b$	

TABLEAU	3.6 -	Résultats	des	essais	sur	petits	poteaux
TUDDDU	0.0	recourses	acos	CODUID	our	POULOD	potodan

a. distance entre la fissure finale et la jonction semelle-poteau

 $b.\,$ l'essai a été volontairement arrêté avant rupture pour préserver le matériel lors des premiers essais



FIGURE 3.25 – Vue du poteau U2-S-HL-A avant rupture



FIGURE 3.26 – Vue du poteau O-S-HL-A avant rupture

et calculés à l'aide des lois de comportement des matériaux. La distance d_{rupt} indique la distance entre la zone de rupture (rupture des aciers ou compression du béton) et la section d'encastrement entre le poteau et la semelle.

Les figures 3.25 et 3.26 montrent les corps d'épreuve U2-S-HL-A et O-S-HL-A en fin d'essai. On peut voir que le corps d'épreuve tout BFUP est peu endommagé. En particulier le béton d'enrobage des aciers passifs est quasi intact, contrairement au poteau témoin. Tout comme pour les poteaux en béton ordinaire chemisés avec du BFUP, les poteaux tout BFUP mettent en évidence une prévention efficace du flambement des aciers passifs longitudinaux.

On observe également sur la figure 3.26 une asymétrie assez forte dans l'endommagement du poteau O-S-HL-A, asymétrie que l'on retrouve sur le diagramme moment-flèche (voir figure 3.24). Cette asymétrie est due au fait que, comme le poteau a été testé en position couchée et non verticale, le béton autour des aciers inférieurs a nettement plus tendance à tomber par terre que le béton autour des aciers supérieurs. Les aciers inférieurs sont donc davantage sujets au flambement.

3.6.3 Obtention des moments maximaux théoriques

Les moments calculés ont été estimés par la méthode des pivots telle que décrite par l'Eurocode 2 [4] ou son équivalent français pour les BFUP, la norme NF P18-710 [10]. On utilise pour cela les lois de calcul suivantes pour les différents matériaux :

Loi de comportement du BFUP

On adopte une loi de comportement type, telle que décrite dans la norme NF P18-710, illustrée ici sur la figure 3.27-a La partie compression de la loi de comportement est obtenue selon la clause 3.1.7.2(1) de la norme NF P18-710 [10] :

$$\varepsilon_{c0} = \frac{f_{cm}}{E_{cm}} \tag{3.3}$$

$$\varepsilon_{cu} = (1 + 14 \frac{\sigma(w = 0.3 \, mm)}{f_{cm}}) \varepsilon_{c0} \tag{3.4}$$

En utilisant les caractéristiques des matériaux données dans la table 3.2, on obtient :

- pour le BFUP 1 : $\varepsilon_{c0} = 3,52 \ 10^{-3}$ et $\varepsilon_{cu} = 6,72 \ 10^{-3}$
- pour le BFUP 2 : $\varepsilon_{c0} = 3,57 \ 10^{-3}$ et $\varepsilon_{cu} = 7,02 \ 10^{-3}$

La loi en traction post-fissuration contrainte-déformation $(\sigma - \varepsilon)$ est obtenue à partir de la loi contrainte-ouverture de fissure $(\sigma - w)$)à partir de la relation suivante :

$$\varepsilon = -\frac{w}{L_c} - \frac{f_{ctm,el}}{E_{cm}} \tag{3.5}$$

avec :



FIGURE 3.27 - a: Loi de comportement d'un BFUP; b : loi de comportement type parabole rectangle pour un BO; c : loi de comportement pour les aciers passifs (avec rampe inclinée)

- -w: ouverture de fissure;
- L_c , la longueur caractéristique ($L_c = 2/3h$ avec h la hauteur de section, soit ici 0,2 m) (voir [2], [10] et partie 1.2.1 du présent document);
- $f_{ctm,el}$, la limite d'élasticité en traction donnée pour chacun des deux BFUP dans le tableau 3.2;
- E_{cm} , le module d'Young, donné également dans le tableau 3.2.

L'ouverture de fissure maximale considérée dans la loi de calcul, w_{lim} , est estimée comme étant la longueur de fibre divisée par quatre $(\frac{1}{4}L_f)$, soit dans notre cas, $w_{lim} =$ 5 mm. En réalité, cette valeur est conservative puisque lorsque l'on caractérise la loi postfissuration d'un BFUP (voir chapitre 1), la contrainte n'est pas nulle pour $w_{lim} = \frac{1}{4}L_f$.

En utilisant les valeurs données dans le tableau 3.2, on obtient :

- pour le BFUP1 : $\varepsilon_{el} = -0.22 \, 10^{-3}$, $\varepsilon_{w=0,3 \, mm} = -2.47 \, 10^{-3}$, $\varepsilon_{w=1 \, mm} = -7.72 \, 10^{-3}$, $\varepsilon_{w,lim} = -37.72 \, 10^{-3}$.
- pour le BFUP2 : $\varepsilon_{el} = -0.23 \, 10^{-3}$, $\varepsilon_{w=0,3 \, mm} = -2.48 \, 10^{-3}$, $\varepsilon_{w=1 \, mm} = -7.73 \, 10^{-3}$, $\varepsilon_{w,lim} = -37.73 \, 10^{-3}$.

Loi de comportement du BO

Pour le béton ordinaire, on utilise, conformément à l'Eurocode 2 [4] une loi classique de type parabole rectangle comme illustré sur la figure 3.27-b Comme la résistance en compression moyenne f_{cm} et donc sa valeur caractéristique f_{ck} sont inférieures à 50 MPa, $\varepsilon_{c2} = 2.10^{-3}$ et $\varepsilon_{cu} = 3.5 \ 10^{-3}$.

Loi de comportement des aciers passifs

Pour les aciers passifs, on prend, toujours selon l'Eurocode 2 [4], une loi élasto-plastique avec une branche supérieure inclinée (voir figure 3.27-c) avec :

— pour les aciers HA12 : $f_y = 524$ MPa, $f_t = 584$ MPa, $E_S = 200$ GPa et $\varepsilon_u = 0.06$;

— pour les aciers HA16 : $f_y = 534$ MPa, $f_t = 625$ MPa, $E_S = 200$ GPa et $\varepsilon_u = 0.06$

Les valeurs de f_y et f_t sont issues des essais de caractérisation (voir tableau 2.3 page 69).

Comparaison entre moment théorique et moment expérimental

Munis des lois de comportement décrites plus haut, on peut tracer les diagrammes d'interaction correspondant aux différents types de poteau (voir figure 3.28). Sur le même graphique, on reporte également les moments maximaux obtenus expérimentalement pour les différents corps d'épreuve. Les calculs semblent plutôt prédire une rupture en pivot B (rupture par compression du béton) alors que l'on a également observé des ruptures par défaillance des aciers (pivot A) sur certains corps d'épreuve. La pertinence de la prédiction du mode de rupture doit toutefois être relativisée; en effet, la limite entre



FIGURE 3.28 – Diagrammes d'interaction et résultats expérimentaux (moment maximal) obtenus pour les petits poteaux

pivot A et pivot B dépend fortement de la déformation maximale prise pour les aciers passifs ε_u , or cette valeur est très variable. Ainsi sur les essais de caractérisation des aciers HA12, la déformation maximale obtenue a varié entre 3,7 % et 10 %.

On retrouve les moments maximaux théoriques dans le tableau de résultats 3.6 page 116.

Pour le poteau témoin en béton ordinaire, le moment obtenu expérimentalement est relativement proche du moment théorique. Pour les poteaux BFUP, les moments expérimentaux sont environ 10% plus faibles que les moments théoriques. L'explication réside peut-être dans le fait que l'orientation des fibres, malgré les effets de bord dans le coffrage, n'est peut-être pas optimale à la jonction semelle-poteau. Les lois post-fissuration ont été déterminées sur éprouvettes moulées entaillées, avec une orientation supposée quasi isotrope, ce n'est peut-être pas le cas sur les corps d'épreuve au niveau de la jonction poteau-semelle. Une autre explication est la possible influence négative des chargements déchargements dans le cas des essais répétés et de l'alternance compression-traction dans le cas des essais alternés. Ce type de chargement peut en effet accroître le risque de déchaussement puis de flambement des fibres métalliques pontant les fissures. Enfin, la présence de cadres influe vraisemblablement de manière négative sur la densité et l'orientation des fibres en créant des points singuliers dans le processus d'écoulement des fibres. Ce phénomène explique le fait que le moment maximal obtenu est toujours un peu plus élevé dans le cas des poteaux testés sans cadres.

Comme la contrainte en traction du BFUP décroît assez fortement quand la déformation en traction augmente, il n'est pas sûr que les moments maximaux soient atteints pour les valeurs des pivots. Aussi, pour vérifier que c'était bien le cas, nous avons tracé sur la figure 3.29 la valeur du moment en fonction de la déformation en fibre inférieure et de la déformation en fibre supérieure. Sur la courbe ainsi représentée, on peut voir assez clairement que les valeurs extrêmes de moment coïncident avec les valeurs extrêmes des déformations sur les fibres extrêmes, autrement dit, les moments maximaux correspondent bien à l'atteinte d'un pivot sur une fibre extrème.

3.6.4 Dissipation d'énergie

Pour quantifier la dissipation d'énergie, on procède de la même façon que pour les grands poteaux pour les essais répétés (voir partie 3.5.3). Pour les essais alternés, on calcule l'énergie dissipée par cycle lorsque la flèche est positive et lorsque la flèche est négative comme indiqué sur la figure 3.30. Procéder comme avec les grands poteaux en considérant l'énergie dissipée par cycles lorsque l'effort est positif ou négatif était plus délicat car les courbes d'effort-flèche peuvent être très inclinées en raison du moment de flexion additionnel apporté par les barres de précontrainte (voir partie 3.4).

Les figures 3.31 et 3.32 montrent l'énergie dissipée dans le cas des poteaux testés avec une charge axiale élevée ou réduite tandis que la figure 3.33 montre l'énergie dissipée dans le cas du petit poteau témoin. Les valeurs d'énergie dissipée par demi-cycle sont également



FIGURE 3.29 – Moment de flexion fonction des déformations en fibres inf et sup



 ${\rm Figure}~3.30$ – Méthode de calcul de l'énergie dissipée par de mi-cycle pour les essais alternés sur petits poteaux ${\rm BFUP}$



 ${\rm Figure}~3.31$ – Energie dissipée par demi-cycle pour les essais sur petits poteaux BFUP avec une charge axiale élevée



 ${\rm Figure}~3.32$ – Energie dissipée par demi-cycle pour les essais sur petits poteaux BFUP avec une charge axiale réduite



FIGURE 3.33 – Energie dissipée par demi-cycle pour l'essai sur le petit poteau témoin en BO

données dans les tableaux de résultats de l'annexe C. Les deux premières figures montrent que l'énergie dissipée sur les petits poteaux BFUP ne dépend pas du type de chargement (répété ou alterné) et que la présence ou non de cadres dans le poteau ne modifie pas l'énergie dissipée. Dans le cas du poteau témoin en béton armé, comme l'effort transversal appliqué est plus important (moment de flexion résistant plus élevé), l'énergie dissipée est également plus élevée. Aussi, afin de comparer au mieux les différents types de poteaux entre eux, l'énergie dissipée a été "normalisée" en la divisant par la flèche maximale atteinte au cours d'un demi-cycle, et par l'effort correspondant, comme indiqué ci-dessous :

$$E_{dissip-relative} = \frac{E_{dissip}}{\delta_{max} \times force(\delta_{max})}$$
(3.6)

avec :

- E_{dissip} : l'énergie dissipée pendant le demi-cycle;
- δ_{max} : la flèche extrême (maximum si la flèche est positive et minimum si la flèche est négative) pendant le demi-cycle;
- force (δ_{max}) : l'effort vertical mesuré lorsque la flèche est égale à δ_{max}

La figure 3.34 montre l'énergie dissipée relative pour tous les petits poteaux. Elle permet de constater que cette énergie dissipée relative est quasiment la même en fonction de la flèche du corps d'épreuve quel que soit le type de corps d'épreuve (y compris le



FIGURE 3.34 – Energie relative dissipée par demi-cycle pour tous les essais sur les petits poteaux



FIGURE 3.35 – Détermination des principaux paramètres pour obtenir la ductilité

poteau témoin en BO). Les poteaux entièrement en BFUP ont donc une capacité à dissiper l'énergie comparable au poteau témoin.

3.6.5 Ductilité

Pour évaluer la ductilité des différents types de poteaux testés, trois paramètres ont été déterminés comme indiqué sur la figure 3.35

- Δ_y flèche élastique égale à $(| + \delta_y| + | \delta_y|)/2$, avec $+\delta_y$ et $-\delta_y$, les intersections entre la tangente à l'origine et l'enveloppe des moments maximaux (respectivement minimaux)
- $\Delta_{0,8}$ flèche maximale pour laquelle la perte de moment est inférieure à 20%, égale à $(|+\delta_{0,8}|+|-\delta_{0,8}|)/2$, avec $+\delta_{0,8}$ et $-\delta_{0,8}$, les valeurs de flèches maximales (respectivement minimales) pour laquelle le moment reste supérieur à 80% du moment maximum (respectivement minimum) pour le train de 3 cycles de chargement.
- Δ_u flèche ultime égale à $(| + \delta_u| + | \delta_u|)/2$, la flèche maximale (respectivement minimale) sans rupture au cours de la série de trois cycles.

Les coefficients $\lambda_{0,8}$ (resp. λ_u) sont obtenus comme indiqué ci-dessous :

$$\lambda_{0,8} = \Delta_{0,8} / \Delta_y \tag{3.7}$$

$$\lambda_u = \Delta_u / \Delta_y \tag{3.8}$$

	Δ_y	$\Delta_{0,8}$	$\lambda_{0,8}$	Δ_u	λ_u
Poteau	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$		$\mathbf{m}\mathbf{m}$	
U1-S-HL-A	10,0	26,2	$2,\!6$	56,2	$5,\!6$
U2-S-HL-A	11,1	26,1	2,4	$53,\!5$	$4,\!8$
U1-NS-HL-A	10,9	26,1	2,4	52,9	$4,\!9$
U1-S-RL-A-a	8,7	$29,\! 6$	3,4	$53,\!3$	6,1
U1-S-RL-A-b	8,7	29,2	3,3	$52,\!3$	$_{6,0}$
U2-S-RL-A	8,8	31,9	3,6	48,7	5,5
U2-NS-RL-A	8,7	21,4	2,4	61,9	7,1
O-S-HL-A	7,5	49,7	$6,\!6$	$71,\!8$	$9,\!6$

TABLEAU 3.7 – Indicateurs de ductilité

Le tableau 3.7 fournit les valeurs de ces indicateurs pour les différents poteaux testés. Le coefficient $\lambda_{0,8}$ fournit une information sur la capacité du poteau à accepter de grandes déformations tout en maintenant une résistance élevée. Ce coefficient est inspiré de l'annexe U de la norme NF P18-710 [10], même si cette norme suggère de faire cinq

séries de cycles de chargement et non trois, comme réalisé dans cette étude.

Ce coefficient $\lambda_{0,8}$ nous permet de constater que la ductilité est meilleure pour les poteaux testés avec une charge axiale réduite que pour ceux testés avec une charge axiale élevée. Il montre également que les cadres transversaux semblent jouer un rôle positif pour améliorer la ductilité, puisque le corps d'épreuve U2-NS-RL-A, sans cadres, a un coefficient $\lambda_{0,8}$ plus faible que les poteaux U1-S-RL-A-a, U1-S-RL-A-b, U2-S-RL-A, testés avec la même charge axiale mais dotés de cadres transversaux. Enfin, comparés au poteau témoin O-S-HL-A disposant d'un ferraillage type Eurocode 8 [5], les poteaux tout BFUP ont un coefficient $\lambda_{0,8}$ nettement plus faible, mais leur ductilité n'est pas pour autant négligeable.

Le coefficient λ_u donne simplement une indication sur la déformation maximale que peut accepter le poteau avant de rompre. Il permet de voir que les poteaux peuvent continuer à encaisser de grandes déformations même si le moment résistant décroît relativement vite (coefficient $\lambda_{0,8}$ plus faible). Cette décroissance du moment résistant est due au fait que, comme les poteaux ont été coulés en une seule fois, il y a continuité des fibres métalliques à la jonction poteau-semelle. Ces fibres permettent d'augmenter de façon substantielle le moment maximal résistant, mais lorsque l'ouverture de fissure augmente, les fibres s'arrachent peu à peu ou flambent sous l'effet de l'alternance traction-compression et deviennent inefficaces pour la reprise des moments. Elles continuent par contre à jouer un rôle positif dans le maintien de l'enrobage des aciers passifs comme nous l'avons vu précédemment.

La ductilité mesurée serait vraisemblablement bien meilleure avec des corps d'épreuve

	$\delta(w_{sup}=0,\!3mm)$	$\delta(w_{inf}=0,3mm)$	$\delta(w_{sup}=1,\!0mm)$	$\delta(w_{inf} = 1,0mm)$	$\delta(w_{sup} = 5mm)$	$\delta(w_{inf} = 5mm)$
Poteau	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$	$\mathbf{m}\mathbf{m}$
U1-S-HL-R	11,7	_ a	21,4	_a	47,7	_a
U1-S-HL-A	11,5	-11,0	$21,\!3$	-20,6	45,7	_ ^b
U2-S-HL-A	10,7	-11,3	20,5	-20,2	_b	b
U1-NS-HL-A	$10,\!6$	-11,1	$21,\!6$	-21,9	b	b
U1-S-RL-R	9,8	_a	18,1	_a	44,2	_a
U1-S-RL-A-a	9,4	-8,9	20,0	-19,1	$43,\!5$	-46,3
U1-S-RL-A-b	8,1	-8,1	$17,\! 6$	-18,3	44,4	-45,9
U2-S-RL-A	9,4	-9,3	$19,\!8$	-19,4	$41,\! 6$	-43,3
U2-NS-RL-A	7,8	-8,4	$17,\!5$	-18,6	$40,\!6$	-47,8

TABLEAU 3.8 – Flèche pour différentes ouvertures de fissure

a. seule la fibre sup était en traction dans les essais répétés

 $b.\,$ au moins un extensomètre s'est défait avant que la fissure n'atteigne 5mm

présentant une reprise de bétonnage à la jonction poteau-semelle puisqu'on l'on n'observerait pas cette décroissance "rapide" du moment due aux fibres. En outre, il conviendrait de privilégier une orientation des fibres perpendiculaires à l'axe du poteau afin de mieux limiter le flambement potentiel des armatures.

3.6.6 Estimation des ouvertures de fissure

Grâce aux quatre extensomètres placés sur le côté du corps d'épreuve à la jonction semelle-poteau (voir figure 3.25), il est possible d'obtenir une estimation de l'ouverture de fissure. On suppose pour cela qu'une seule fissure est présente dans la zone pontée par les extensomètres et l'on néglige la déformation élastique en dehors de la zone fissurée. Cela revient donc à considérer que chaque extensomètre mesure l'ouverture d'une fissure à son niveau (ce qui est vrai lorsqu'on localise, nettement plus approximatif avant). Pour obtenir l'ouverture de fissure en fibre supérieure ou inférieure, nous avons simplement extrapolé les résultats des quatre extensomètres en procédant par régression linéaire.

Le tableau 3.8 montre les flèches du poteau correspondant à des ouvertures de fissure de 0,3, 1,0 et 5 mm en fibre supérieure et en fibre inférieure. Une ouverture de fissure de 0,3 mm correspond en général à la contrainte maximale en traction du BFUP tandis qu'une ouverture de 5 mm correspond à une contrainte de traction nulle dans le BFUP (on estime que les fibres sont arrachées à $L_f/4$, ainsi dans notre cas, il n'y aura plus que les aciers passifs pour reprendre les efforts de traction).

Les résultats obtenus montrent une bonne répétabilité entre les différents essais, et ce quel que soit le mode de chargement (répété ou alterné) et avec ou sans les cadres transversaux. Ainsi, l'ouverture de fissure de 0,3 mm est obtenue un peu avant δ_y , l'ouverture de 1,0 mm est obtenue pour une flèche comprise entre δ_y et $\delta_{0,8}$, assez proche du moment maximal, et l'ouverture de 5 mm est obtenue entre $\delta_{0,8}$ et δ_u .

3.6.7 Analyse et discussion

- Le moment maximal dépend très peu du type de chargement (répété ou alterné). Cela montre que le comportement en traction du BFUP est peu affecté par l'alternance des cycles pour des faibles ouvertures de fissure. En revanche, pour des ouvertures de fissure plus importantes, l'alternance des cycles semble avoir un effet plus important. Cet effet est vraisemblablement dû au flambement des fibres sous l'alternance compression - traction.
- La présence de cadres transversaux joue un rôle positif (mais modeste comparé au béton armé) sur la ductilité mais nuit à la résistance en flexion du poteau, comme en attestent des moments maximaux plus faibles et la présence d'une fissure localisée bien souvent au droit du premier cadre.
- Les poteaux peuvent reprendre des déformations (ou des flèches) importantes mais avec une diminution de moment conséquente, due à la perte d'efficacité des fibres. Néanmoins la ductilité offerte par ces poteaux avec un très faible ferraillage n'est pas négligeable puisqu'on observe un coefficient $\lambda_{0,8}$ supérieur à 2,4 pour tous les poteaux. Une telle conception pourrait donc être adaptée aux zones de faible sismicité.
- Pour améliorer la ductilité, mieux vaudrait une "rupture" dans la continuité des fibres à la jonction poteau semelle par exemple en effectuant une reprise de bétonnage. Le moment maximal serait moins grand, mais la diminution de moment au cours des cycles serait moins prononcée, d'autant que comme le BFUP reste peu endommagé en fibres supérieure et inférieure, le bras de levier des efforts internes diminuerait peu. Combiné à des aciers à plus forte ductilité, ou bien en ménageant une zone non adhérente sur l'acier passif comme proposé par Tazarv [89], cette solution devrait permettre d'obtenir une bien meilleure ductilité.
- L'énergie dissipée par les poteaux tout BFUP est comparable à l'énergie dissipée par le poteau témoin, conçu selon les critères de l'Eurocode 8 [5]. Cela montre que malgré les très faibles longueurs d'ancrage des aciers passifs dans le BFUP (voir chapitre 2), on conserve une capacité importante pour dissiper l'énergie.

3.7 Conclusions sur les essais de poteaux

Les essais sur les poteaux ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Le BFUP permet de bien confiner les armatures et de prévenir le phénomène de flambement des armatures, que ce soit dans le cadre d'un chemisage ou dans un poteau entièrement en BFUP.
- Si l'on souhaite améliorer la ductilité de poteaux existants, la technique de chemisage seule a peu d'intérêt dans le cas de poteaux faiblement armés soumis à une compression axiale faible. Mieux vaudrait coupler cette technique de renforcement avec un ajout d'aciers passifs à forte ductilité (classe C selon l'Eurocode 2 [4]) avec un gainage des aciers existants pour leur permettre de s'allonger sans rompre.
- Les poteaux tout BFUP armés de quelques armatures longitudinales ont montré un coefficient de comportement $(\lambda_{0,8})$ supérieur à 2 et ce dans une configuration assez défavorable avec une continuité de fibres à la jonction semelle-poteau.
- L'ajout de cadres dans les poteaux tout BFUP joue un rôle positif pour la ductilité mais ces cadres contribuent à diminuer la résistance du poteau (moment maximal), sans doute à cause de la perturbation qu'ils génèrent dans l'écoulement du matériau lors du coulage.

Chapitre 4

Fissuration

4.1 Etat de l'art

L'investigation réalisée sur les poteaux pour quantifier le développement de "rotules" en zone comprimée et flèchie a mis en évidence la possibilité de mobiliser un coefficient de comportement comparable à celui du béton armé en l'absence de dispositions parasismiques spécifiques. Dans les zones flèchies et tendues, la capacité dissipative passe par une distribution de la fissuration à laquelle on va s'intéresser dans le présent chapitre.

La prévision de la fissuration sur les BFUP armés ou les bétons fibrés armés n'est pas chose aisée. Le fait que la contrainte dans le béton au niveau des bords de la fissure ne soit pas nulle renforce l'effet de "tension stiffening", c'est-à-dire la participation du béton tendu entre les fissures à la rigidité globale, mais complique la modélisation.

La prévision de la fissuration est toutefois un enjeu important puisque ce phénomène influe sur la durabilité en environnemnet agressif, sur la rigidité, et sur la dissipation d'énergie sous sollicitation sismique.

Nous nous proposons de donner un bref aperçu des différentes approches auxquelles nous allons nous référer pour construire notre propre modèle. Ce modèle est destiné à faire le lien entre la fissuration constatée sur des tirants en BFUP armé et la loi d'adhérence déterminée au chapitre 2. Il s'applique dans le cas d'un BFUP adoucissant. Des essais supplémentaires seraient toutefois nécessaires pour le valider.

4.1.1 Modélisations disponibles dans la littérature

Travaux de Leutbecher [55, 56]

Leutbecher reprend les mécanismes de fissuration du béton classique avec une forme supposée des profils de déformation du béton et de l'acier et l'adapte aux bétons fibrés à ultra-hautes performances adoucissants.



FIGURE 4.1 – Allure des déformations autour d'une fissure lors de l'apparition de la fissuration, source [56]

Ainsi l'effort de première fissuration ou F_{cr} d'un tirant de section A_c et de module E_c contenant un acier de section A_s et de module E_s est :

$$F_{cr} = A_c \left(1 + \frac{E_s}{E_c} \frac{A_s}{A_c}\right) f_{ct,el} \tag{4.1}$$

Juste après le début de la fissuration, la contrainte dans les aciers passifs doit tenir compte de la contrainte reprise par les fibres métalliques. On a donc :

$$\sigma_{s,cr} = \frac{F_{cr} - A_c \sigma_{cf}(w)}{A_s} = \frac{A_c}{A_s} (f_{ct,el} - \sigma_{cf}(w)) + \frac{E_s}{E_c} f_{ct,el}$$
(4.2)

Supposant que la contrainte de frottement entre acier et béton est uniforme et égale à τ_{sm} , et sachant que l'acier passif doit passer d'une contrainte égale à $f_{ct,el} \frac{Es}{Ec}$ à mi-distance entre fissures, à $\sigma_{s,cr}$ au niveau de la fissure, on trouve le demi-espacement l_{es} entre deux fissures juste après l'apparition de la fissuration :

$$l_{es} = \frac{\left(\sigma_{s,cr} - \frac{E_s}{E_c}f_{ct,el}\right)\phi}{4\tau_{sm}} = \frac{A_c}{A_s}\frac{\left(f_{ct,el} - \sigma_{cf}(w)\right)}{4\tau_{sm}}\phi \tag{4.3}$$

Connaissant cet espacement moyen, Leutbecher suppose que les courbes de déformation des aciers et du béton environnant sont de forme parabolique pour obtenir l'ouverture de fissure (voir figure 4.1).

Il suppose que la déformation moyenne de l'acier ε_{sm} est la moyenne des déformations de l'acier au niveau de la fissure et à mi-distance entre fissures pondérées respectivement

4.1. ETAT DE L'ART

des coefficients 0,4 et 0,6, soit :

$$\varepsilon_{sm} = 0.4\varepsilon_{s,cr} + 0.6\frac{f_{ct,el}}{E_c} \tag{4.4}$$

Il suppose également que la déformation moyenne du béton ε_{cm} est égale à 0,6 fois la déformation du béton à mi-distance entre les fissures, soit :

$$\varepsilon_{cm} = 0.6 \frac{f_{ct,el}}{E_c} \tag{4.5}$$

Il néglige donc la déformation du béton au niveau de la fissure (sur le schéma de la figure 4.1, la contrainte dans le béton ε_c est nulle au niveau de la fissure), alors que pour les bétons fibrés, cette déformation n'est pas nulle puisque le béton peut reprendre une contrainte de traction non négligeable grâce aux fibres. Cette approximation constitue un biais dans la méthode proposée mais les conséquences sont toutefois faibles puisque cette déformation est en générale largement inférieure à la déformation de l'acier passif.

Connaissant la déformation moyenne de l'acier et du béton et connaissant la distance entre fissures, on peut en déduire l'ouverture de fissure lors de l'apparition de la fissuration :

$$w = 2l_{es}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 2l_{es}(0, 4\varepsilon_{s,cr}) = \frac{4}{5}l_{es}\varepsilon_{s,cr}$$
(4.6)

En remplaçant l_{es} et $\varepsilon_{s,cr}$ par leur expression, on obtient :

$$w = \frac{A_c}{A_s} \frac{(f_{ct,el} - \sigma_{cf}(w))}{5\tau_{sm}} \phi(\frac{A_c}{A_s}(f_{ct,el} - \sigma_{cf}(w)) + \frac{E_s}{E_c} f_{ct,el})$$
(4.7)

Cette dernière expression constitue une équation implicite pour déterminer l'ouverture de fissure w.

Leutbecher propose également une expression intéressante pour $\sigma_{cf}(w)$ aux très petites ouvertures de fissure. Cette expression tient compte du fait qu'il est nécessaire d'avoir une certaine ouverture de fissure pour mobiliser l'adhérence des fibres à la matrice cimentaire et créer un allongement des fibres correspondant à l'effort à reprendre (activation des fibres). Aux très petites ouvertures de fissure, nous avons donc la superposition de la contribution de la matrice cimentaire qui est décroissante et celle des fibres qui croît progressivement (voir figure 4.2).

— branche descendante due à la rupture de la matrice cimentaire

$$\sigma_{c,1}(w) = f_{ct,el} \left(1 - \frac{w f_{ct,el}}{2G_F}\right)$$
(4.8)

où G_F est l'énergie de fissuration qui peut être estimée à 50 à 60 N/m selon Leutbecher [55, 56] pour les bétons de type BFUP.



FIGURE 4.2 – Allure des contraintes post-fissuration, source [56]

 branche ascendante due aux fibres
 Au final, Leutbecher propose l'équation suivante pour la contrainte de traction reprise par les fibres

$$\sigma_{c,2}(w) = \sigma_{cf0} \left(2\sqrt{\frac{w*}{w_0}} - \frac{w*}{w_0}\right)$$
(4.9)

Si on revient à la fissuration proprement dite, partant de l'état pour F_{cr} lors de l'apparition de la fissuration, si on augmente la charge, cela revient à augmenter la contrainte σ_s (voir figure 4.3).

Une nouvelle fissure peut apparaître entre deux fissures existantes si la limite élastique du béton est atteinte.

Leutbecher propose également des équations complémentaires pour prendre en compte les phénomènes de retrait et de fluage.

4.1.2 Travaux de Redaelli [73]

Dans sa thèse, Redaelli donne également les équations régissant le comportement de tirants armés en BFUP. Les équations proposées par Redaelli tiennent compte du fait que la contrainte d'adhérence entre acier et béton dépend du déplacement relatif de ces deux matériaux et prend également en compte la plastification possible de l'acier. Tout comme Leutbecher, il considère également l'influence du retrait et du fluage du béton.

Partant de l'équilibre d'un élément de longueur infinitésimale dx, le bilan des efforts sur l'acier permet d'écrire (voir figure 4.4) :

$$dF_s = d\sigma_s A_s = -\tau(x)\pi\phi dx \tag{4.10}$$

avec $\pi \phi$ le périmètre de l'armature. Le signe négatif provient du fait que l'axe x est orienté en partant de la fissure vers la zone non fissurée. La contrainte dans l'acier décroît donc en fonction de x.



FIGURE 4.3 – Allure des déformations lorsque le schéma de fissuration est stabilisé et que l'effort augmente, source [56]



FIGURE 4.4 – Equilibre d'une portion de tirant de longueur infinitésimale dx, source [73]

L'équilibre global du système béton + acier permet d'écrire :

$$dF_c = d\sigma_c A_c = -dF_s = +\tau(x)\pi\phi dx \tag{4.11}$$

Il relie ensuite le déplacement relatif $\delta(x)$ entre acier et béton aux contraintes dans l'acier et le béton et à la contrainte d'adhérence $\tau(x)$. La dérivée du déplacement relatif est :

$$\frac{d\delta(x)}{dx} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x) \tag{4.12}$$

Soit en dérivant une deuxième fois :

$$\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} = \frac{d\varepsilon_s(x)}{dx} - \frac{d\varepsilon_c(x)}{dx}$$
(4.13)

$$\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} = \frac{d\varepsilon_s}{d\sigma_s}\sigma'_s(x) - \frac{d\varepsilon_c}{d\sigma_c}\sigma'_c(x)$$
(4.14)

$$\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} = -\frac{\tau(x)\pi\phi}{A_s}\frac{1}{\sigma'_s[\varepsilon_s(x)]} - \frac{\tau(x)\pi\phi}{A_c}\frac{1}{\sigma'_c[\varepsilon_c(x)]}$$
(4.15)

A l'aide de ces équations, Redaelli propose de partir du point x = 0 pris au niveau de la fissure, de supposer une ouverture w donnée (correspondant à deux fois le déplacement relatif acier béton $\delta(0)$ au niveau de la fissure) et itérer sur la contrainte σ_s au niveau de la fissure jusqu'à obtenir $\varepsilon_s = \varepsilon_c$ et $\delta = 0$ à une longueur donnée. Cela lui donne ainsi l'état lors de l'apparition de la fissuration.

Sur un plan purement mathématique, si on se donne une loi contrainte d'adhérence τ fonction du déplacement relatif δ , avec $\lim_{\delta \to 0} \tau(\delta) = 0$, alors on trouve une longueur x infinie pour obtenir $\varepsilon_x = \varepsilon_s$ et $\delta = 0$, puisque si on prend le problème à l'envers, avec une solution initiale telle que $\varepsilon_x = \varepsilon_s \Leftrightarrow \frac{d\delta}{dx} = 0$ et $\delta = 0$, alors la seule solution du problème en supposant toutes les fonctions continues et dérivables est $\delta = 0 \forall x$. Il s'en sort en prenant une petite tolérance sur l'écart entre ε_s et ε_c ainsi que sur la valeur de δ .

Il traite ensuite de tirants en BFUP armé avec un matériau BFUP écrouissant. Il a donc une loi contrainte σ_c déformation ε_c de forme élasto-plastique écrouissante. La déformation de l'acier suit cette déformation du béton ε_c jusqu'à localisation d'une fissure dans le béton.

Le modèle de Redaelli ainsi que celui de Leutbecher ont été repris par Oesterlee en proposant quelques hypothèses simplificatrices [68]. Il suppose ainsi une contrainte d'adhérence τ constante par paliers, néglige la déformation du béton et considère un espacement de fissures constant. Souhaitant aller vers un modèle le plus précis possible, nous ne développerons pas ces travaux dans ce manuscrit.

138

4.1.3 Codes de calcul

Les codes de calcul disponibles pour le dimensionnement et la justification de ce type de structures proposent également des formules pour calculer l'espacement et l'ouverture des fissures.

Ainsi, le Code Modèle *fib* [86] et la norme française NF P18-470 [9] proposent des formules semi-empiriques pour déterminer l'ouverture de fissure. Les formules considèrent que l'ouverture des fissures est le produit de l'espacement moyen des fissures par la déformation moyenne relative des aciers par-rapport au béton.

Nous détaillerons plus loin, dans la partie 4.5 page 170, les formules issues de ces deux codes de calcul et les comparerons avec les résultats expérimentaux.

4.2 Proposition d'un modèle de fissuration d'un tirant armé avec un BFUP adoucissant

Nous considérerons dans cette partie le cas d'un tirant en BFUP armé constitué d'une armature de diamètre $\phi = 12$ mm, de section A_s noyé dans une section carrée de BFUP d'aire $A_c = 60 \times 60 \text{ mm}^2$ (voir figure 4.5). Ce tirant correspond à un corps d'épreuve testé expérimentalement [91].

Nous supposerons également que le BFUP a un comportement adoucissant en traction, de manière à être plus représentatif de ce que l'on obtient expérimentalement en loi caractéristique avec les BFUP industriels disponibles sur le marché français.

Les caractéristiques mécanique de l'acier utilisé sont :

$$- E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$-f_y = 516 \text{ MPa}$$

$$-f_u = 560 \text{ MPa}$$

$$-\varepsilon_u = 5.10^{-2}$$

La loi de comportement de l'acier est détaillée dans la figure 4.6.

Le BFUP a pour caractéristiques mécaniques :

- $f_c = 200 \text{ MPa}$
- $E_c = 50 \text{ GPa}$
- $-f_{ct,el} = 14$ MPa
- $\sigma(w=0,3mm) = 14$ MPa

Le comportement du BFUP aux très petites ouvertures de fissure sera détaillé un peu plus loin dans la partie 4.2.3.

Remarque : par souci de simplification des différentes équations et par cohérence avec les articles de la littérature traitant du sujet, on choisit, dans ce chapitre et uniquement dans ce chapitre, de prendre la contrainte dans le béton comme positive lorsque celui-ci est en traction. En ce qui concerne la contrainte dans les aciers passifs, on garde la même convention, à savoir une contrainte positive en traction.



FIGURE 4.5 – Section du tirant de BFUP armé



FIGURE 4.6 – Loi de comportement de l'acier passif



FIGURE 4.7 – Schéma de fissuration avec déformation et contrainte dans l'acier et le béton

4.2.1 Obtention de l'équation différentielle principale

Nous allons partir des équations proposées par Redaelli dans sa thèse [73].

Pour un effort très faible, le BFUP et l'acier travaillent de la même façon, en subissant la même déformation. Lorsque l'effort augmente et que la contrainte limite élastique du BFUP est atteinte, alors nous obtenons un schéma de fissuration comme décrit dans la figure 4.7. Le béton se trouve tendu entre deux fissures et son effort est transféré à l'acier via le mécanisme d'adhérence détaillé dans le chapitre 2.

D'après les résultats trouvés dans le chapitre 2, la variation de contrainte σ_s dans l'armature est directement reliée à la contrainte d'adhérence τ entre le BFUP et l'armature qui est fonction du déplacement relatif δ entre ces deux matériaux :

$$\frac{d\sigma_s(x)}{dx} = \frac{4}{\phi}\tau(\delta(x)) \tag{4.16}$$

La fonction $\tau(\delta)$ a été déterminée expérimentalement au chapitre 2.

Dans notre exemple, comme l'enrobage de l'armature est assez faible, il faut prendre en compte une valeur réduite pour τ_{max} . En effet, l'enrobage étant de $c = \frac{60-12}{2} = 24$ mm pour un acier de 12 mm, d'après l'équation 2.1, on obtient $\tau_{max} = \frac{3.5}{4} \frac{c}{\phi} \sqrt{f_c}$, soit en considérant $f_c \approx 200$ MPa, $\tau_{max} \approx 25$ MPa.

La contrainte dans l'armature σ_s est par ailleurs liée à la contrainte moyenne dans le BFUP σ_c car l'effort normal est constant le long du tirant.

$$\frac{d\sigma_s(x)}{dx} A_s = -\frac{d\sigma_c(x)}{dx} A_c$$
(4.17)

Enfin, le déplacement relatif $\delta(x)$ entre l'armature et le BFUP δ s'obtient en intégrant leurs déformations respectives, en partant du point d'abscisse 0 à mi-distance entre deux fissures :

$$\delta(x) = \int_0^x (\varepsilon_s(\xi) - \varepsilon_c(\xi)) d\xi$$
(4.18)

Dérivant cette équation, on obtient :

$$\frac{d\delta(x)}{dx} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x) \tag{4.19}$$

Reliant la contrainte σ_s ou σ_c à la déformation correspondante ε_s ou ε_c grâce aux lois de comportement des deux matériaux, on peut écrire :

$$\sigma_s = f_s(\varepsilon_s) \sigma_c = f_c(\varepsilon_c)$$
(4.20)

Lorsque le matériau BFUP et l'acier des armatures ont un comportement élastique linéaire, les lois de comportement f_s et f_c s'écrivent simplement :

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \sigma_c = E_c \times \varepsilon_c$$
(4.21)

Si la loi de comportement du BFUP peut être considérée comme linéaire en traction avant fissuration, les aciers passifs observent une loi élasto-plastique. Aussi, nous choisissons de conserver la fonction f_s pour rester le plus général possible dans l'écriture des équations et pour pouvoir appliquer les lois ainsi obtenues au cas où les aciers sont plastifiés.

Utilisant les équations 4.19 et 4.20, nous obtenons :

$$\frac{d\delta}{dx}(x) = f_s^{-1}(\sigma_s(x)) - \frac{\sigma_c(x)}{E_c}$$
(4.22)

Dérivant une nouvelle fois cette dernière expression, on obtient :

$$\frac{d^2\delta}{dx^2}(x) = \frac{1}{f'_s(f_s^{-1}(\sigma_s(x)))} \frac{d\sigma_s}{dx}(x) - \frac{1}{E_c} \frac{d\sigma_c}{dx}(x)$$
(4.23)

Pour une meilleure lisibilité, nous l'écrirons :

$$\frac{d^2\delta}{dx^2}(x) = \frac{1}{f'_s(\varepsilon_s(x))} \frac{d\sigma_s}{dx}(x) - \frac{1}{E_c} \frac{d\sigma_c}{dx}(x)$$
(4.24)

142

4.2. PROPOSITION D'UN MODÈLE DE FISSURATION D'UN TIRANT

Utilisant l'équation 4.17, l'expression $\frac{d\sigma_c}{dx}$ peut s'écrire :

$$\frac{d\sigma_c}{dx} = -\frac{A_s}{A_c}\frac{d\sigma_s}{dx} \tag{4.25}$$

L'équation 4.24 devient donc :

$$\frac{d^2\delta}{dx^2}(x) = \left(\frac{1}{f'_s(\varepsilon_s(x))} + \frac{1}{E_c} \times \frac{A_s}{A_c}\right) \frac{d\sigma_s}{dx}(x)$$
(4.26)

Associée à l'équation 4.16, cette dernière équation permet d'obtenir l'équation suivante :

$$\frac{d^2\delta}{dx^2}(x) = \left(\frac{1}{f'_s(\varepsilon_s(x))} + \frac{1}{E_c} \times \frac{A_s}{A_c}\right) \frac{4}{\phi}\tau(\delta(x))$$
(4.27)

Si on considère que les armatures travaillent uniquement dans le domaine élastique, l'équation précédente devient l'équation différentielle du second ordre (de la forme $\frac{d^2\delta}{dx^2} = f(\delta)$):

$$\frac{d^2\delta}{dx^2}(x) = \left(\frac{1}{E_s} + \frac{1}{E_c} \times \frac{A_s}{A_c}\right) \frac{4}{\phi} \tau(\delta(x))$$
(4.28)

Si on souhaite garder la forme générale de l'équation 4.27, alors il est nécessaire de considérer une équation différentielle à plusieurs variables car la dérivée seconde de δ est non seulement fonction de δ mais aussi de $\varepsilon_s(x)$ (qui s'obtient facilement à partir de $\sigma_s(x)$ et à partir de la loi de comportement des armatures). Ainsi, il nous faut introduire un vecteur u(x) contenant $\delta(x)$ et sa dérivée ainsi que $\varepsilon_s(x)$ ou bien $\sigma_s(x)$ tel que défini ci-dessous :

$$u(x) = \begin{pmatrix} \delta(x) \\ \frac{d\delta}{dx}(x) \\ \sigma_s(x) \end{pmatrix}$$
(4.29)

On obtient une équation différentielle de la forme $\frac{du}{dx} = f(u)$. L'équation différentielle à résoudre s'écrit ainsi :

$$\frac{du}{dx}(x) = \begin{pmatrix} \frac{d\delta}{dx}(x) \\ \frac{d^2\delta}{dx^2}(x) \\ \frac{d\sigma_s}{dx}(x) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{d\delta}{dx}(x) \\ \left(\frac{1}{f'_s(\varepsilon_s(x))} + \frac{1}{E_c} \times \frac{A_s}{A_c}\right) \frac{4}{\phi}\tau(\delta(x)) \\ \frac{4}{\phi}\tau(\delta(x)) \end{pmatrix}$$
(4.30)

Chaque terme de l'équation peut s'écrire comme une fonction de $\delta(x)$, $\frac{d\delta}{dx}$ et $\sigma(x)$. La fonction $\tau(\delta)$ étant Lipschitzienne (la fonction est continue, dérivable et sa dérivée est bornée) et en supposant que $f'_s(\varepsilon_s(x))$ reste non nulle, la fonction f permettant de passer du vecteur u(x) à sa dérivée est également Lipschitzienne. On peut donc résoudre théoriquement et numériquement cette équation différentielle.

143
Remarque : les équations développées dans cette partie peuvent parfaitement s'appliquer à un tirant en béton armé classique. Elles ne sont pas du tout spécifiques au BFUP ou au béton fibré.

4.2.2Obtention du demi-espacement fonction des conditions initiales $\varepsilon_c(0)$ et $\varepsilon_s(0)$

Condition aux limites de l'équation différentielle

Au niveau du point origine x = 0, le point à mi-distance entre deux fissures :

- le glissement relatif entre les armatures et le BFUP est nul par symétrie, $\delta(0) = 0$
- la déformation du béton est inférieure à sa limite élastique (béton non fissuré), soit
- $\varepsilon_c \leq \frac{f_{ct,el}}{E_c}$. la contrainte $\sigma_s(0)$ s'obtient à partir de la loi de comportement des aciers passifs, soit $\sigma_s(0) = f_s(\varepsilon_s(0))$

Cas particulier de la première fissuration

Si on considère que $\varepsilon_c(0) = \varepsilon_s(0) = f_{ct,el}/E_c$ à mi-distance entre deux fissures, alors $\frac{d\delta}{dx}(0) = 0$, ce qui nous fait une deuxième condition initiale nulle à notre équation différentielle en plus de la condition $\delta(0) = 0$. Comme expliqué dans la partie 4.1.2, si la contrainte de cisaillement τ est supposée nulle lorsque le déplacement relatif est nul, alors la résolution de l'équation différentielle nous conduit à $\delta(x) = 0 \forall x \ge 0$. Même si cela reste mathématiquement juste, cela n'est pas réaliste physiquement. Aussi, nous supposerons la déformation de l'acier passif $\varepsilon_s(0)$ très légèrement supérieure à celle du béton $\varepsilon_c(0)$ pour obtenir une solution $\delta(x)$ non nulle. Plus la valeur $\sigma_s(0)$ et donc $\frac{d\delta}{dx}(0)$ est élevée, plus le déplacement relatif $\delta(x)$ augmente rapidement.

Lorsque l'on s'éloigne du point origine x = 0, l'effort de traction dans les armatures augmente tandis que l'effort de traction dans le béton diminue. Dans le cas d'un béton non fibré, on considère que l'on atteint la fissure lorsque σ_c s'annule ou que l'on croise la courbe $\sigma_c(\varepsilon_c)$ décroissante correspondante à l'énergie de fissuration G_f . Dans le cas des bétons fibrés, on atteint la fissure lorsque σ_c est égal à la contrainte correspondant à l'ouverture de fissure $w = 2\delta(x)$ (δ étant le glissemement relatif entre l'armature et le béton, cela correspond donc à une demi-ouverture de fissure).

En résolvant l'équation différentielle posée dans la section précédente, on peut obtenir en fonction du couple de déformations initiales ($\varepsilon_c(0), \varepsilon_s(0)$), la courbe $\delta(x)$ et $\sigma_s(x)$.

La contrainte dans le béton $\sigma_c(x)$ s'obtient en intégrant l'équation 4.17 pour obtenir :

$$\sigma_c(x) = \sigma_c(0) - \frac{A_s}{A_c}(\sigma_s(x) - \sigma_s(0))$$
(4.31)

On obtient donc une solution lorsque cette courbe $\sigma_c(x)$ croise la courbe $\sigma_{cf}(2\delta(x))$, où σ_{cf} représente la loi de contrainte post-fissuration, fonction de l'ouverture de fissure w. Une fissure se développera donc à une abscisse correspondant à une intersection entre les deux courbes. Aussi, la forme de la courbe $\sigma_{cf}(w)$ pour les petites ouvertures de fissure joue-t-elle un rôle déterminant dans la mise en place du mécanisme de fissuration.

4.2.3 Hypothèses sur le comportement du BFUP pour de très faibles ouvertures de fissure

Lorsqu'on regarde le comportement d'un BFUP au niveau structurel, on ne s'intéresse en général que très peu aux très faibles ouvertures de fissure, on se focalise plutôt sur les ouvertures plus importantes pour vérifier que l'on reste en dessous des ouvertures maximales autorisées à l'ELS (Etat Limite de Service). Or, pour le développement de la fissuration, ce comportement a une grande importance puisque de ce comportement dépend le premier schéma de fissuration puis l'évolution de ce schéma de fissuration.

Lorsque la fissure s'ouvre, alors la contrainte que reprend la matrice cimentaire décroît rapidement tandis que l'effort repris par les fibres augmente peu à peu. En effet, dans le cas des fibres métalliques longues et fines habituellement utilisées sur les BFUP disponibles sur le marché européen, il est nécessaire d'avoir une certaine ouverture de fissure pour mobiliser l'adhérence des fibres à la matrice cimentaire et créer un allongement des fibres correspondant à l'effort à reprendre. Aux très petites ouvertures de fissure, nous avons donc deux termes qui se superposent (voir figure 4.8) :

— branche descendante due à la rupture de la matrice cimentaire

$$\sigma_{cf,1}(w) = f_{ct,el}(1 - \frac{wf_{ct,el}}{2G_F})$$
(4.32)

où G_F est l'énergie de fissuration qui peut être estimée à 50 à 60 N/m selon Leutbecher [55] pour ce type de béton.

- branche ascendante due aux fibres

Leutbecher propose l'équation suivante pour la contrainte de traction reprise par les fibres

$$\sigma_{cf,2}(w) = \sigma_{cf0} \left(2\sqrt{\frac{w*}{w_0}} - \frac{w*}{w_0}\right)$$
(4.33)

Afin de se raccorder aux lois trouvées au chapitre 1, nous prendrons :

- $-w_0 \approx 0.3 \, mm$
- $\sigma_{cf0} = \sigma_c(w = 0.3mm)$ soit la contrainte post-fissuration maximale pour les BFUP étudiés ici.



FIGURE 4.8 – Superposition de la contrainte dans la matrice et de la contrainte due aux fibres avec $f_{ct,el} = 14MPa$ et $\sigma_{cf}(w = 0.3mm) = 14MPa$

4.2.4 Obtention du demi-espacement fonction des conditions initiales $\varepsilon_c(0)$ et $\varepsilon_s(0)$

Pour chaque couple de conditions initiales $(\varepsilon_c(0), \varepsilon_s(0))$, on peut trouver la ou les intersections entre les courbes $\varepsilon_c(x)$ et $\varepsilon_{cf}(2\delta(x))$ comme indiqué sur la figure 4.9. On considère ici l'ensembe des couples $(\varepsilon_c(0), \varepsilon_s(0))$ appartenant au domaine $(]0, \frac{f_{ct,el}}{E_c}],]\frac{f_{et,el}}{E_c}, \frac{f_y}{E_c}]$). Ces deux intersections x_a et x_b correspondent à des valeurs possibles de demi-espacement de fissures. Si on trace x_a ou x_b en fonction de $(\varepsilon_c(0), \varepsilon_s(0))$, on obtient les surfaces représentées figure 4.10. Le développement de la fissuration au fur et à mesure de l'évolution de l'effort appliqué va donc se traduire par un parcours sur ces deux surfaces.

Supposant qu'une nouvelle fissure peut apparaître à mi-distance entre deux fissures, le parcours de fissuration va se localiser sur les courbes d'isovaleurs $x_i = \frac{x_{max}}{2^i}$ avec $i \in \mathbb{N}$, tracées en bleu ou vert sur les surfaces de la figure 4.10.

Le demi-espacement x_{max} correspond au point d'initiation de la fissuration obtenue lorsque l'on atteint $f_{ct,el}$ pour la première fois, soit lorsque les deux conditions suivantes sont réunies :

 $-\varepsilon_c(0) = f_{ct,el}/E_c$

— $\varepsilon_s(0)$ très légèrement supérieur à $\varepsilon_c(0)$. Numériquement, nous prendrons $\varepsilon_s(0) = 1,001 \times \varepsilon_c(0)$

Cet état correspond au maximum observé sur la surface x_a , soit la valeur en haut à gauche de la surface (voir figure 4.10).

L'effort correspondant est alors $F_0 = A_c \sigma_c(0) + A_s \sigma_s(0)$

Remarquons également qu'à chaque couple de conditions initiales ($\varepsilon_c(0)$, $\varepsilon_s(0)$) correspond une valeur de l'effort $F = A_c \sigma_c(0) + A_s \sigma_s(0)$. Ainsi, on peut tracer le graphique



FIGURE 4.9 – Intersections entre les courbes $\sigma_c(x)$ et $\sigma_{c,w}(x)$



FIGURE 4.10 – Surfaces x_a et x_b correspondant au demi-espacement de fissures



FIGURE 4.11 – Surfaces d'effort F avec les lignes correspondant aux isovaleurs x_a (à gauche) et x_b (à droite)

d'effort en fonction des conditions initiales comme représenté sur la figure 4.11.

Ainsi, pour chaque valeur de demi-espacement de fissures possibles $(x_i = \frac{x_{max}}{2^i})$, on obtient une série de couples de valeurs $(\varepsilon_c(0), \varepsilon_s(0))$ correspondant à différents efforts F. Si l'on trace sur un même graphique les espacements de fissures et les différentes valeurs d'efforts, alors on obtient la figure 4.12.

Un parcours ou une évolution de la fissuration peut se traduire par le parcours décrit sur la figure 4.13 (plusieurs parcours sont possibles).

4.2.5 Prise en compte du retrait et du fluage

La partie précédente supposait qu'au repos, acier et béton étaient tous deux à une déformation et une contrainte nulle. En réalité, le retrait du béton intervient dès sa prise et entraîne l'apparition de contraintes de traction dans le béton et de compression dans l'acier (une partie du retrait est gênée par l'acier d'où l'apparition de compressions dans l'acier et de tractions dans le béton). Ces contraintes sont non uniformes près des extrémités du tirant mais se régularisent pour devenir uniformes en section courante (on suppose ici le retrait uniforme).

Considérant que le béton est sujet à une déformation de retrait égale à ε_{cs} , on obtient, après prise en compte du retrait, les déformations et contraintes "après retrait" (notées ar) suivantes, dans une approche purement élastique :

— pour l'acier :

$$\varepsilon_{s,ar} = \varepsilon_{cs} \times \frac{A_c \times E_c}{A_c \times E_c + A_s \times E_s} \tag{4.34}$$



FIGURE 4.12 – Force fonction des espacements (points provenant de x_a en bleu et provenant de x_b en vert).



FIGURE 4.13 – Parcours possible sur le graphique d'effort fonction de l'espacement (à gauche) et sur le graphique représentant la surface d'effort fonction des conditions initiales $\varepsilon_{c,0}$ et $\varepsilon_{s,0}$ (à droite).

$$\sigma_{s,ar} = \varepsilon_{cs} \times \frac{A_c \times E_s \times E_c}{A_c \times E_c + A_s \times E_s} \tag{4.35}$$

- pour le béton :

$$\varepsilon_{c,ar} = \varepsilon_{cs} \times \frac{A_c \times E_c}{A_c \times E_c + A_s \times E_s}$$
(4.36)

$$\sigma_{c,ar} = -\varepsilon_{cs} \times \frac{A_s \times E_s \times E_c}{A_c \times E_c + A_s \times E_s}$$
(4.37)

Pour tenir compte du fluage, on remplace le module instantané du béton par le module effectif, soit :

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1+\varphi} \tag{4.38}$$

où φ est le coefficient de fluage du béton (de l'ordre de 1 au maximum pour les BFUP non traités thermiquement).

Les déformations et contraintes "après retrait et fluage" (notées *arf*) deviennent donc : — pour l'acier :

$$\varepsilon_{s,arf} = \varepsilon_{cs} \times \frac{A_c \times E_{c,eff}}{A_c \times E_{c,eff} + A_s \times E_s}$$
(4.39)

$$\sigma_{s,arf} = \varepsilon_{cs} \times \frac{A_c \times E_s \times E_{c,eff}}{A_c \times E_{c,eff} + A_s \times E_s}$$
(4.40)

- pour le béton :

$$\varepsilon_{c,arf} = \varepsilon_{cs} \times \frac{A_c \times E_{c,eff}}{A_c \times E_{c,eff} + A_s \times E_s}$$
(4.41)

$$\sigma_{c,arf} = -\varepsilon_{cs} \times \frac{A_s \times E_s \times E_{c,eff}}{A_c \times E_{c,eff} + A_s \times E_s}$$
(4.42)

Ces formules sont cohérentes avec celle proposée par Granger [38] qui donne dans le cas d'un élément en béton armé :

$$\varepsilon_{c,arf} = k_s^{p,retrait} \varepsilon_{cs} \tag{4.43}$$

avec :

$$k_s^{p,retrait} = \frac{1}{1 + \frac{A_s}{A_c} \frac{E_s}{E_c} (1 + \varphi)} \tag{4.44}$$

Dans notre exemple, en considérant une déformation de retrait de : $\varepsilon_{cs} = -800 \ \mu\text{m/m}$, et un coefficient de fluage $\varphi = 1$, on obtient pour les valeurs de contrainte et de déformation après retrait et fluage :

150

$$-\varepsilon_{c,arf} = \varepsilon_{s,arf} = -635 \ \mu m/m$$

—
$$\sigma_{c,arf} = 4,12$$
 MPa

 $-\sigma_{s,arf} = -127$ MPa

Le béton se trouve donc tendu car sa contraction sous l'effet du retrait a été gênée, tandis que l'acier se trouve comprimé. Cela a pour conséquence une baisse de l'effort conduisant à la fissuration du tirant. En effet, la contrainte dans le béton σ_c en fonction de sa déformation ε_c est égale à :

$$\sigma_c = \sigma_{c,arf} + E_c \times (\varepsilon_c - \varepsilon_{c,arf}) \tag{4.45}$$

La déformation du béton $\varepsilon_{c,cr}$ conduisant à la fissuration est égale, par conséquent, à :

$$\varepsilon_{c,cr-arf} = \frac{f_{ct,el} - \sigma_{c,arf}}{E_c} + \varepsilon_{c,arf}$$
(4.46)

Comme on suppose l'acier parfaitement adhérent avant fissuration, sa déformation sera égale à celle du béton juste avant fissuration, soit :

$$\varepsilon_{s,cr-arf} = \varepsilon_{c,cr-arf} \tag{4.47}$$

L'effort de fissuration théorique du tirant sera donc de :

$$F_{cr} = A_c \times f_{ct,el} + A_s \times \varepsilon_{s,cr-arf} \times E_s \tag{4.48}$$

Avec notre exemple, on trouve numériquement :

— $\varepsilon_{c,cr-arf} = \varepsilon_{s,cr-arf} = -437 \ \mu\text{m/m}$ au lieu de +280 $\mu\text{m/m}$

 $-F_{cr} = 38,9$ kN (au lieu de 55 kN sans prendre en compte le retrait et le fluage)

Notre analyse simplifiée se trouve cohérente avec les données de la littérature. Ainsi, l'effet du retrait endogène a été étudié par plusieurs auteurs, par exemple Maruyama [63] qui a étudié spécifiquement l'effet du retrait de BTHP (béton à très hautes performances) lorsque celui-ci est utilisé avec un ferraillage assez dense. Il a pu observer des fissures seulement dues à cet effet de retrait empêché. Plus récemment, le projet national CEOS [49] s'est intéressé à la fissuration de pièces massives en béton armé soumise à des effets de retrait empêché. Des recommandations ont été préconisées pour limiter la fissuration sur de telles pièces.

Reprenant notre recherche de schéma de fissuration, nous constatons que les équations 4.16 à 4.30 ne sont pas modifiées. En revanche, le domaine sur lequel nous allons chercher les conditions initiales (à mi-distance entre fissures) est modifié puisque la déformation conduisant à la fissuration du béton est plus faible. Ainsi, les couples ($\varepsilon_c(0)$, $\varepsilon_s(0)$) parcourent un domaine différent :

$$(\varepsilon_c(0), \varepsilon_s(0)) \in (]\varepsilon_{c,arf}, \varepsilon_{c,cr-arf}],]\varepsilon_{c,cr-arf}, \frac{f_y}{E_s}])$$

$$(4.49)$$

soit dans notre exemple



FIGURE 4.14 – Parcours possible tenant compte du retrait sur le graphique d'effort fonction de l'espacement (à gauche) et sur le graphique représentant la surface d'effort fonction des conditions initiales $\varepsilon_c(0)$ et $\varepsilon_s(0)$ (à droite).

$$(\varepsilon_c(0), \varepsilon_s(0)) \in (] - 635 \ \mu\text{m/m}, -437 \ \mu\text{m/m}],] - 437 \ \mu\text{m/m}, 2580 \ \mu\text{m/m}])$$
(4.50)

Comme précédemment, on peut tracer les efforts en fonction des espacements de fissure et on peut proposer un "chemin" possible (voir figure 4.14).

4.3 Campagne expérimentale sur tirants en BFUP armés

Afin de mieux comprendre le mécanisme de fissuration en le reliant quantitativement à l'adhérence des armatures dans le BFUP, des essais sur tirants ont été réalisés dans le cadre du projet Badifops [92].

4.3.1 Description des corps d'épreuve

Dix tirants ont été testés, répartis en deux configurations différentes, comme indiqué dans le tableau 4.1. La première configuration consistait en un tirant de section carrée de dimensions $60 \times 60 \text{ mm}^2$ comportant un acier HA12. La deuxième configuration consistait en un tirant de section carrée de dimensions $80 \times 80 \text{ mm}^2$ comportant un acier HA16. De part et d'autre de la section d'étude, la section a été élargie pour encastrer le tirant sur le bâti (voir figures 4.15 et 4.16). Afin d'éviter d'avoir une amorce de fissure dans les angles, on a donné une forme courbe au coffrage au niveau de l'élargissement.

Tirants	Acier	Section	Enrobage	Protocole	Effort max
		mm^2	mm		(kN)
1	HA 12	60×60	24	monotone	79
2	HA 12	60×60	24	monotone	84
3	HA 12	60×60	24	répété	80
4	HA 12	60×60	24	répété	84
5	HA 12	60×60	24	répété	77
6	HA 16	80×80	32	monotone	164
7	HA 16	80×80	32	monotone	143
8	HA 16	80×80	32	répété	157
9	HA 16	80×80	32	répété	156
10	HA 16	80×80	32	répété	163

TABLEAU 4.1 - Récapitulatif des tirants testés



FIGURE 4.15 – Tirant, principales dimensions et instrumentation

CHAPITRE 4. FISSURATION



FIGURE 4.16 – Tirants : (a) photos des coffrages, (b) détail de la connexion acier - tige filetée

Le BFUP utilisé était le BFUP numéro 1 décrit dans le tableau 3.1 page 94. Les aciers passifs utilisés étaient du même lot que ceux décrits dans le tableau 2.3 page 69. Les aciers comportaient une engravure dans laquelle était collée une fibre optique, selon le protocole décrit au chapitre 2.

Les tirants ont été testés en position verticale, leurs extrémités étant encastrées dans le bâti par bridage des tiges filetées prolongeant les aciers passifs noyés (voir figures 4.17 et 4.18).

Le protocole d'essai est décrit dans la figure 4.19.

4.3.2 Principaux résultats

Les tirants n'ont pas multi-fissuré mais ont développé une fissuration "classique" avec un espacement variable en fonction de la charge appliquée. Ceci semble indiquer un caractére adoucissant du matériau BFUP, au moins dans cette partie du projet Badifops, et compte tenu des conditions de coulage de ces corps d'épreuve.

Les figures 4.20 et 4.21 montrent les courbes force-déformation des tirants contenant un HA12. Les figures 4.22 et 4.23 montrent les courbes force-déformation des tirants contenant un HA16.

On constate que la limite élastique est d'environ 15 MPa pour les tirants contenant un HA12 et d'environ 30 MPa pour les tirants contenant un HA16. Ce seuil correspond à



FIGURE 4.17 – Tirant, principe de l'essai



FIGURE 4.18 – Photo de l'essai de tirant

l'apparition de la première fissure.

La figure 4.24 montre les faciès de rupture des tirants testés. Malgré les efforts déployés lors de la fabrication pour épaissir le plus progressivement possible les tirants dans les zones d'about, plusieurs tirants ont rompu à la naissance de l'épaississement.

4.3.3 Profils de déformation des aciers

Les graphiques 4.25 et 4.26 montrent le profil de déformation des aciers des tirants 12-1 et 16-1, issu de la mesure par fibre optique. On constate l'apparition de la fissuration aux alentours de 15 kN pour le tirant 12-1 et aux alentours de 30 kN pour le tirant 16-1. Ceci confirme le caractère adoucissant du BFUP constaté dans la partie précédente, puisque l'on ne constate pas de multi-fissuration. On constate également que les fissures sont relativement stables au dessus de 30 kN pour le tirant 12-1 et au-dessus de 60 kN pour le tirant 16-1.

Ces profils de déformation obtenus grâce à l'instrumentation par fibre optique seront utilisés ci-après pour déterminer les déformations et contraintes des aciers passifs aux différents niveaux de chargement étudiés et pour déterminer l'espacement des fissures.



FIGURE 4.19 – Protocole d'essais sur tirants : (a) monotone, (b) répété



FIGURE 4.20 – Courbes effort déformation moyenne pour les tirants contenant un acier HA12



 ${\rm Figure}~4.21-{\rm Zoom}~{\rm sur}$ les courbes effort déformation moyenne pour les tirants contenant un acier HA12



FIGURE 4.22 – Courbes effort déformation moyenne pour les tirants contenant un acier HA16



FIGURE 4.23 – Zoom sur les courbes effort déformation moyenne pour les tirants contenant un acier HA16



FIGURE 4.24 – Vue des faciès de rupture des différents tirants testés



FIGURE 4.25 – Vue des profils de déformation observés par la fibre optique sur l'acier du tirant 12-1



FIGURE 4.26 – Vue des profils de déformation observés par la fibre optique sur l'acier du tirant 16-4

4.4 Comparaison entre les résultats expérimentaux et le modèle proposé

Commençons par calculer les caractéristiques des sections des deux types de tirant :

 $\begin{array}{l} - & \text{pour le tirant HA12} \\ & - & A_s = \pi \times \frac{0.012^2}{4} = 1.13 \, 10^{-4} \, \text{m}^2 \\ & - & A_c = 0.06^2 - A_s = 34.87 \, 10^{-4} \, \text{m}^2 \\ & - & A_s / A_c = 0.0324 \\ \end{array}$ $\begin{array}{l} - & \text{pour le tirant HA16} \\ & - & A_s = \pi \times \frac{0.016^2}{4} = 2.01 \, 10^{-4} \, \text{m}^2 \\ & - & A_c = 0.08^2 - A_s = 61.99 \, 10^{-4} \, \text{m}^2 \\ & - & A_s / A_c = 0.0324 \end{array}$

On note que pour les deux types de tirant, les dimensions des tirants ont été choisies pour avoir sensiblement le même rapport $\frac{A_s}{A_c}$, à savoir 3,24% dans les deux cas.

4.4.1 Limite élastique ou apparition de la fissuration

Si on prend la limite élastique déterminée sur les gâchées de fabrication des poteaux avec la même formulation de BFUP, on a une limite élastique $f_{ct,el} \approx 14$ MPa. Or avec cette valeur et les valeurs de fluage et retrait considérées dans la section 4.2.5, à savoir une déformation de retrait total du béton de $\varepsilon_{cs} = -800 \,\mu\text{m/m}$, et un coefficient de fluage $\varphi = 1$, on obtient les valeurs de contrainte et de déformation après retrait et fluage et les efforts de fissuration suivants :

— pour les tirants HA12 et HA16 (les valeurs de déformations et de contraintes après prise en compte du retrait et du fluage sont quasi-identiques pour les deux types de tirant car le rapport $\frac{A_s}{A_c}$ est quasiment le même)

$$-\varepsilon_{c,arf} = \varepsilon_{s,arf} = -635 \ \mu m/m$$

—
$$\sigma_{c,arf} = 4,12$$
 MPa

$$-\sigma_{s,arf} = -127$$
 MPa

— pour les tirants HA12

$$- F_{cr} = 38,9 \text{ kN}$$

 $-\,$ pour les tirants HA16 $\,$

$$-F_{cr} = 69,2 \text{ kN}$$

Ces valeurs F_{fiss} d'apparition de la fissuration sont nettement supérieures à celles trouvées expérimentalement et données dans la section 4.3.2, à savoir des valeurs de l'ordre de 15 kN pour les tirants HA12 et 30 kN pour les tirants HA16.

La modification marginale de la déformation de retrait ou du coefficient de fluage n'a que peu d'influence sur l'effort de fissuration théorique. Ainsi, pour les tirants HA12, en posant $\varepsilon_{cs} = 850 \ \mu\text{m/m}$, tout autre paramètre inchangé, on trouve $F_{fiss} = 37,9 \text{ kN}$, ou en annulant le coefficient de fluage $\varphi = 0$, on obtient $F_{fiss} = 37,1 \text{ kN}$.

Par conséquent, pour retrouver un effort de fissuration comparable à l'effort expérimental, il nous faut considérer une limite élastique du BFUP nettement plus faible que celle déterminée sur les poteaux, de l'ordre de $f_{ct,el} = 8$ MPa.

4.4.2 Effort maximum

Si on considère qu'acier passif et BFUP travaillent de concert et que la contrainte maximum des aciers passifs peut-être atteinte en même temps que la contrainte postfissuration maximale, alors, connaissant l'effort maximal atteint sur le tirant, on peut en déduire la contrainte maximale post-fissuration.

Ainsi, pour les tirants comportant un acier HA12, la contrainte à rupture des aciers HA12 est d'environ 580 MPa, ce qui conduit à un effort maximal repris par l'acier de $A_s \times 580 \approx 65$ kN. Considérant un effort maximal de 84 kN, la différence d'effort reprise par le BFUP est de 19 kN, soit une contrainte dans le BFUP de 5,5 MPa.

Pour les tirants comportant un acier HA16, la contrainte à rupture des aciers est d'environ 624 MPa. Cela conduit à un effort maximal repris par l'acier de $A_s \times 624 \approx$ 124 kN. Considérant un effort maximal de 164 kN sur le tirant, l'effort repris par le BFUP est de 40 kN, soit une contrainte de 6,5 MPa.

Pour la suite, nous allons considérer une limite élastique $f_{ct,el} = 8$ MPa et une contrainte maximale post-fissuration de 7 MPa.

Les différences de caractéristiques mécaniques entre les matériaux caractérisés dans le cadre des essais de poteaux et les caractéristiques constatées sur les résultats des tirants s'expliquent sans doute par une moindre qualité des gâchées et par une moins bonne orientation des fibres métalliques.

4.4.3 Mécanisme de fissuration

Avec le modèle décrit ci-dessus dans la partie 4.2, nous allons tenter de modéliser la fissuration des deux types de tirants et comparer le mécanisme de fissuration obtenu avec les résultats expérimentaux.

Les paramètres pris en compte dans le modèle seront :

- $f_c=200~{\rm MPa}$

 $-f_{ct,el} = 8$ MPa

- contrainte maximale post-fissuration = 7 MPa
- $-\varepsilon_{c,arf} = \varepsilon_{s,arf} = -635 \ \mu m/m$

$$-\sigma_{c,arf} = 4,12$$
 MPa

— $\sigma_{s,arf} = -127$ MPa

La contrainte d'adhérence maximale est égale à 25 MPa pour les tirants contenant un HA12 comme expliqué dans la partie 4.2.1 (rapport $c/\phi = 2$). Pour les tirants contenant un HA16, l'enrobage étant de $c = \frac{80-16}{2} = 32$ mm pour un acier de 16 mm, on a le même rapport $\frac{c}{\phi}$, donc on peut considérer la même valeur de τ_{max} , soit 25 MPa.



FIGURE 4.27 – Parcours possible sur le graphique donnant le demi-espacement x_a fonction des conditions initiales $\varepsilon_c(0)$ et $\varepsilon_s(O)$ (à gauche) et sur le graphique représentant l'effort fonction du demi-espacement x_a (à droite).

Avec ces paramètres, le modèle théorique permet d'obtenir un espacement de fissures, une valeur d'ouverture de fissure et les valeurs de contrainte de l'acier entre fissures et au niveau de la fissure. La figure 4.27 donne le parcours possible pour le tirant comportant un HA12, en termes de demi-espacement x_a , de conditions initiales $\varepsilon_c(0)$ et $\varepsilon_s(0)$ et d'effort.

Expérimentalement, l'analyse par corrélation d'images d'une des faces du tirant permet d'obtenir les ouvertures de fissure en surface du tirant. Pour ce faire, on repère les fissures en traçant la déformation longitudinale sur la face du tirant et en repérant les zones où cette déformation est très importante, puis on mesure l'ouverture de fissure en comparant le déplacement longitudinal de part et d'autre de la zone où la déformation est très forte.

La fibre optique noyée dans l'engravure de l'acier passif permet quant à elle d'obtenir l'espacement entre fissures ainsi que la déformation le long des aciers passifs aux différents paliers de chargement (voir figure 4.25 page 161 et figure 4.26 page 161). L'analyse du signal de la fibre optique permet en fait d'obtenir la différence de déformation entre l'état présent et un état de référence, repéré juste avant l'essai. Cet état de référence inclut donc l'effet du retrait et du fluage, autrement dit, la déformation mesurée par les fibres optiques est nulle pour une déformation égale à $\varepsilon_{s,arf}$ ou à une contrainte correspondante de $\sigma_{s,arf} =$ -127 MPa. Nous devons donc ajouter cette valeur de $\varepsilon_{s,arf}$ à la déformation $\varepsilon_{s,mes,FO}$ indiquée par la fibre optique, ou bien en régime élastique ajouter $\sigma_{s,arf} = -127$ MPa à la contrainte $E_s \times \varepsilon_{s,mes,FO}$.

La fibre optique nous donne également l'espacement des fissures au niveau de l'acier passif, en repérant chaque fissure par le pic de déformation correspondant.

Pour les tirants contenant un acier HA12, le tableau 4.2 montre les valeurs théoriques

théorique et résultats expérimentaux sur tirants HA12										
Effort	Tirant	v	v	S	5	σ_s :	fiss	$\sigma_s \; { m ent}$	re fiss	
		\min	\max	min	\max	min	\max	\min	\max	
(kN)		(μm)	(μm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
30	modèle	5	5	5	9	11	19	4	$\overline{2}$	
	12-1	21	25	50	150	-7	73	-47	-6	
	12 - 2	21	43	63	117	-40	108	-63	-11	
	12-3	29	102	44	130	-2	71	-57	6	
	12-4	22	36	57	120	-45	58	-77	-43	
	12 - 5	26	55	50	150	-33	73	-83	-17	
40	modèle	4	6	2	29		216		180	
	12-1	33	44	50	150	37	173	37	79	
	12 - 2	32	96	63	117	48	203	9	93	
	12 - 3	24	137	44	130	83	145	29	123	
	12-4	26	49	23	123	68	161	13	63	
	12 - 5	23	84	51	120	57	163	-7	73	
50	modèle	5	7	29		29	98	25	55	
	12-1	30	63	50	150	165	265	115	189	
	12 - 2	39	117	63	117	133	308	89	163	
	12 - 3	52	193	44	130	168	233	103	199	
	12-4	34	100	23	123	153	265	85	153	
	12 - 5	26	116	51	120	145	253	63	173	
60	modèle	6	7	2	29		372		323	
	12-1	28	95	50	150	256	363	199	285	
	12 - 2	69	157	63	117	203	413	165	239	
	12 - 3	66	225	44	130	253	323	183	293	
	12-4	34	144	23	123	257	373	165	239	
	12 - 5	44	163	51	120	249	365	146	265	

TABLEAU 4.2 – Comparatif des principaux paramètres de fissuration entre modèle théorique et résultats expérimentaux sur tirants HA12

TABLEAU 4.3 – Comparatif des principaux paramètres de fissuration entre modèle théorique et résultats expérimentaux sur tirants HA16

Effort	Tirant	w		S		σ_s fiss		σ_s entre fiss		
		min	max	min	max	\min	\max	\min	max	
(kN)		(µm)	(µm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	
60	modèle	6	9	6	67		142		61	
	16-1	26	55	57	208	-7	53	-41	19	
	$16-2^{\ a}$	24	50							
	16-3	22	50	82	173	-19	73	-37	18	
	16-4	29	48	64	154	-9	79	-41	-11	
	16-5	-	22	120	236	39	89	13	53	
80	modèle	5	9	3	4	25	52	21	15	
	16-1	23	84	57	208	113	169	49	89	
	$16-2^{a}$	36	84							
	16-3	43	103	82	173	119	179	75	93	
	16-4	48	93	64	154	93	173	53	73	
	16-5	53	58	120	236	75	89	16	60	
100	modèle	7	2	34		33	84	29)1	
	16-1	26	116	57	208	203	265	143	199	
	$16-2^{a}$	23	112							
	16-3	49	149	82	173	213	273	159	193	
	16-4	39	126	64	154	185	273	145	165	
	16-5	21	116	120	236	139	185	92	155	
120	modèle	87		34		430		380		
	16-1	37	163	57	208	292	375	225	293	
	$16-2^{a}$	31	118							
	16-3	58	216	82	173	297	373	259	293	
	16-4	65	222	64	154	285	377	247	273	
	16-5	49	146	120	236	243	283	183	243	

a. Signal fibre optique trop brouillé pour être exploitable

	30 kN		40 kN		50 kN		60 kN	
	w_{moy}	s_{moy}	w_{moy}	s_{moy}	w_{moy}	s_{moy}	w_{moy}	s_{moy}
	μm	mm	μm	mm	μm	mm	μm	mm
12-1	23(3)	81(35)	39(5)	81(35)	49 (12)	81(35)	66(27)	81 (35)
12-2	33 (11)	90(25)	55(22)	90(25)	74(28)	90(25)	105(36)	90(25)
12-3	50 (27)	77(28)	63 (31)	77(28)	81 (44)	77(28)	98(52)	77(28)
12-4	20(15)	69(37)	36(9)	69(37)	49(18)	69(37)	61(28)	69(37)
12-5	40 (15)	82(30)	47 (23)	72(25)	60(30)	72(25)	91(46)	72(25)
modèle	55	59	46	29	57	29	67	29

TABLEAU 4.4 – Ouverture moyenne w_{moy} et espacement moyen s_{moy} des fissures en fonction de l'effort sur le tirant (les écart types sont donnés entre parenthèses) - valeurs expérimentales et issues du modèle - tirants HA12

et expérimentales obtenues pour différents niveaux de chargement et les différents tirants. Pour les tirants contenant un acier HA16, le tableau équivalent est le tableau 4.3.

Les valeurs étant très dispersées, les tableaux 4.4 et 4.5 donnent les valeurs expérimentales moyennes et écart-types constatés sur les ouvertures de fissure et les espacements et les comparent avec les valeurs du modèle. Pour une meilleur visualisation, les valeurs moyennes des ouvertures de fissure sont reportées dans les graphiques 4.28 et 4.29.

Le modèle proposé présente des points forts mais aussi des points faibles, en particulier :

- le modèle rend bien compte de la stabilisation du schéma de fissuration à partir d'une certaine charge. Le modèle indique un espacement constant pour les chargements de 40 à 60 kN pour les tirants contenant un HA12 et pour les chargements de 80 à 120 kN pour les tirants contenant un HA16. Les valeurs expérimentales indiquent que l'espacement des fissures n'évolue pas (à une exception près) dès 30 kN pour les tirants contenant un HA12 et dès 80 kN pour les tirants contenant un HA16.
- l'espacement des fissures donné par le modèle est nettement plus faible que celui observé expérimentalement et ne rend pas du tout compte de la dispersion constatée expérimentalement. Ceci est dû au fait que le modèle ne prend pas du tout en compte la dispersion des caractéristiques mécaniques du matériau, en particulier la limite élastique $f_{ct,el}$ et la contrainte maximale post-fissuration, qui sont en général loin d'être uniformes. La valeur de $f_{ct,el}$ entrée dans le modèle correspond à la valeur minimale que l'on peut trouver le long du tirant à l'endroit où la première fissure se crée. Imposer une nouvelle fissure dès que l'on atteint de nouveau cette valeur entre deux fissures contribue très vraisemblablement à créer un nombre de fissures plus importants que dans la réalité puisque si on admet une certaine dispersion de $f_{ct,el}$, il y a peu de chance de retomber sur une valeur aussi faible entre deux

TABLEAU 4.5 – Ouverture moyenne w_{moy} et espacement moyen s_{moy} des fissures en fonction de l'effort sur le tirant (les écart types sont donnés entre parenthèses) - valeurs expérimentales et issues du modèle - tirants HA16

	60 kN		80 kN		100 kN		$120 \mathrm{~kN}$	
	w_{moy}	s_{moy}	w_{moy}	s_{moy}	w_{moy}	s_{moy}	w_{moy}	s_{moy}
	μm	mm	μm	mm	μm	mm	μm	mm
16-1	40(15)	98(55)	47(23)	98(55)	60(30)	98(55)	91(46)	98(55)
16-2	32(11)	- ^a (-)	52(19)	$-^{a}(-)$	57(29)	$-^{a}(-)$	65(34)	$-^{a}(-)$
16-3	34(13)	121(38)	63(22)	121(38)	88(39)	121(38)	117(59)	121(38)
16-4	35~(9)	110(37)	57(22)	110(37)	77(35)	110(37)	130(66)	110(37)
16-5	$22 (-^{b})$	160(53)	56(4)	160(53)	70(46)	160(53)	102(51)	160(53)
modèle	69	67	59	34	72	34	87	34

a. Signal fibre optique trop brouillé pour être exploitable

b.~ Une seule fissure observée dépassant 20 $\mu\mathrm{m},$ pas de calcul possible d'écart type



FIGURE 4.28 – Valeurs moyennes des ouvertures de fissure obtenues expérimentalement et donnnées par le modèle pour les tirants HA12



FIGURE 4.29 – Valeurs moyennes des ouvertures de fissure obtenues expérimentalement et donnnées par le modèle pour les tirants HA16

fissures. Un axe d'amélioration du modèle pourrait être de considérer une valeur caractéristique de $f_{ct,el}$ pour l'apparition de la première fissuration et une valeur moyenne pour la création de nouvelles fissures.

le modèle donne des ouvertures de fissure plus faibles que les valeurs maximales déduites par l'analyse par corrélation d'images, même si la contrainte dans les aciers passifs est un peu plus élevée que celle constatée par les mesures de fibres optiques. Les valeurs moyennes d'ouverture de fissure trouvées expérimentalement coïncident en revanche assez bien avec les valeurs du modèle. L'élément qui peut expliquer que les fissures les plus ouvertes soient d'ouverture assez nettement supérieure aux valeurs prédites par le modèle réside dans le fait que le modèle tend à minimiser l'espacement entre fissures. Observons également que le moyen de mesure des ouvertures de fissure par analyse par corrélation d'images maximise ces ouvertures puisque l'on prend la distance entre deux points de part et d'autres des fissures, donc on inclut une partie de la déformation élastique de part et d'autre de la fissure. Un autre élément d'explication est que les fissures visibles en parement sont peut-être plus larges que celles qui se développent autour de l'armature au coeur du tirant. En effet, le retrait de séchage peut induire des contraintes de traction près du parement qui accentue l'ouverture des fissures. Quant au fait que les contraintes dans les aciers passifs soient un peu plus élevées dans le modèle, il ne faut pas oublier que les valeurs mesurées ont été corrigées pour prendre en compte l'effet du retrait et du fluage, mais que, malheureusement, nous n'avons aucun moyen de valider cette correction. L'effet conjugué du fluage et du retrait est assez difficile à prendre en compte et l'on a négligé la relaxation des aciers passifs. Des écarts dans cette correction sont donc possibles. Une étude plus poussée de ce BFUP au très jeune âge aurait été nécessaire.

4.5 Comparaison avec les codes de calcul existants

Dans cette partie, nous allons comparer les résultats obtenus ci-dessus avec les prévisions des formules issues du Code Modèle *fib* [86] et des formules issues de la norme française NF P18-710 [10].

4.5.1 Code Modèle *fib*

Le Code Modèle fournit une formule pour calculer l'ouverture de fissure w_d dans un béton fibré en fonction de la contrainte dans les aciers σ_s .

$$w_d = 2[kc + \frac{1}{4}\frac{\phi}{\rho_{s,ef}}\frac{(f_{ctm} - f_{Ftsm})}{\tau_{bsm}}]\frac{1}{E_s}(\sigma_s - \beta\sigma_{sr} + \eta\varepsilon_r E_s + \eta_r\varepsilon_r E_s)$$
(4.51)

 avec :

- k = 1
- c = enrobage de l'armature
- $\rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}}$ avec $A_{c,ef}$ aire de béton tendue
- f_{ctm} résistance à la traction de la matrice cimentaire (avec les conventions utilisées dans ce manuscrit, cela correspond à la valeur moyenne de $f_{ct,el}$).
- f_{Ftsm} valeur moyenne de la résistance résiduelle du béton fibré (voir partie 1.2.4 page 40 pour la détermination des résistances en traction selon le code modèle *fib* [86]). Ici nous prendrons f_{Ftsm} contrainte maxi post-fissuration ≈ 7 MPa.
- $-\tau_{bms} = 1.8 f_{ctm}(t)$, soit dans notre cas $\tau_{bms} = 14.4$ MPa.
- $\sigma_{sr} = (f_{ctm} f_{Ftsm})(1 + \alpha_E \rho_s) / \rho_{s,eff}, \text{ avec} :$ $\alpha_E = E_s / E_c$ $\rho_{s,eff} = \frac{A_s}{A_c}$ $\beta = 0.6$ $\eta_r = 0$

Si on utilise cette formule sur les tirants contenant un HA12 et sur les tirants contenant un HA16, on trouve pour différentes valeurs de contrainte σ_s les ouvertures de fissure données dans le tableau 4.6.

Tout comme le modèle proposé dans la partie précédente, les ouvertures de fissure données par le Code Modèle sont souvent plus faibles que les fissures les plus larges constatées.

La formule proposée donne un poids important au terme d'enrobage $k \times c$, raison pour laquelle, à contrainte dans l'acier équivalente, elle donne des ouvertures de fissure nette-

TABLEAU 4.6 – Ouverture des fissures en fonction de la contrainte dans les aciers passifs selon le Code Modèle *fib* avec les paramètres matériaux des tirants testés expérimentalement

Contrainte acier	w_d pour tirant HA12	w_d pour tirant HA16
(MPa)	$\mu \mathrm{m}$	$\mu \mathrm{m}$
100	24	32
200	54	73
300	85	113
400	115	153

ment plus importantes pour les tirants HA16 que pour les tirants HA12. Expérimentalement, nous ne constatons pas un tel phénomène.

4.5.2 Norme NF P18-710 [10]

La norme NF P18-710 décompose le calcul de l'ouverture de fissure w_s en un espacement entre fissures $s_{r,max,f}$ multiplié par la différence des déformations moyennes des aciers et du béton $\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f}$.

$$w_s = s_{r,max,f} \times (\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f}) \tag{4.52}$$

L'espacement de fissures tient compte de l'enrobage de l'armature, comme pour le Modèle Code *fib*, mais avec une formule recalibrée au niveau national pour tenir compte de la spécificité des BFUP. Dans notre cas :

$$s_{r,max,f} = 2,55(l_0 + l_t) \tag{4.53}$$

avec :

$$- l_0 = 1,33c/\delta
- \delta = 1 + 0,4 \frac{f_{ctfm}}{K'_{global}f_{ctm,el}}
- l_t = 2 \times [0,3k_2(1 - \frac{f_{ctfm}}{K'_{global}f_{ctm,el}})\frac{1}{\delta\eta}] \times \frac{\phi}{\rho_{eff}} \ge \frac{L_f}{2}
- \eta = 2,25 \text{ (acier passif de type haute adhérence ou HA)}
- k_2 = 1 \text{ (traction pure)}$$

La différence de déformation moyenne entre aciers et BFUP est égale à :

$$\left(\varepsilon_{sm,f} - \varepsilon_{cm,f}\right) = \frac{\sigma_s}{E_s} - \frac{f_{ctfm}}{K_{global}E_{cm}} - \frac{1}{E_s}\left[k_t\left(f_{ctm,el} - \frac{f_{ctfm}}{K}\right) + \left(\frac{1}{\rho_{eff}} + \frac{E_s}{E_{cm}}\right)\right]$$
(4.54)

Dans notre cas, on prend :

TABLEAU 4.7 – Ouverture et espacement des fissures en fonction de la contrainte dans les aciers passifs selon la norme NF P18-710 [10] avec les paramètres matériaux des tirants testés expérimentalement

	Tirant	m s HA12	Tirant	s HA16
Contrainte acier	$s_{r,max}$	w_d	$s_{r,max}$	w_d
(MPa)	mm	μm	mm	μm
100	71	53	86	64
200	71	88	86	107
300	71	123	86	150
400	71	159	86	193

— $f_{ctm,el} = 8$ MPa

— $f_{ctfm}/K_{global} = 7$ MPa

On considère que l'effet d'orientation des fibres (facteur K) est pris en compte dans le résultat global constaté en termes de contrainte post-fissuration maximale, donc que la valeur de 7 MPa intègre déjà cet effet d'orientation des fibres.

L'application des formules ci-dessus conduit aux résultats mentionnés dans le tableau 4.7.

Nous constatons que la norme française donne, sur notre exemple, des espacements de fissure du même ordre de grandeur que ceux constatés expérimentalement. Elle donne également des ouvertures de fissure plus conservatives que celles issues du modèle et celles issues du Code Modèle *fib*. Tout comme ce dernier, elle fait dépendre l'espacement et donc l'ouverture de fissures de l'enrobage, ce qui dans le cas des tirants étudiés ici n'est pas forcément évident.

4.6 Conclusions sur la fissuration

A l'aide des résultats des essais d'arrachement présentés au chapitre 2, nous avons proposé ici un modèle qui se veut le plus proche des phénomènes physiques pour appréhender le phénomène de fissuration dans un tirant en BFUP armé, dans le cas où le BFUP est adoucissant. Ce modèle donne des résultats satisfaisants en ce qui concerne les contraintes dans les aciers passifs et les ouvertures de fissure moyennes. Il sous-estime en revanche l'espacement entre fissures, et si on se réfère aux ouvertures maximales mesurées, il apparaît un peu trop optimiste.

Les formules simplifiées proposées par le Code Modèle fib [86] et par la norme française NF P18-710 [10] conduisent à des ouvertures de fissure un peu plus sécuritaires, no-tamment en augmentant l'ouverture de fissure en fonction de l'épaisseur d'enrobage.

4.6. CONCLUSIONS SUR LA FISSURATION

Les deux codes de calcul supposent ainsi l'existence d'une sorte d'effet d'échelle dans le développement de la fissuration dans l'épaisseur d'enrobage. Ce phénomène n'est toutefois pas évident lorsque l'on compare les deux types de tirants testés expérimentalement, présentant des épaisseurs d'enrobage différentes, et n'est pas forcément facile à appréhender dans le cas des BFUP. En effet, dans l'enrobage des aciers ont lieu plusieurs mécanismes qui peuvent influer sur la fissuration :

- retrait de séchage en surface : ce retrait a tendance à générer des auto-contraintes en surface du béton, auto-contraintes qui accentuent très vraisemblablement l'ouverture de fissures; il est toutefois difficile de dire si un enrobage plus important accentuera ou minimisera ce phénomène;
- effet de l'orientation des fibres près des parois : un enrobage plus faible conduit à une proportion plus importante de fibres orientées favorablement, entraînant une valeur un peu plus élevée pour la contrainte limite élastique et pour la contrainte maximale post-fissuration, donc très vraisemblablement des fissures moins ouvertes en surface.

Le modèle "physique" proposé devrait toutefois sans doute être corrigé pour prendre en compte le paramètre enrobage et ainsi être plus représentatif des niveaux d'ouvertures maximales constatées. Il devrait également être corrigé pour mieux prendre en compte la dispersion de la limite élastique $f_{ct,el}$ (en considérant une première fissure pour une valeur caractéristique de $f_{ct,el}$ et l'apparition de nouvelles fissures lorsque l'on atteint une valeur moyenne de $f_{ct,el}$).

Une autre piste pour approfondir la fissuration d'éléments armés en BFUP serait de réaliser d'autres essais du même type en faisant varier la quantité de fibres et la qualité de la matrice cimentaire pour faire varier la résistance limite élastique ainsi que la résistance en traction post-fissuration.

CHAPITRE 4. FISSURATION

Conclusion

Les différents chapitres de ce manuscrit illustrent les contributions multiples apportées à la caractérisation des BFUP en vue d'applications structurelles, notamment dans des ouvrages en BFUP armé. Ces investigations s'intégrent dans un effort collectif de l'IFST-TAR (anciennement LCPC) pour justifier un référentiel d'utilisation sûre des BFUP. Ils complètent notamment les travaux suivants :

- recherches sur la tenue à l'effort tranchant de structures en BFUP armé avec présence ou non d'armatures passives verticales [15, 16, 17];
- qualification de l'utilisation du BFUP en revêtement mince de tabliers à dalle orthotrope pour diminuer les contraintes de fatigue dans les assemblages soudés [33];
- modélisation, par la technique des lignes de rupture, de la flexion d'une plaque mince soumise à un chargement concentré [59].

Les différents thèmes abordés dans ce manuscrit couvrent la caractérisation des BFUP en traction et leur utilisation avec des armatures passives.

Dans le chapitre 1, nous avons présenté les méthodes d'obtention des lois de contrainte en traction des BFUP, ainsi que les algorithmes associés et les avons comparés à d'autres méthodes issues des textes normatifs. Nous avons considéré à la fois le cas des BFUP adoucissants et écrouissants. Bien qu'un peu plus compliquées à mettre en oeuvre que les méthodes alternatives présentées, ces méthodes sont néanmoins rapides et fiables. Une incertitude demeure toutefois sur la prise en compte ou non d'un effet d'échelle dans la détermination de la limite élastique en traction $f_{ct,el}$. L'effet d'échelle est très vraisemblablement d'autant moins présent que le matériau est ductile, c'est-à-dire avec une contrainte post-fissuration maximale proche ou dépassant la limite élastique $f_{ct,el}$. Une campagne d'essais mobilisant différents bâtis de flexion serait nécessaire pour approfondir la question, et séparer l'éventuel effet d'échelle des artefacts.

Dans le chapitre 2, nous nous sommes intéressés à l'interaction du BFUP avec les aciers passifs, ceci afin de pouvoir mieux appréhender ce matériau à l'échelle structurale. A partir d'essais expérimentaux et à l'aide d'une méthode d'instrumentation innovante utilisant une fibre optique collée directement à l'intérieur de l'acier, nous avons pu déterminer une loi donnant la contrainte d'adhérence τ en fonction du déplacement relatif δ . Nous avons étudié l'influence de l'épaisseur d'enrobage sur la loi d'adhérence et proposé une relation entre ces deux grandeurs. Le résultat de ces travaux a été utilisé pour établir la norme française NF P18-710 [10] sur le dimensionnement des structures en BFUP. Un approfondissement de ces travaux pourrait consister à tester d'autres diamètres d'armatures ou à regarder le mécanisme d'adhérence des armatures utilisées en précontrainte par prétension, en utilisant la même technique d'instrumentation par fibre optique noyée, pour compléter les données disponibles dans la littérature sur ce sujet.

Dans le chapitre 3, nous avons exploité les résultats d'essais sur poteaux testés sous combinaison d'une sollicitation axiale constante et d'une sollicitation de flexion alternée. Les corps d'épreuve étaient des poteaux en BFUP armés et également des poteaux en béton armé ordinaire renforcés avec un chemisage BFUP. Les essais sur poteaux renforcés par chemisage ont montré que ce type de renforcement n'était pas pertinent pour améliorer la ductilité au séisme de ce type de structure si le taux de ferraillage était faible car les aciers rompaient rapidement en traction, sans pouvoir exploiter l'amélioration du comportement de la fibre comprimée (l'enrobage est conservé plus longtemps et les aciers ont une tendance moindre au flambement). Les essais sur poteaux en BFUP armé ont montré que ce type de structure avait une ductilité loin d'être négligeable sous sollicitation sismique (coefficient de comportement ou coefficient de ductilité supérieur à 2).

Enfin, dans le dernier chapitre consacré au phénomène de fissuration, nous avons proposé un modèle théorique prenant en compte les lois d'adhérence déterminées au chapitre 2 pour déterminer l'espacement et l'ouverture des fissures. Ce modèle est satisfaisant en ce qui concerne la prévision des contraintes dans les aciers passifs mais sous-estime les ouvertures de fissure et l'espacement entre fissures. Les formules simplifiées proposées par le Code Modèle *fib* [86] ou par la norme française NF P18-710 [10] paraissent un peu plus sécuritaires mais semblent donner des ouvertures de fissure un peu plus faibles que les fissures les plus ouvertes observées expérimentalement par analyse de corrélation d'images.

Les travaux présentés dans ce manuscrit mériteraient une poursuite pour conforter et étendre le domaine d'application des normes NF P18-470 [9] et NF P18-710 [10]. Les investigations complémentaires à réaliser sont à notre avis :

- caractériser l'effet d'échelle sur les essais de flexion 4 points sur prismes à l'aide d'une campagne d'essais réalisée sur différents bâtis, différents matériaux et différentes épaisseurs de prismes ou dalles minces;
- compléter la détermination des lois d'adhérence entre acier passif ou acier de précontrainte et BFUP sur différents matériaux, notamment en faisant varier la quantité de fibres;
- tenter d'améliorer la ductilité des poteaux en BFUP armé en utilisant des aciers plus ductiles et en chemisant ces aciers (pour diminuer leur adhérence) pour favoriser l'apparition et le développement d'une rotule plastique;
- caractériser le comportement dynamique des poteaux en béton armé renforcés par chemisage en utilisant des poteaux plus ferraillés ou bien en exerçant un effort de

compression plus important;

— améliorer le modèle de fissuration en corrigeant l'ouverture de fissure à l'aide de l'épaisseur d'enrobage et tester des tirants avec différents taux de fibres métalliques.

Ces travaux bénéficieraient notamment à l'optimisation de composants semi-structurels en BFUP de type plaques nervurées armées et à la justification de structures de bâtiment en BFUP en zone de sismicité modérée.

CONCLUSION

Bibliographie

- [1] ACI, Ultra-high-performance concrete : an emerging technology report, rap. tech., American Concrete Institute, 2018.
- [2] AFGC, Ultra high performance fibre-reinforced concretes, recommendations, revised edition, AFGC, Paris, France, 2013.
- [3] AFGC-Sétra, Ultra high performance fibre-reinforced concretes, interim recommendations, AFGC, Paris, France, 2002.
- [4] AFNOR, NF EN 1992-1-1 Eurocode 2 : Design of concrete structures Part 1-1 : General rules and rules for buildings, AFNOR, La Plaine Saint-Denis, France, 2005.
- [5] AFNOR, NF EN 1998-1 Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance
 Part 1 : general rules, seismic actions and rules for buildings, AFNOR, La Plaine Saint-Denis, France, 2005.
- [6] AFNOR, NF EN 14651 Méthode d'essai du béton de fibres métallique Mesurage de la résistance à la traction par flexion (limite de proportionnalité (lop), résistance résiduelle), AFNOR, La Plaine Saint-Denis, France, 2007.
- [7] AFNOR, NF EN 15630-1 Steel for the reinforcement and prestressing of concrete
 Test methods part 1 : reinforcing bars, wire rod and wire, AFNOR, La Plaine Saint-Denis, France, 2010.
- [8] AFNOR, French standard, admixtures curing products for concrete and mortar definition, specifications and marking, in NF P 18-370, AFNOR, La Plaine Saint-Denis, France, 2013.
- [9] AFNOR, NF P18-470, French standard, Ultra-high Performance fibre-reinforced concrete : Specification, performance, production and conformity, AFNOR, La Plaine Saint-Denis, France, 2016.
- [10] AFNOR, NF P18-710, French standard, National addition to Eurocode 2 Design of concrete structures : specific rules for Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete (UHPFRC), AFNOR, La Plaine Saint-Denis, France, 2016.
- [11] P.-C. Aïtcin, M. Lachemi, R. Adeline et P. Richard, The Sherbrooke Reactive Powder Concrete Footbridge, Structural Engineering International, 8 (1998), p. 140–144.
- [12] F. Baby, Contribution à l'identification et la prise en compte du comportement en traction des BFUP à l'échelle de la structure, Thèse de doctorat, Université Paris-Est, 2012.
- [13] F. Baby, B. Graybeal, <u>P. Marchand</u> et F. Toutlemonde, Proposed flexural test method and associated inverse analysis for ultra-high-performance fiber-reinforced concrete, ACI Materials Journal, 109 (2012), p 545.
- [14] F. Baby, B. Graybeal, <u>P. Marchand</u> et F. Toutlemonde, UHPFRC tensile behavior characterization : inverse analysis of four-point bending test results, Materials and structures, 46 (2013), p. 1337–1354.
- [15] F. Baby, <u>P. Marchand</u>, M. Atrach et F. Toutlemonde, Analysis of flexure-shear behavior of UHPFRC beams based on stress field approach, Engineering Structures, (2013), p. 194–206.
- [16] F. Baby, <u>P. Marchand</u> et F. Toutlemonde, Shear behavior of Ultrahigh Performance Fiber-Reinforced Concrete beams. I : Experimental investigation, Journal of structural engineering, 5 (2014).
- [17] F. Baby, <u>P. Marchand</u> et F. Toutlemonde, Shear behavior of Ultrahigh Performance Fiber-Reinforced Concrete beams. II : Analysis and design provisions, Journal of structural engineering, 5 (2014).
- [18] Z. P. Bazant et J. Planas, Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials, vol. 16, CRC press, 1997.
- [19] M. Behloul, Analyse et modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances : bétons de poudres réactives, du matériau à la structure, Thèse de doctorat, Cachan, Ecole normale supérieure, 1996.
- M. Behloul et K. Lee, Ductal Seonyu footbridge, Structural Concrete, 4 (2003), p. 195–201.
- [21] D. Bierwagen et A. Abu-Hawash, Ultra high performance concrete highway bridge, in Proc. of the 2005 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Ames, Iowa, 2005, p. 1–14.
- [22] G. Birelli, D. Chauvel, J. Dugat, R. Adeline et A. Bekaert, Industrialisation du BPR. Utilisation dans les réfrigérants à courants croisés et premières règles de calcul/RPC industrialization. Using in cross flow air cooling towers and first design rules, La technique française du Béton, (1998), p. 203–213.
- [23] C. Boulay, P. Rossi et J.-L. Tailhan, Uniaxial tensile test on a new cement composite having a hardening behaviour, in 6th RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC) - BEFIB 2004, 2004, p. 61–68.
- [24] E. Brühwiler, M. Bastien-Masse, H. Mühlberg, B. Houriet, B. Fleury, S. Cuennet, P. Schär, F. Boudry et M. Maurer, *Strengthening the Chillon viaducts deck slabs with*

reinforced uhpfrc, in IABSE Symposium Report, vol. 105, International Association for Bridge and Structural Engineering, 2015, p. 1–8.

- [25] P. Casanova, Bétons renforcés de fibres métalliques du matériau à la structure, Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées - Série Ouvrages d'art - OA 20, (1996).
- [26] S. Cattaneo et G. Rosati, Bond and splitting in high performance fiber reinforced concrete, in 5th RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes, BEFIB 2000, 2000, p. 567–576.
- [27] CEREMA, Guide Ponts en zone sismique, conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8, Bridges in seismic zone, design according to Eurocode 8, CEREMA-DTecITM, France, 2015.
- [28] G. Chanvillard, Caractérisation des performances d'un béton renforcé de fibres à partir d'un essai de flexion. Partie 1 : De la subjectivité des indices de ténacité, Materials and Structures, 32 (1999), p. 418–426.
- [29] G. Chanvillard, Caractérisation des performances d'un béton renforcé de fibres à partir d'un essai de flexion. Partie 2 : Identification d'une loi de comportement intrinsèque en traction, Materials and Structures, 32 (1999), p. 601–605.
- [30] A. N. Dancygier, A. Katz et U. Wexler, Bond between deformed reinforcement and normal and high-strength concrete with and without fibers, Materials and Structures, 43 (2010), p. 839–856.
- [31] D. de Matteis, M. Novarin, <u>P. Marchand</u>, N. Fabry, A. Petel et S. Chanut, A fifth french bridge including UHPFRC components, the widening of the Pinel bridge in Rouen, France, in International Symposium on UHPC, Kassel, 2008.
- [32] E. Denarié, L. Sofia et E. Brühwiler, Characterization of the tensile response of strain hardening UHPFRC-Chillon viaducts, in Proceedings AFGC-ACI-fib-RILEM Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC 2017-Pro 106, RILEM publications SARL, RILEM PRO 106, 2017, p. 242–250.
- [33] L. Dieng, <u>P. Marchand</u>, F. Gomes, C. Tessier et F. Toutlemonde, Use of UHPFRC overlay to reduce stresses in orthotropic steel decks, Journal of Constructional Steel Research, 89 (2013), p. 30–41.
- [34] F. Dutalloir, T. Thibaux, G. Cadoret et G. Birelli, Un nouveau béton très hautes performances : le BSI – première application industrielle / B.S.I. : A new, very high performance concrete. initial industrial application, in Proc., 13th FIB Congress, Amsterdam., La technique française du béton, éd., RILEM, AFPC-AFREM, 1998, p. 25–32.
- [35] A. Ezeldin et P. Balaguru, Bond behavior of normal and high-strength fiber reinforced concrete, Materials Journal, 86 (1989), p. 515–524.

- [36] FHWA, LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges, Reference Manual, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, D.C., 2014.
- [37] B. Frettlöhr, D. Corvez, E. Chatoux et K. H. Reineck, Tests on the flexural tensile strength of a UHPFRC subjected to cycling and reversed loading, in HiperMat, Kassel, 2012, p. 427–433.
- [38] L. Granger et R. Le Roy, Le problème des déformations différées du béton précontraint et du béton armé - Fluage combiné du couple acier-béton, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, (1995).
- [39] B. Graybeal et al., Design and construction of field-cast UHPC connections., Rap. tech. FHWA-HRT-14-084, United States. Federal Highway Administration, 2014.
- [40] B. A. Graybeal, Emerging UHPC-based bridge construction and preservation solutions, in Proceedings AFGC-ACI-fib-RILEM Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC 2017-Pro 106, RILEM publications SARL, 2017, p. 965–974.
- [41] B. A. Graybeal et F. Baby, Development of direct tension test method for Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete., ACI Materials Journal, 110 (2013).
- [42] Z. Hajar, M. Novarin, C. Servant, G. Généreux, D. Przybyla et D. Bitar, Innovative solution for strengthening orthotropic decks using UHPFRC : the Illzach bridge, in Proceedings of International Symposium on Ultra-High Performance Fiber-Reinforced Concrete. Marseille, France, RILEM Pro 87, 2013, p. 117–126.
- [43] J. Hanoteau, M. Behloul, O. Bayard, J. Resplendino, S. Bouteille, L. Boutonnet, S. Vildaer, B. Radiguet, S. Bernhard et N. Padovan, *Ductal : a new material, the bridge of St Pierre La Cour, in the French technologie of concrete, AFGC, The* second fib congress, Naples, 2006.
- [44] M. Harajli, M. Hout et W. Jalkh, Local bond stress-slip behavior of reinforcing bars embedded in plain and fiber concrete, ACI Materials Journal, 92 (1995), p. 343–353.
- [45] A. Herrera, Fonctionnement des jonctions âmes-membrures en Béton Fibré à Ultra-Hautes Performances (BFUP), Thèse de doctorat, Université Paris-Est, 2017.
- [46] S. Hota et A. E. Naaman, Bond stress-slip response of reinforcing bars embedded in FRC matrices under monotonic and cyclic loading, Structural Journal, 94 (1997), p. 525-537.
- [47] A. Huynh, B. Petit, F. Teply et C. Larive, Innovative rehabilitation technology for corrugated metal pipe culverts using wet-mix sprayed UHPFRC, in UHPFRC 2017, International Symposium on Ultra–High Performance Fibre–Reinforced Concrete, RILEM PRO 106, 2017, p. 717–724.
- [48] S. Ichikawa, H. Matsuzaki, A. Moustafa, M. A. El Gawady et K. Kawashima, Seismic-resistant bridge columns with ultrahigh-performance concrete segments, Journal of Bridge Engineering, 21 (2016).

- [49] IREX, Comportement et évaluation des ouvrages spéciaux fissuration retrait Recommandations pour la maîtrise des phénomènes de fissuration - seconde édition -CEOS.fr, Presses des ponts, 2017.
- [50] K. L. Johnson, *Contact mechanics*, Cambridge university press, 1987.
- [51] E. Jones, T. Oliphant, P. Peterson et al., SciPy : Open source scientific tools for Python, 2001–.
- [52] J. Jungwirth, Zum tragverhalten von zugbeanspruchten bauteilen aus ultrahochleistungs-faserbeton, Thèse de doctorat, EPFL, 2006.
- [53] A. Khadour, F. Baby, A. Herrera, F. Taillade, <u>P. Marchand</u>, P. Rivillon, A. Simon, M. Quiertant et F. Toutlemonde, *Distributed strain monitoring of reinforcement bars* using optical fibers for SHM, in CONSEC13 – Seventh International Conference on Concrete under Severe Conditions; Environment and Loading, 2013, p. 1620–1629.
- [54] B. Kim, J.-H. Doh, C.-K. Yi et J.-Y. Lee, Effects of structural fibers on bonding mechanism changes in interface between GFRP bar and concrete, Composites Part B : Engineering, 45 (2013), p. 768–779.
- [55] T. Leutbecher, Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem ultrahochfesten Beton (UHPC), Thèse de doctorat, Kassel university, 2007.
- [56] T. Leutbecher et E. Fehling, Crack width control for combined reinforcement of rebars and fibres exemplified by Ultra-High-Performance Concrete, rap. tech., fib Task Group 8.6 "Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete - UHPFRC", 2008.
- [57] J. A. López, P. Serna, J. Navarro-Gregori et H. Coll, A simplified five-point inverse analysis method to determine the tensile properties of UHPFRC from unnotched four-point bending tests, Composites Part B : Engineering, 91 (2016), p. 189–204.
- [58] M. Lorrain, Adhérence et fissuration des bétons à hautes performances, Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, spécial, XIX (1996), p. 91–99.
- [59] <u>P. Marchand</u>, F. Baby, W. Al Khayer, M. Attrach et F. Toutlemonde, *Modelling flexural tests on uhpfrc thin-walled structures*, in Proceedings of the 3rd HiPerMat Symposium, 2012, p. 757–764.
- [60] <u>P. Marchand</u>, F. Baby, G. Généreux, A. Simon, W. Mazighi, J.-P. Deveaud, J. Ernult, P. Rivillon et F. Toutlemonde, *Seismic ductility of uhpfrc columns : some results, in UHPFRC 2017, International Symposium on Ultra–High Performance* Fibre–Reinforced Concrete, RILEM PRO 106, 2017, p. 421–430.
- [61] <u>P. Marchand</u>, F. Baby, A. Khadour, T. Battesti, P. Rivillon, M. Quiertant, H.-H. Nguyen, G. Généreux, J.-P. Deveaud, A. Simon et F. Toutlemonde, *Bond behaviour of reinforcing bars in UHPFRC : Experimental investigation*, Materials and Structures, 5 (2016), p. 1979–1995.

- [62] <u>P. Marchand</u>, F. Baby, A. Khadour, P. Rivillon, J.-C. Renaud, L. Baron, G. Généreux, J.-P. Deveaud, A. Simon et F. Toutlemonde, *Response of UHPFRC* columns submitted to combined axial and alternate flexural loads, Journal of Structural Engineering, 145 (2018).
- [63] I. Maruyama, M. Suzuki et R. Sato, Stress distribution and crack formation in full-scaled ultra-high strength concrete columns, Materials and structures, 45 (2012), p. 1829–1847.
- [64] B. Massicotte et G. Boucher-Proulx, Seismic retrofitting of bridge piers with UHP-FRC jackets, Designing and Building with UHPFRC, (2011), p. 531–540.
- [65] G. Metelli et G. A. Plizzari, Influence of the relative rib area on bond behaviour, Magazine of Concrete Research, 66 (2014), p. 277–294.
- [66] Ministère de l'équipement et du logement, CCBA68, fascicule 61 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, Ministère de l'équipement et du logement, direction des routes et de la circulation routière, 1968.
- [67] B. Monod, A. De Meyrignac, F. Aluni-Pierelli, A. Champenois et R.-G. Salé, *Deux restaurations d'ouvrages de montagne par l'utilisation de BSI*(R)-Ceracem, Travaux, (2004), p. 58–60.
- [68] C. Oesterlee, Structural response of reinforced UHPFRC and RC composite members, Thèse de doctorat, EPFL, 2010.
- [69] G. Palacios, S. H. Chao, A. Novajan et A. Schultz, Performance of full-scale ultra high performance fiber-reinforced concrete (UHP-FRC) column subjected to extreme earthquake-type loading, in High Performance Fiber Reinforced Cement Composites (HPFRCC 7), Stuttgart, Germany, 2015, p. 401–408.
- [70] E. Parant, Mécanismes d'endommagement et comportements mécaniques d'un composite cimentaire fibré multi-échelles sous sollicitations sévères : fatigue, choc, corrosion, Thèse de doctorat, Ecole des Ponts ParisTech, 2003.
- [71] M. Quiertant, F. Baby, A. Khadour, <u>P. Marchand</u>, P. Rivillon, J. Billo, R. Lapeyrere, F. Toutlemonde, A. Simon, J. Cordier et J.-C. Renaud, *Deformation monitoring of reinforcement bars with a distributed fiber optic sensor for the SHM of reinforced concrete structures, in* 9th international conference on NDE in relation to structural integrity for nuclear and pressurized components, Seattle, Washington, USA, 2012.
- [72] G. D. Quinn, Weibull strength scaling for standardized rectangular flexure specimens, Journal of the American Ceramic Society, 86 (2003), p. 508–510.
- [73] D. Redaelli, Comportement et modélisation des éléments de structure en béton fibré à ultra-hautes performances avec armatures passives, Thèse de doctorat, EPFL, 2009.

- [74] G. Rehm, The fundamentals of bond between steel reinforcement and concrete, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1961.
- [75] K. Reineck et S. Greiner, Dichte heißwasser-wärmespeicher aus ultrahochfestem faserfeinkornbeton, forschungsberight zum bmbf-vorhaben 0329606 v, research report, Insitut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren (ILEK), Universität Stuttgart, Germany, 2004.
- [76] K.-H. Reineck et S. Greiner, Tests on ultra-high performance fibre reinforced concrete designing hot-water tanks and UHPFRC-shells, in Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete, Kassel, Germany, 2004, p. 361– 374.
- [77] J. Resplendino, J. Roy, J. Petitjean, P. Blondeau, Z. Hajar, A. Simon et T. Thibaux, Ouvrages innovants de Bourg-lès-Valence, Travaux, (2002).
- [78] P. Richard et M. Cheyrezy, Composition of Reactive Powder Concretes, Cement and Concrete Research, 25 (1995), p. 1501–1511.
- [79] F. Rostasy et K. Hartwich, Bond of deformed reinforcing bar embedded in steel fibre reinforced concrete, International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, 10 (1988), p. 151–158.
- [80] H. G. Russell, B. A. Graybeal et al., Ultra-High Performance Concrete : a stateof-the-art report for the bridge community., Rap. tech. FHWA-HRT-13-060, United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure, 2013.
- [81] R. Sadone, Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites et soumis à des sollicitations de type sismique et analyse d'éléments de dimensionnement, Thèse de doctorat, Université Paris-Est, 2011.
- [82] R. Sadone, M. Quiertant, J. Mercier et E. Ferrier, Experimental study on RC columns retrofitted by FRP and subjected to seismic loading, in 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering CICE, 2012.
- [83] M. A. Saleem, A. Mirmiran, J. Xia et K. Mackie, Development length of highstrength steel rebar in Ultra High Performance Concrete, Journal of Materials in Civil Engineering, 25 (2012), p. 991–998.
- [84] SETRA, PP73, piles et palées, appuis des tabliers continus, Ministère de l'équipement et du logement, direction des routes et de la circulation routière, Sétra, 46, avenue Aristide Briand - 92223 BAGNEUX, 1973.
- [85] N. Sogabe, S. Yamanobe et T. Kono, Cyclic loading test of high-seismic-performance RC piers with ultra-high-strength fiber-reinforced concrete precast forms, in HSC-HPC, Tokyo, Japan, 2008, p. 445–450.
- [86] L. Taerwe, S. Matthys et al., fib model code for concrete structures 2010, Ernst & Sohn, Wiley, 2013.

- [87] Y. Tanaka, K. Maekawa, Y. Kameyama, A. Ohtake, H. Musha et N. Watanabe, *The innovation and application of UHPFRC bridges in japan*, Designing and Building with UHPFRC, (2011), p. 149–188.
- [88] Y. Tanaka, H. Musya, A. Ootake, Y. Shimoyama et O. Kaneko, Design and construction of Sakata-Mirai footbridge using reactive powder concrete, in Proceedings of the 1st fib Congress, Osaka, Japan, 2002, p. 417–424.
- [89] M. Tazarv et M. Saiid Saiidi, Next generation of bridge columns for accelerated bridge construction in high seismic zones, Technical report CA14-2176, University of Nevada, Reno, Nevada, USA, 2014.
- [90] T. Thibaux, Strengthening of Huisne bridge using Ultra-High-Performance Fibre-Reinforced Concrete, Tailor Made Concrete Structures, (2008), p. 331–334.
- [91] F. Toutlemonde, Rapport scientifique du projet BADIFOPS, rap. tech., IFSTTAR, CSTB, Eiffage TP, Sétra, 2014.
- [92] F. Toutlemonde, *Rapport scientifique du projet badifops*, rap. tech., Ministère de l'Ecologie, CGDD Direction de la recherche et de l'innovation, 2015.
- [93] F. Toutlemonde, M. Chenaf, J.-P. Deveaud, G. Généreux, N. Moreira Fernandes Luis et A. Simon, UHPFRC application in plastic hinges for seismic design : three examples, in HiperMat, Kassel, 2016.
- [94] F. Toutlemonde, <u>P. Marchand</u>, F. Baby, A. Khadour, T. Battesti, P. Rivillon, G. Généreux et J.-P. Deveaud, Bond of UHPFRC to reinforcing bars : experimental determination and code provisions calibration, in HiperMat, Kassel, 2016.
- [95] F. Toutlemonde, A. Simon, P. Rivillon, <u>P. Marchand</u>, F. Baby, M. Quiertant, A. Khadour, J. Cordier et T. Battesti, *Recent experimental investigations on reinforced UHPFRC for applications in earthquake engineering and retrofitting, in UHP-*FRC 2013 - Designing and Building with UHPFRC : from innovation to large-scale realizations, Marseille, France, 2013, RILEM pro087, p. 597–606.
- [96] G. Van Rossum et F. L. Drake, The Python language reference manual, Network Theory Ltd., 2011.
- [97] Y. Voo et S. J. Foster, Malaysia, taking ultra-high performance concrete bridges to new dimensions, in Proceedings AFGC-ACI-fib-RILEM Int. Symposium on Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Concrete, UHPFRC 2017-Pro 106, RILEM publications SARL, RILEM PRO 106, 2017, p. 1033–1042.
- [98] K. Wille, S. El-Tawil et A. E. Naaman, Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading, Cement and Concrete Composites, 48 (2014), p. 53–66.
- [99] D.-Y. Yoo, H.-O. Shin, J.-M. Yang et Y.-S. Yoon, Material and bond properties of ultra high performance fiber reinforced concrete with micro steel fibers, Composites Part B : Engineering, 58 (2014), p. 122–133.

- [100] J. Yuan et B. Graybeal, Bond of reinforcement in Ultra-High-Performance Concrete, ACI Structural Journal, 112 (2015).
- [101] J. Yuan, B. A. Graybeal et al., Bond behavior of reinforcing steel in ultra-high performance concrete., Rap. tech. FHWA-HRT-14-089, United States. Federal Highway Administration. Office of Infrastructure, 2014.

BIBLIOGRAPHIE

Annexe A

Lignes de code

A.1 Code pour automatiser la recherche de la limite élastique en traction

, , ,Created on 23 aout 2016 @author: pierre , , ,import numpy as np from math import sqrt def find_el(x, y, reg_param, nb_pts_after, coef_ec_typ): $reg_param = reg_param / 100$ $y_{max} = y_{max}()$ print('y_max', y_max) $index_y_max = y.argmax()$, , ,if $index_y_max < len(y) - 1$: $x_red = x[:index_y_max + 1]$ $y_red = y[:index_y_max + 1]$, , , # number of intervals to calculate mean n = 10derivative i = 2

```
a_{list} = [] # list slope coefficients (a)
index_list = [] # contains start and end index of each interval studied
while i \leq n:
    y_1 = (i - 1) / n * y_max
    y\_2 = i \ / \ n \ * \ y\_max
    index_1 = np.where(y \ge y_1)[0][0]
    index_2 = np.where(y \ge y_2)[0][0]
    index_list.append((index_1, index_2))
    if index_2 > index_1:
        a = np.polyfit(x[index_1 : index_2], y[index_1 : index_2], deg
           = 1) [0]
        # a : coefficient of linear approx for curve between (i-1)/n.
            force_max , i/n.force_max
    else:
        a = 0.
    a_list.append(a)
    #print(i, force_1, force_2, index_1, index_2, a)
    i += 1
a_ref = a_list[0]
a = a_{-}r \, e \, f
i = 2
while a > reg_param * a_ref and i < n:
    a = a\_list[i-2]
    a_ref = (a_ref * (i - 2) + a)/(i-1)
    a = a_{-}list[i-1]
    i += 1
print ('i', i)
index_1 = index_{list}[0][0]
index_2 = index_{list}[i-3][1]
index_3 = index_{list}[i-2][1]
if i < n:
    p = np.polyfit(x[index_1 : index_2], y[index_1 : index_2], deg =
      1)
    a1, b1 = p[0], p[1]
    print('a, _b', a1, b1)
    x_red = x[index_1: index_2]
    y_red = y[index_1 : index_2]
    \# let's calculate the scattering of values between index_1 and
       index_2
    s = 0.
    for j \;,\; x\_j \;,\; in enumerate \; (x\_red):
        force_i = y_red[j]
```

a1, b1 = p[0], p[1]a2, b2 = 0., 0.

```
s += (force_i - a1 * x_j - b1) **2
    s = sqrt(s / len(x_red))
    x_red = x[index_1 : index_3]
    y_red = y[index_1 : index_3]
    j = len(x_red) - 1
    while j > 0 and al * x_red [j] + bl - y_red [j] > s * coef_ec_typ:
        j -= 1
    if j = 0:
        print("attention, _point_d'inflexion_non_trouve")
        y_{-}el = 0.
        x_{-}el = 0.
    else:
        y_el = y_red[j]
        x_el = x_red[j]
    print('x_el,_force_el', x_el, y_el)
    x_{-el_{-}1}, y_{-el_{-}1} = x_{-el}, y_{-el}
    a2, b2 = 0., 0.
    index_4 = j + index_1
    k = index_4
    while k < len(x) - 1 and (y[k] < 1.1 * y_el \text{ or } x[k] < 2 * x_el) and
        k < index_4 + nb_pts_after:
        k += 1
    if k - index_4 < 2:
        print ("pas_assez_de_cas_apres_fct_el_pour_tracer_une_deuxieme_
           droite")
    else:
        p = np.polyfit(x[index_4 : k], y[index_4 : k], deg = 1)
        a2, b2 = p[0], p[1]
        if (a1 > a2):
            x_{el} = -(b1 - b2) / (a1 - a2)
            y_{el} = a1 * x_{el} + b1
    print('x_el,_force_el_avec_2eme_courbe', x_el, y_el)
    #
else:
    y_el = y_max
    x_el = x[y.argmax()]
   \# prepare data for the graphs
    x_red = x[index_1 : index_3]
    y_red = y[index_1 : index_3]
    p = np.polyfit(x_red, y_red, deg = 1)
```

```
191
```

return (x_el, y_el, index_1, index_2, index_3, a1, b1, a2, b2, x_el_1, y_el_1, s)

A.2 Code pour analyse inverse sur essai de flexion 3 points

```
Le principe du code est donné dans la figure A.1.
Created on 29 nov. 2016
@author: pierre
, , ,
from Miscel. Tools import interpol
from numpy.core.numeric import Inf
from scipy.optimize.minpack import fsolve
''' determine a list of sigma, w (w = crack width)
       function of a list of M-w (M = bending moment)
   b: section width,
   h: section height,
   exc: excentricity of extensometer
   e_mod : Elasticity_modulus
   fc : compressive strength
   fct_el : fct, el elastic tensile strength
   m_d_list , list of M-d values , d being w at extensometer level
   d : crack width determined at the level of the extensometer,
   alpha : alpha .h = crack height,
   ki_m : curvature in non cracked height
   sig_found : list of sigma already found,
   sig_searched : sigma that we are looking for,
   sig_found = list()
                      # contains sig_w list of results
   alpha_old = 0.1
                               \# alpha found in the previous iteration
   w_old_old = 0.
                              # w found in the previous previous
       iteration
   sig_old_old = -abs(fct_el) \# sigma found in the previous previous
       iteration
   sig_old = sig_old_old
                              \# sigma found in the previous iteration
   w_old = w_old_old
                               \# w found in the previous iteration
```



FIGURE A.1 – Principe de l'algorithme d'analyse inverse en flexion 3 points

 $m_e = abs(fct_el) * b * h**2 / 6 \# elastic bending moment$ print ('m_e', m_e) #the list of m, w is scrolled and a sigma is calculated for each w value #we only take into account the w value for which $m > m_e$ #crack width measured at extensometer level d1 = 0.#bending moment m1 = 0. $elastic_phase = 1 \quad \# value = 1$ in $elastic_phase, = 0$ after elasticphase for m_d in m_d_list: $d2 = m_d [0]$ $m_2 = m_d [1]$ if $m_2 > m_e$ and elastic_phase == 1: # d_e, crack width for which $m = m_e$ is determined $elastic_phase = 0$ $d_{-e} = interpol(d1, d2, (m2-m_{-e}), (m_{-e} - m1))$ if $elastic_phase == 0$: $d0 ~=~ m_{-}d\,[\,0\,] ~-~ d_{-}e$ $m0 = m_d [1]$ w, sig, alpha = search_sig_w(d0, m0, b, h, exc, e_mod, fc, fct_el, sig_found , alpha_old , sig_old) # result is smoothed with former values to avoid instabilities. w, sig = $(w + w_old + w_old_old) / 3$, $(sig + sig_old + w_old_old) / 3$ sig_old_old) / 3 sig_found.append((w, sig)) $alpha_old = alpha$ $w_old_old = w_old$ $sig_old_old = sig_old$ $w_old = w$ $sig_old = sig$ if (abs(sig)) > 5000: print("Back_analysis_diverges") break if alpha < 0: print ("Back_analysis_diverges,_alpha_<_0") break d1 = d2m1 = m2return sig_found def search_sig_w(d0, m0, b, h, exc, e_mod, fc, fct_el, sig_found, alpha_start, sig_start): inertia = b * h**3 / 12 def f_to_be_solved(inp):

```
, , ,
        gives n and (m-m_0) function of alpha and sig_searched
        solver (fsolve) is used to find alpha and sig_searched which
          give n = 0 and m = m_0
        sig\_searched = inp[0]
        alpha = inp[1]
        alpha = \max(0, alpha)
                               #bound limit to avoid problems
        if exc = 0:
           w0 = d0
        else:
            w0 = alpha * h / (alpha * h + exc) * d0 \# crack width at the
               bottom of specimen
        ki_e = m0 / (e_mod * inertia)
        if alpha > 0:
            ki_m = w0 * (3 / 2) / (alpha * h) **2 - 2 * ki_e
        elif w0 == 0:
            ki_m = ki_e
        else:
            ki_m = Inf
        res = int_force(b, h, e_mod, fc, fct_el, w0, alpha, ki_m,
                        sig_found , sig_searched)
        n_{res}, m_{res} = res[0], res[1]
        return [n_res, m_res - m0]
    r = fsolve (f_to_be_solved, [sig_start, alpha_start])
    sig = r[0]
    alpha = r[1]
   w0 = alpha * h / (alpha * h + exc) * d0
    print ('d0_::', d0, 'm0', m0, 'w0_::', w0, 'sigma::', sig, 'alpha::',
       alpha)
    return w0, sig, alpha
def int_force(b, h, e_mod, fc, fct_el, w0, alpha, ki_m, sig_found,
              sig_searched):
    ''' determine, N, M function of
    b: section width,
   h: section height,
    exc: excentricity of extensometer
    sig_uhpc : Sigma for epsilon (also contains eps_lim)
   w : crack width determined at the level of the lower chord,
    alpha : alpha .h = crack height,
    ki_m : curvature in non cracked height
    sig_found : list of w, sigma already found,
    sig_searched : sigma that we are looking for '''
```

```
sig_el = -abs(fct_el)
N = 0.
M = 0.
# integration on height in compression
if ki_m > 0:
     z_{fc} = alpha * h + (fc - sig_{el}) / (ki_m * e_mod)
     if z_{-}fc > h:
           sig1 = sig_el
           sig2 = ki_m * e_mod * (1 - alpha) * h + sig_el
           z1 = alpha * h - h / 2
           z2~=~h~/~2
          dz\ =\ z2\ -\ z1
           if dz > 0:
                \operatorname{sig} = (\operatorname{sig1} + \operatorname{sig2})/2
               N += sig * dz * b
               M = b * sig1 * (z2**3 / 6 - z1**2 * (z2/2 - z1 / 3)) / dz
               \mathbf{M} \mathrel{+}= \mathbf{b} * \operatorname{sig2} * (\mathbf{z} \mathbf{2} * \mathbf{2} * (\mathbf{z} \mathbf{2} / \mathbf{3} - \mathbf{z} \mathbf{1} / \mathbf{2}) + \mathbf{z} \mathbf{1} * \mathbf{3} / \mathbf{6}) / \mathbf{dz}
     else:
           sig1 = sig_el
           sig2 = fc
           z1 = alpha * h - h / 2
           z2 = alpha * h + (fc - sig_el) / (ki_m * e_mod) - h / 2
          dz\ =\ z2\ -\ z1
           if dz > 0:
                \operatorname{sig} = (\operatorname{sig1} + \operatorname{sig2})/2
               N += sig * dz * b
               M \models b * sig1 * (z2**3 / 6 - z1**2 * (z2/2 - z1 / 3)) / dz
               M = b * sig2 * (z2 * 2 * (z2/3 - z1/2) + z1 * 3 / 6) / dz
           z1 = z2
           z2 = h / 2
           dz = z2 - z1
           if dz > 0:
               sig = fc
               N += sig * dz * b
               M = (z1 + z2) / 2 * dz * b * fc
w1 = 0.
sig1 = sig_el
for pt_sig in sig_found:
     if pt_sig[0] < w0:
          w2 = pt_sig[0]
           sig2 = pt_sig[1]
           z1 = alpha * h * (1 - w1 / w0) - h / 2
          z2 = alpha * h * (1 - w2 / w0) - h / 2
          dz\ =\ z1\ -\ z2
```

```
if dz > 0:
               \operatorname{sig} = (\operatorname{sig1} + \operatorname{sig2})/2
               N += sig * dz * b
               M \models b * sig1 * (z2**3 / 6 - z1**2 * (z2/2 - z1 / 3)) / dz
               M \models b * sig2 * (z2**2 * (z2/3 - z1/2) + z1**3 / 6) / dz
          w1 = w2
          sig1 = sig2
if w0 != 0:
     w2 = w0
     sig2 = sig\_searched
     z1 \;=\; alpha \; * \; h \; * \; (1 \;-\; w1 \; / \; w0) \;-\; h \; / \; 2
     z_2 = -h / 2
     dz = z1 - z2
     if dz > 0:
          \operatorname{sig} = (\operatorname{sig1} + \operatorname{sig2})/2
          N += sig * dz * b
          M = b * sig1 * (z2**3 / 6 - z1**2 * (z2/2 - z1 / 3)) / dz
          M = b * sig2 * (z2 * 2 * (z2/3 - z1/2) + z1 * 3 / 6) / dz
return [N, M]
```

A.3 Code pour analyse inverse sur essai de flexion 4 points instrumenté en flèche



FIGURE A.2 – Principe de l'algorithme permettant de réaliser l'analyse inverse pour passer d'une loi $M - \delta$ (δ étant ici appelé "defl" comme "deflection") à une loi $M - \chi$



FIGURE A.3 – Principe de l'algorithme permettant de réaliser l'analyse inverse pour passer d'une loi $M-\chi$ à une loi $\sigma-\varepsilon$

```
ki_1 curvature at abscissa dx
    alpha_1 = alpha_0 + (ki_0 + ki_1) / 2 * dx
    u_1 = u_0 + alpha_0 * dx + ki_0 * dx * 2 / 2 + (ki_1 - ki_0) * dx * 2 / 6
    return alpha_1, u_1
def calcul_defl(ki, m, list_ki, list_m, l_C, l_L):
    deflection calculated function of :
       m is the bending moment in the constant bending moment length
        ki is the curvature in this zone
        list_m is the list of bending moment m_i already studied (m_i < m)
        list_ki is the list of curvature radii ki_i already found, for
           corresponding m_i
        1_C constant bending moment length, (a central)
        1_L lateral length (or variable bending moment length) (a, lateral)
    , , ,
                # relative displacement compared to mid-span deflection
    u = 0.
    alpha = 0. \# angle
   \# calculation of relative displ at l_{-}C/2 (under the force application
       point)
   \# on the constant bending moment length
   dx = 1_C / 2
    alpha, u = dalpha_du(dx, ki, ki, alpha, u)
   \# integration of relative displ and angle
   \# along the variable bending moment length
   n = len(list_m)
    for i in range (n, 0, -1):
        if i = n:
            ki_0 = ki
            m_0 = m
        else:
            ki_0 = list_ki[i]
            m_0 = list_m[i]
        ki_1 = list_ki[i-1]
        m_{-1} = list_{-}m[i-1]
        # careful, we suppose that list_ki [0] = 0. and list_m [0] = 0.
        dx = (m_0 - m_1) / m * l_L
        alpha, u = dalpha_du(dx, ki_0, ki_1, alpha, u)
    return u
def search_ki(defl, m, ki_start, list_ki, list_m, l_C, l_L):
    search ki function of
        defl deflection at mid-span
       m, bending moment
        list_m is the list of bending moment m_i already studied (m_i < m)
```

```
list_ki is the list of curvature radii ki_i already found, for
           corresponding m_i
        1_C constant bending moment length (a, central)
        1_L lateral length (or variable bending moment length) (a, lateral)
    ki_start is the starting value for ki of solver
    , , ;
    def f_to_be_solved(inp):
        ki = inp[0]
        defl_res = calcul_defl(ki, m, list_ki, list_m, l_C, l_L)
        return [defl_res - defl]
    r = fsolve(f_to_be_solved, ki_start)
    ki = r[0]
    return ki
def back_analysis_defl(l_C, l_L, m_defl_List):
    makes a back analysis to find a list of ki function of
        m_defl_List, a list of m bending moment and deflection
        1-C constant bending moment length (a, central)
        1_L lateral length (or variable bending moment length) (a, lateral)
    , , ,
    print('debut_analyse_inverse_l_C_:', l_C, 'l_L', l_L)
    ki_old = 0.
    m_old = 0.
    list_ki = [ki_old]
    list_m = [m_old]
    for (defl, m) in m_defl_List:
        if m > m_old and defl > 0:
            ki = search_ki(defl, m, ki_old, list_ki, list_m, l_C, l_L)
            list_ki.append((ki + ki_old)/2)
            list_m.append((m + m_old)/2)
            ki_old = ki
            m_old = m
            print('defl.:', defl, '.m.:', m, '.->.ki.:', ki)
    return (list_ki, list_m)
              -Analyse inverse pour trouver sigma-epsilon
#-
def back_analysis_ki(b, h, e_mod, fc, m_ki_list):
    ''' determine a list of sigma_w function of a list of M-ki
    b: section width,
    h: section height,
    e_mod : Elasticity_modulus
    fc : compressive strength
    m_ki_list, list of M-ki values, ki being curvature
    , , ,
    sig_found = list()  # contains sig_eps list of results
```

```
eps_old = 0. \# eps found in the previous iteration
sig_old = 0. \# sigma found in the previous iteration
#back analysis is performed for every m_ki in the list m_ki_list
for m_ki in m_ki_list:
    ki = m_ki[0] #curvature ki
    m = m_{ki} [1]
                    #bending moment
    if m > 0 and ki > 0:
        eps, sig = search_sig_eps(ki, m, b, h, e_mod, fc,
                                          sig_found , eps_old , sig_old )
        eps, sig = (eps + eps_old) / 2, (sig + sig_old) / 2
        sig_found.append((eps, sig))
        eps_old = eps
        sig_old = sig
        if (abs(sig)) > 5000:
            print("Back_analysis_diverges")
            break
return sig_found
```

```
def search_sig_eps(ki, m, b, h, e_mod, fc, sig_found, eps_start, sig_start)
```

```
def f_to_be_solved(inp):
        eps\_searched = inp[0]
        sig\_searched = inp[1]
        res = int_force(ki, b, h, e_mod, fc, sig_found, eps_searched,
           sig_searched)
        n_res, m_res = res[0], res[1]
        return [n_res, m_res - m]
    r = fsolve(f_to_be_solved, [eps_start, sig_start])
    eps = r[0]
    sig = r[1]
    print('ki_:_', ki, 'm', m, 'eps_:_', eps, 'sigma_:_', sig)
    return eps, sig
def int_force(ki, b, h, e_mod, fc, sig_found,
              eps_searched , sig_searched):
    ''' determine, N, M function of
    b: section width,
```

```
h: section height,
```

```
e_mod: elasticity modulus
```

:

```
fc : compressive strength
ki : section curvature, supposed positive
sig_found : list of sigma already found,
sig_searched : sigma that we are looking for
eps_searched : epsilon that we are looking for '''
\mathbf{N} = \mathbf{0}.
M = 0.
if ki \leq 0:
    # case shall not occur, normally...
    M = 0.
    N = sig\_searched * b * h
else:
    alpha = (0 - eps\_searched) / ki / h
    # integration on height in compression
    z_{-}fc = alpha * h + fc / (ki * e_mod)
     if alpha \ll 0:
         z1 = -h / 2
         sig1 = eps\_searched * e\_mod
     else :
         z1 = alpha * h - h / 2
         sig1 = 0.
     if z_fc > h:
         sig2 = ki * e_mod * (1 - alpha) * h
         z2~=~h~/~2
         dz\ =\ z2\ -\ z1
         \operatorname{sig} = (\operatorname{sig1} + \operatorname{sig2})/2
         N += sig * dz * b
         M \models b * sig1 * (z2**3 / 6 - z1**2 * (z2/2 - z1 / 3)) / dz
         M += b * sig2 * (z2 **2 * (z2/3 - z1/2) + z1 **3 / 6) / dz
     else:
         sig2 = fc
         z2 = alpha * h + fc / (ki * e_mod) - h / 2
         dz\ =\ z2\ -\ z1
         \operatorname{sig} = (\operatorname{sig1} + \operatorname{sig2})/2
         N += sig * dz * b
         M += b * sig1 * (z2**3 / 6 - z1**2 * (z2/2 - z1 / 3)) / dz
         M += b * sig2 * (z2 **2 * (z2/3 - z1/2) + z1 **3 / 6) / dz
         z1 = z2
         z2 = h / 2
         dz = z2 - z1
         sig = fc
         N += sig * dz * b
         M = (z1 + z2) / 2 * dz * b * fc
```

```
# integration on height in tension
if alpha > 0:
     eps1 = 0.
     sig1 = 0.
     for pt_sig in sig_found:
          if pt_sig[0] > eps_searched:
              eps2 = pt_sig[0]
              sig2 = pt_sig[1]
              z1 = alpha * h * (1 - eps1 / eps_searched) - h/2
              z2 = alpha * h * (1 - eps2 / eps_searched) - h/2
               dz\ =\ z1\ -\ z2
                \  \  {\rm if} \  \  (z2 \ > \  -h \  \  / \  \  2) \  \  {\rm and} \  \  (dz \ > \  0): 
                   \#z = (z1 + z2)/2
                   \operatorname{sig} = (\operatorname{sig1} + \operatorname{sig2})/2
                   N += sig * dz * b
                   M = b * sig1 * (z2**3 / 6 - z1**2 * (z2/2 - z1 / 3))
                       ) / dz
                   M = b * sig2 * (z2 * 2 * (z2/3 - z1/2) + z1 * 3 / 6)
                        / dz
              eps1 = eps2
              sig1 = sig2
     if eps1 > eps\_searched:
          eps2 = eps\_searched
          sig2 = sig_searched
          z1 = alpha * h * (1 - eps1 / eps_searched) - h/2
          z2 = 0 - h/2
          dz\ =\ z1\ -\ z2
          if dz > 0:
              \#z = (z1 + z2)/2
              \operatorname{sig} = (\operatorname{sig1} + \operatorname{sig2})/2
              N += sig * dz * b
              M = b * sig1 * (z2**3 / 6 - z1**2 * (z2/2 - z1 / 3)) /
                  dz
              M = b * sig2 * (z2 * 2 * (z2/3 - z1/2) + z1 * 3 / 6) /
                  dz
              #M += sig * dz * b * (z - h / 2)
```

```
return [N, M]
```

A.4 Code pour analyse inverse sur essai de flexion 4 points instrumenté en déformation

Le principe de l'analyse inverse est donné par la figure A.4. ,,, Created on 24 nov. 2016



FIGURE A.4 – Principe de l'algorithme permettant de réaliser l'analyse inverse pour passer d'une loi $M - \varepsilon$ (ε mesuré au niveau des extensomètres) à une loi $\sigma - \varepsilon$

```
@author: pierre
, , ,
from scipy.optimize.minpack import fsolve
def back_analysis_eps(b, h, exc, e_mod, fc, m_eb_list):
    ''' determine a list of sigma_eps function of a list of M-eps
   b: section width,
   h: section height,
   exc: excentricity of extensometer
   e_mod : Elasticity_modulus
   fc : compressive strength
    m_eb_list, list of M-eps values, eb being eps at extensioneter level (
       eps_bis)
    alpha : alpha .h = section height in tension,
    ki : curvature
    sig_found : list of sigma already found,
    sig_searched : sigma that we are looking for,
    sig_found = list()
                         # contains sig_eps list of results
    alpha_old = 0.5
                           \# ki found in the previous iteration
    eps_old_old = 0.
                           # eps found in the previous previous iteration
    sig_old_old = 0.
                           # sigma found in the previous previous
       iteration
    sig_old = sig_old_old
                           #sigma found in the previous iteration
                           \# eps found in the previous iteration
    eps_old = eps_old_old
   #back analysis is performed for every m-eps_bis in the list m-eb
    for m_eb in m_eb_list:
       eb = m_eb[0] #epsilon measured at extensometer level
       m = m_{eb} [1]
                       #bending moment
        if m > 0:
            eps, sig, alpha = search_sig_eps(eb, m, b, h, exc, e_mod, fc,
                                              sig_found , alpha_old , sig_old )
            eps, sig = (eps + eps_old) / 2, (sig + sig_old) / 2
            sig_found.append((eps, sig))
            alpha_old = alpha
            eps_old_old = eps_old
            sig_old_old = sig_old
            eps_old = eps
            sig_old = sig
            if (abs(sig)) > 5000:
```

```
print("Back_analysis_diverges")
                break
    return sig_found
def search_sig_eps(eb, m, b, h, exc, e_mod, fc, sig_found, alpha_start,
   sig_start):
    def f_to_be_solved(inp):
        sig\_searched = inp[0]
        alpha = inp[1]
        res = int_force(b, h, e_mod, fc, eb, exc, alpha, sig_found,
           sig_searched)
        n_{res}, m_{res} = res[0], res[1]
        return [n_res, m_res - m]
    r = fsolve (f_to_be_solved, [sig_start, alpha_start])
    sig = r[0]
    alpha = r[1]
    e = alpha * h / (alpha * h + exc) * eb
    print ('eps_bis_:_', eb, 'm', m, 'eps_:_', e, 'sigma_:_', sig, 'alpha_:_
       ', alpha)
    return e, sig, alpha
def int_force(b, h, e_mod, fc, eb, exc, alpha, sig_found,
              sig_searched):
    ''' determine, N, M function of
    b: section width,
    h: section height,
    e_mod: elasticity modulus
    fc : compressive strength
    eb : epsilon determined at the level of extenso,
    ki : section curvature
    sig_found : list of sigma already found,
    sig_searched : sigma that we are looking for '''
   N = 0.
   M = 0.
    if alpha * h \leq -exc:
       M = 0.
       N = fc * b * h
    else:
        ki = -eb / (alpha * h + exc)
        e = alpha * h / (alpha * h + exc) * eb
       # integration on height in compression
```

```
if ki > 0:
    z_fc = alpha * h + fc / (ki * e_mod)
    if z_fc > h:
         sig1 = 0.
         sig2 = ki * e_mod * (1 - alpha) * h
         z1 = alpha * h - h / 2
         z_{2} = h / 2
         dz = z2 - z1
         \operatorname{sig} = (\operatorname{sig1} + \operatorname{sig2})/2
         N += sig * dz * b
        M += b * sig1 * (z2**3 / 6 - z1**2 * (z2/2 - z1 / 3)) / dz
        M = b * sig2 * (z2 * 2 * (z2/3 - z1/2) + z1 * 3 / 6) / dz
    else:
         sig1 = 0.
         sig2 = fc
         z1 = alpha * h - h / 2
         z2 = alpha * h + fc / (ki * e_mod) - h / 2
         dz = z2 - z1
         \operatorname{sig} = (\operatorname{sig1} + \operatorname{sig2})/2
         N += sig * dz * b
        M \models b * sig1 * (z2**3 / 6 - z1**2 * (z2/2 - z1 / 3)) / dz
        M = b * sig2 * (z2 * 2 * (z2/3 - z1/2) + z1 * 3 / 6) / dz
         z1 = z2
         z2 = h / 2
         dz\ =\ z2\ -\ z1
         sig = fc
        N += sig * dz * b
        M = (z1 + z2) / 2 * dz * b * fc
\# integration on height in tension
if alpha > 0:
    eps1 = 0.
    sig1 = 0.
    for pt_sig in sig_found:
         if pt_sig[0] > e:
             eps2 = pt_sig[0]
             sig2 = pt_sig[1]
             z1 = alpha * h * (1 - eps1 / e) - h/2
             z2 = alpha * h * (1 - eps2 / e) - h/2
             dz = z1 - z2
             if (z_2 > -h / 2) and (dz > 0):
                  sig = (sig1 + sig2)/2
                  N += sig * dz * b
                 M = b * sig1 * (z2**3 / 6 - z1**2 * (z2/2 - z1 / 3))
                     ) / dz
                 M = b * sig2 * (z2 * 2 * (z2/3 - z1/2) + z1 * 3 / 6)
                       / dz
```

208

```
\begin{array}{rl} eps1 = eps2\\ sig1 = sig2\\ if eps1 > e:\\ eps2 = e\\ sig2 = sig.searched\\ z1 = alpha * h * (1 - eps1 / e) - h/2\\ z2 = 0 - h/2\\ dz = z1 - z2\\ if dz > 0:\\ sig = (sig1 + sig2)/2\\ N += sig * dz * b\\ M += b * sig1 * (z2**3 / 6 - z1**2 * (z2/2 - z1 / 3)) / \\ dz\\ M += b * sig2 * (z2**2 * (z2/3 - z1/2) + z1**3 / 6) / \\ dz\\ \end{array}
```

```
return [N, M]
```

ANNEXE A. LIGNES DE CODE

Annexe B

Calcul des efforts sur les poteaux

B.1 Calcul des limites élastiques

Le poteau a une largeur de 160 mm et une hauteur de 200 mm. Le bras de levier de l'effort exercé par le vérin vertical est de 1,2 m.

Considérant un poteau de largeur b et de hauteur h, on cherche à obtenir le moment M_{el} conduisant à la limite élastique $f_{ctm,el}$ en fibre inférieure du poteau sous un effort normal N imposé.

L'équation à résoudre est donc :

$$\sigma_{inf} = -f_{ctm,el} = \frac{N}{b \times h} - \frac{M_{el} \times 6}{bh^2} \tag{B.1}$$

$$\Leftrightarrow M_{el} = \frac{bh^2}{6} \times \left(\frac{N}{(b \times h)} + f_{ctm,el}\right) \tag{B.2}$$

Une fois le moment calculé, on déduit l'effort vertical en utilisant le bras de levier *a* (distance de l'effort vertical à l'encastrement), voir figure 3.9 page 99 ou figure 3.11 page 103.

$$F_{el} = \frac{M_{el}}{a} \tag{B.3}$$

B.1.1 Petits poteaux tout BFUP

Pour les poteaux tout BFUP, on a une largeur de 160 mm et une hauteur de 200 mm. Le bras de levier de l'effort vertical était de a = 1,2 m. On a d'abord considéré dans le prédimensionnement, une limite élastique $f_{ctm,el}$ de 9 MPa.

On obtient ainsi :

— $F_{el}\approx 40~{\rm kN}$ pour $N=1,12~{\rm MN}$

 $-F_{el} \approx 25$ kN pour N = 0.64 MN

Ces efforts élastiques deviennent respectivement 43 kN et 30 kN si l'on considère une limite élastique de 14 MPa plus proche de la valeur obtenue dans les essais de caractérisation. Par mesure de prudence et pour être sûr de bien commencer les cycles un peu avant d'avoir atteint la limite élastique, nous avons gardé le premier jeu de valeurs.

B.1.2 Petit poteau témoin en béton ordinaire

Pour le petit témoin en béton ordinaire (O-S-HL-A dans la nomenclature utilisée dans le tableau 3.4 page 102), on a une largeur de 450 mm et une hauteur de 300 mm. Le bras de levier de l'effort vertical était de a = 1,2 m. On a considéré une résistance moyenne en traction du béton f_{ctm} de 3 MPa.

L'effort élastique correspondant est de 60 kN.

B.1.3 Grands poteaux

Pour le corps d'épreuve non renforcé par une couche de BFUP (poteau P4 dans le tableau 3.3 page 100), les calculs sont similaires à ceux réalisés ci-dessus. La largeur du poteau est de 680 mm et sa hauteur est de 450 mm. Le bras de levier est maintenant égal à 2,7 m. On considère une limite élastique en traction du béton de 3,8 MPa et on prend en compte un effort normal de 680 kN.

L'effort élastique obtenu est de 49 kN arrondi à 50 kN.

Pour les corps d'épreuve renforcés par une couche de BFUP (poteaux P1 à P3 dans le tableau 3.3 page 100, le calcul est plus complexe.

Si l'on considère que la section entière (BO et BFUP) travaille, alors on doit regarder quel effort permet d'atteindre la limite élastique du BFUP (on a considéré 9 MPa en première approche) ou bien la résistance moyenne en traction du béton (3,8 MPa).

On raisonne en section homogénéisée en prenant en compte un module d'élasticité de 60 GPa pour le BFUP et de 36 GPa pour le béton ordinaire.

L'aire homogénéisée est donc égale à :

$$A_{hom} = 0.68 \times (0.31 + 0.14 \times \frac{60}{36}) = 0.369 \text{ m}^2$$
 (B.4)

L'inertie homogénéisée est égale à :

$$I_{hom} = \frac{0.68}{12} \times \left(\frac{60}{36} \times 0.45^3 - \left(\frac{60}{36} - 1\right) \times 0.31^3\right) = 7.48.10^{-3} \text{ m}^4 \tag{B.5}$$

Le moment permettant d'atteindre $\sigma = -3.8$ MPa à $y = \frac{0.31}{2}$ m est de :

$$M = (\sigma - \frac{N}{A_{hom}}) \cdot \frac{I}{y} = (-3.8 - \frac{0.612}{0.369}) \cdot \frac{7.48 \cdot 10^{-3}}{0.155} = 0.263 \text{ MN.m}$$
(B.6)

Le moment permettant d'atte
indre $\sigma = -9$ MPa ou plutôt $\sigma = -9 \times \frac{36}{60}$ MPa à $y = \frac{0.45}{2}$ m est de :

$$M = (\sigma - \frac{N}{A_{hom}}) \cdot \frac{I}{y} = (-9 \times \frac{36}{60} - \frac{0.612}{0.369}) \cdot \frac{7.48 \cdot 10^{-3}}{0.155} = 0.235 \text{ MN.m}$$
(B.7)

L'effort correspondant à ce moment est de $F = \frac{M}{a} = \frac{0.235}{2.7} = 0.087$ MN.m. Si on considère que le BFUP ne travaille pas en traction au niveau de l'encastrement à cause de la reprise de bétonnage, alors on trouve un effort un peu plus faible, de l'ordre de 68 kN.

Par mesure de prudence, nous avons opté pour un effort élastique de 50 kN pour tous les corps d'épreuve, renforcés ou non.

Annexe C

Résultats des essais de poteaux
effort	dépl	effort	dépl	moment	energie	FO 2	FO 3	FO 4	Commentaires
demandé	demand	mesur	mesur		dissip	bas	bas	haut	
kN		kN	mm	kN.m	N.m	µm/m	µm/m	µm/m	
5		4,6	0,4	12,4	0,2	-466,4	-352,65	-12,953	
0		-0,5	0,0	-1,2		-437,5	-331,09	-51,323	
10		9,6	0,9	26,1	1,0	-501,6	-386,56	38,299	
0		-0,5	0,1	-1,2		-446,2	-343,89	-50,684	
15		14,6	1,4	39,8	1,9	-539,2	-424,67	114,49	
0		-0,5	0,1	-1,2		-450,3	-352,79	-42,793	
20		19,6	1,9	53,5	2,6	-0,3	-459	199,78	
0		-0,5	0,1	-1,2		-454,1	-360,84	-42,858	
30		29,5	3,0	80,7	8,1	-640,8	-522,19	399,17	
0		-0,5	0,2	-1,4		-0,6	-369,73	-34,185	
40		39,5	4,1	108,0	14,3	-700,8	-582	641,04	
0		-0,5	0,4	-1,1		-466,9	-381,62	-25,706	
50	d	49,5	5,6	135,5	30,1	0,1	-645,52	997,2	
	0	-0,5	0,6	-1,0		-479,7	-394,93	-38,149	
	1,5d	62,8	8,3	172,4	75,4	-0,4	-739,17	1851,1	
	0	-3,3	0,8	-8,8		-496,8	-407,31	-88,759	
	2d	73,9	11,3	203,4	104,9	-538,8	illisible	illisible	plastif aciers
	0	0,1	1,6	0,7		illisible			
	3d	81,6	17,4	226,4	326,8				
	0	-0,4	3,1	0,0					
	5d	84,7	29,7	238,7	879,2				
	0	0,5	7,1	3,5					
	7d	85,4	38,2	243,3	1187,3				
	0	1,5	12,1	8,0					
	10d	83,8	55,5	244,7	1962,4				
	0	2,4	23,7	14,0					
	15d	80,8	91,1	249,0	3852,8				
	0	1,3	41,3	16,6					
	20d	5,0	123,1	14,9	5291,1				
		-13,9	91,5	-36,9					

FIGURE C.1 – Résultats du grand poteau 1

effort demandé	dépi demand	effort	dépl mesur	moment	energie dissin	FO 2	FO 3 bas	Commentaires
kN	uemana	kN	mm	kN m	Nm	um/m	um/m	
5		5 1	0.4	12.0	0.2	20	25	
-5		-4.9	-0,4	-12.1	0,2	-23	-20	
-5		-4,0	-0,4	27.0	1.5	72	- 60	
10		10,2	0,0	21,0	1,5	-12	-00	
-10		-9,0	-0,9	-20,7	1,0	161	120	
20		20,2	1,9	50,2	5,4	-101	-120	
-20		-19,0	-1,9	-04,2	11.2	217	101	
30		30,1	3,0	02,4	11,3	-233	-191	
-30		-29,8	-3,1	-81,0	15,0	400	314	
40		40,1	4,2	109,7	24,3	-294	-201	
-40		-39,8	-4,4	-108,9	24,9	080	488	
50	a a	50,1	5,8	137,3	44,0	-374	-319	
-50	-0	-49,5	-5,9	-135,7	47,8	909	810	
	1,50	65,9	9,0	181,1	108,5	-509	-420	
	-1,50	-64,2	-8,8	-1/6,2	93,8	1635	1647	
		63,6	9,0	174,9	64,7			
		-63,2	-8,8	-173,6	58,1			
		63,1	9,0	173,5	55,8			
		-61,6	-8,8	-169,3	62,4			
	2d	74,3	12,2	204,7	146,2	-612	-505	
	-2d	-74,7	-11,8	-205,8	125,7	2187	illisible	
		73,7	12,2	203,1	100,7			
		-73,6	-11,8	-202,7	89,7			
		72,7	12,2	200,5	87,8			
		-71,6	-11,9	-197,4	90,7			
	3d	83,6	18,9	232,3	376,8	-650		
	-3d	-86,3	-18,1	-239,2	345,5	illisible		plastif aciers
		81,6	18,9	226,7	256,7			
		-84,4	-18,1	-234,3	216,2			
		80,2	18,9	223,1	229,8			
		-82,3	-18,2	-228,6	203,2			
	5d	85,9	32,4	243,0	1141,9			
	-5d	-88,3	-31,9	-249,5	1142,0			
		81,2	32,6	230,4	1043,3			
		-87,1	-31,9	-246,3	907,5			
		79.7	32.6	226,3	976.5			
		-85.4	-31.9	-241.8	869.3			
	7d	81.0	43.4	233.6	1893.3			
	-7d	-85.5	-45.1	-246.1	1905.0			
		78.9	43.4	227.8	1907.9			
		-86.0	-45.1	-247.8	1777.6			
		77 9	43.5	225.2	1829.3			
		-84.3	-45.1	-243.2	1740.2			
	104	77 5	62.2	230.2	3121.0			
	100	-04 5	-65.2	-250,3	3/10.0			
	-100	-64,0	-05,2	-200,8	2000.2	nunture	acier	
		0,80	01,3	1/9,1	3098,2	rupture	acier	< 0,8 Minax
		-82,9	-05,1	-240,5	3284,2			
		50,5	62,4	1/3,/	2055,4			
		-65,1	-65,8	-198,4	2995,3			
		35,7	170,2	155,6	3295,2			

FIGURE C.2 – Résultats du grand poteau 2 $\,$

effort demandé	dépi demand	effort mesur	dépi mesur	moment	energie dissip	FO 2 bas	FO 3 bas	Commentaires
kN	uomunu	kN	mm	kN m	Nm	um/m	um/m	
5		49	0.3	13.4	0.1	-234	-141	
-5		-5.2	-0.4	-14 1	0.4	-179	-90	
10		10.0	0,7	27.3	0,4	-264	-166	
-10		-10.1	-0.8	-27.5	2.6	-123	-52	
20		10,1	0,0	21,0	2,0	-344	-225	
-20						25	47	
30						-420	-289	
-30						183	157	
40						-493	-348	
-40						442	352	
50	d					-568	-408	
-50	-d					837	696	
	1,5d	65,5	10,5	180,6		-671	-497	
	-1,5d	-60,4	-2,9	-163,9	61,4	1346	1265	
		64,7	10,5	178,3	45,7			
		-59,2	-2,9	-160,6	34,2			
		64,2	10,5	176,9	37,7			
		-57,6	-2,9	-156,6	31,4			
	2d	74,3	12,9	205,2	97,5	-760	-548	
	-2d	-69,5	-5,2	-189,3	85,5	1872	1686	
		73,7	12,9	203,6	68,4			
		-68,3	-5,2	-186,3	53,5			
		73,0	12,9	201,5	59,8			
		-65,5	-5,3	-178,5	58,5			
	3d	84,1	17,8	233,2	258,3	-765	-556	
	-3d	-80,5	-10,2	-220,8	222,6	illisible	2505	plastif aciers
		82,2	17,8	228,1	170,8			
		-78,4	-10,2	-215,3	132,3			
		81,3	17,8	225,6	147,5			
		-76,5	-10,3	-209,9	122,4			
	5d	88,3	27,7	248,0	750,7		illisible	
	-5d	-81,6	-20,0	-226,9	744,6			
		86,3	27,7	242,5	661,8			
		-80,0	-20,0	-222,6	542,1			
		85,0	27,8	239,2	613,0			
		-78,1	-20,0	-217,5	507,8			
	7d	87,3	37,4	248,4	1291,5			
	-7d	-79,9	-30,1	-225,8	1204,1			
		85,6	37,4	243,9	1286,1			
		-78,9	-30,1	-223,2	1104,6			
		84,6	37,4	241,3	1215,4			
		-77,5	-30,1	-219,3	1064,4			
	10d	85,7	48,0	247,5	2178,7			
	-10d	-77,8	-44,8	-225,0	2277,3			
		83,8	48,1	242,7	2223,6			
		-77,0	-44,7	-222,9	2069,7			
		83,1	48,2	240,6	2165,5			
		-75,9	-44,6	-220,0	2055,4			
	15d	81,6	78,8	247,2	4150,0			
	-15d	-73,4	-69,1	-221,3	4062,8			
		55,1	79,1	175,9	3459,5	rupture	acier	< 0,8 Mmax

FIGURE C.3 – Résultats du grand poteau 3 $\,$

effort demandé	dépi demand	effort mesur	dépl mesur	moment	energie dissip	FO 2 bas	FO 3 bas	Commentaires
kN		kN	mm	kN.m	N.m	um/m	um/m	
5		5.1	0.4	13.9	0.4		-72	
-5		-5.0	-0.4	-13.7	0.5		-33	
10		9,9	0.9	27.2	1.3		-97	
-10		-10.0	-0.9	-27.4	1.6		-9	
20		19.6	2.0	53.6	5.5		-148	
-20		-20.4	-2.0	-55.6	6,0		-140	
-20		20,4	-2,0	-33,0	8.6		-102	
-30		-20,0	3,0	.02.1	12.5		-132	
-30		-30,4	-3,2	100.2	20.1		242	
40		39,0	4,2	110,2	20,1		-242	
-40	d	-40,3	-4,7	-110,5	31,4		200	
50	u d	49,0	5,9	107.0	64.1		-300	
-50	-u	-50,1	-7,1	-137,8	04,1		403	
		48,2	5,8	132,2	29,3			
		-48,4	-6,8	-133,2	28,2			
		47,4	5,8	129,9	20,6			
		-48,3	-6,8	-132,8	23,6			
	1,5d	60,3	9,3	166,0	89,2		-412	
	-1,5d	-61,1	-10,2	-168,6	104,8		1235	
		59,6	9,3	164,1	53,5			
		-59,2	-10,3	-163,3	54,6			
		59,0	9,3	162,5	41,7			
		-58,5	-10,3	-161,5	39,0			
	2d	68,0	12,9	188,2	106,8		-531	
	-2d	-69,3	-13,6	-192,0	118,5		1898	
		67,1	12,9	185,6	76,9			
		-67,1	-13,6	-186,1	79,4			plastif aciers
		66,3	12,9	183,5	63,7			
		-67,2	-13,6	-186,3	72,9			
	3d	82,0	19,9	228,5	234,0		-662,21	
	-3d	-78,4	-20,1	-219,0	270,9		illisible	
		81,1	19,9	226,1	174,0			
		-76,8	-20,6	-214,9	162,0			
		80,0	19,9	223,0	142,1			
		-76,2	-20,7	-213,3	145,7			
	5d	87.4	33,9	248.0	921.9			
	-5d	-80,6	-34.7	-230.1	1045.0			
		84.6	33.9	240.5	802.3			
		-79.3	-34.7	-226.5	724.8			
		83.4	34.0	237.2	731.3			
		-78.1	-34.8	-223.4	669.4			
	7d	84.9	45.6	245.3	1653.8			
	-7d	-79.8	-48.2	-232.7	1695.7			
		82.8	45.6	239.8	1627.6			
		-77.9	-47.0	-227 1	1513.0			
		_//,0 01_0	41,9	226.0	1560 7			
		.77.0	-40,7	-225.5	1475.2			
	104	-11,2	-40,3	-220,0	2021 7			
	104	75 1	70.0	244,0	2002 7			
	-100	-75,1	-10,2	-221,8	2150.0			
		70,1	70.1	233,5	2016.2			
		-/3,/	-70,1	-223,8	2910,3			
		/3,4	64,5	220,6	29/3,6			
	45.	-72,3	-/0,1	-220,1	2/38,7			
	15d	62,7	104,8	206,4	5265,4			
	-150	-57,0	-104,8	-190,9	5449,0	rupture	acier	< 0,8 Mmax
		49,6	105,2	171,0	4242,5			

FIGURE C.4 – Résultats du grand poteau 4 (non renforcé)

effort demandé	dépl demand	effort mesur	dépl mesur	moment	energie dissip	FO 4	Commentaires
kN	denta	kN	mm	kN.m	N.m	um/m	
5		5,2	0,6	6,7	0,8	-492,62	
0		-0,2	0,1	-0,1	0,0	-547,27	
10		10,1	1,2	13,1	1,9	-437,276	
0		-0,2	0,1	-0,1	0,0	-547,681	
20		20,0	2,4	25,9	4,6	-323,12	
0		-0,1	0,1	0,0	0,0	-547,849	
30		30,1	3,7	39,1	9,3	-190,672	
0		-0,2	0,2	0,0	0,0	-544,04	
40	d	40,2	5,1	52,3	12,3	-34,0568	
0	0	-0,9	0,1	-1,0	0,0	-552,431	
	1,5d	55,0	7,8	72,2	32,0	700,246	
	0	-2,1	0,2	-2,4	0,0	-556,069	
	2d	65,2	10,5	86,6	48,2	1434,91	
	0	-3,3	0,2	-3,8	0,0	-556,397	
	3d	77,5	16,0	105,9	114,0	2662,26	plastif aciers
	0	-0,9	0,9	-0,4	0,0	-484,356	
	5d	82,8	24,9	120,1	430,7	illisible	
	0	-12,9	0,6	-15,0	0,0		
	7d	70,5	33,9	113,3	867,0		
	0	1,1	6,1	6,2	0,0		
	10d	46,4	53,2	100,6	1710,2		
	0	0,8	14,7	12,8	0,0		
	15d	17,5	85,3	89,2	3486,4		M < 0,8 Mmax
	0	-50,6	2,0	-59,1	0,0		

FIGURE C.5 – Résultats du petit poteau U1-S-HL-R

effort	dépl	effort	dépl		energie			
demandé	demand	mesur	mesur	moment	dissip	FO 1	FO 4	Commentaires
kN		kN	mm	kN.m	N.m	µm/m	µm/m	
5		4,7	0,5	6,1	1,1	-566	-445	
-5		-5,3	-0,5	-6,8	0,8	-473	-551	
10		9,9	1,1	12,8	2,3	-624	-395	
-10		-10,1	-1,1	-13,0	2,2	-430	-598	
20		19,7	2,4	25,6	4,5	-734	-288	
-20		-20,4	-2,3	-26,3	4,7	-336	-710	
30		29,8	3,7	38,7	8,9	-841	-183	
-30		-30,2	-3,5	-39,1	8,4	-236	-823	
40	d	39,8	5,1	51,9	13,5	-960	-27	
-40	-d	-40,1	-5,0	-52,1	17,3	-33	-956	
		40,1	5,0	52,2	11,5			
		-39,5	-4,8	-51,3	10,5			
		39,9	5,0	52,0	10,8			
		-39,3	-4,8	-51,0	11,4			
	1,5d	51,6	7,9	68,4	109,6	-1150	516	
	-1,5d	-53,8	-7,2	-70,3	37,5	381	-1174	
		52,2	7,9	69,1	24,9			
		-53,2	-7,2	-69,7	27,1			
		52,2	7,9	69,1	22,8			
		-52,9	-7,3	-69,3	26,4			
	2d	63,9	10,6	85,3	45,7	-1355	1095	
	-2d	-61,1	-10,0	-81,5	62,6	868	-1342	
		63,8	10,6	85,3	40,3			
		-61,4	-10,0	-81,8	47,1			
		63,6	10,6	85,0	38,6			
		-60,8	-10,0	-81,1	47,4			
	3d	77,0	16,3	105,9	124,1	-1597	2141	
	-3d	-71,2	-15,5	-98,1	153,4	2000	-1545	
		76,7	16,3	105,6	89,4			
		-70,2	-15,5	-96,9	98,0			
		76,3	16,3	105,1	82,5			
		-69,6	-15,5	-96,2	96,7			
	5d	78,7	25,1	115,6	531,3	-1754	> 2800	plastif aciers
	-5d	-64,7	-27,0	-99,8	681,7	>2600	illisible	
		72,0	25,2	107,6	429,4			
		-59,1	-27,0	-93,1	475,2			
		69,7	25,2	104,9	387,1			
		-54,5	-27,0	-87,5	465,9			
	7d	57,6	34,9	98,4	1021,0			
	-7d	-43,3	-38,6	-83,5	1113,0			
		53,2	34,9	93,1	856,9			
		-37,6	-38,7	-76,5	965,9			
		50,9	34,9	90,4	828,1			
		-33,2	-38,7	-71,1	950,8			
L	10d	35,3	55,6	89,1	1796,5			< 0,8 Mmax
	-10d	-21,9	-56,1	-71,2	1839,9			
		31,4	55,7	84,7	1653,6			
L		-17,1	-56,0	-65,3	1660,1			
L		28,1	56,1	80,9	1562,0			
		-12,5	-56,2	-60,1	1621,6			
	15d	7,4	87,3	80,2	3098,7			
	-15d	9,1	-85,5	-57,6	3290,6			

FIGURE C.6 – Résultats du petit poteau U1-S-HL-A

effort	dépl	effort	dépl		energie	FO 1	
demandé	demand	mesur	mesur	moment	dissip	haut	Commentaires
kN		kN	mm	kN.m	N.m	µm/m	
5		5.0	0.5	6.4	0.6	-543.8	
-5		-5.0	-0.5	-6,4	0.6	-454.7	
10		10.0	1.0	12.8	1.4	-594.0	
-10		-9,9	-1.1	-12.8	1.5	-415.6	
20		20.0	2.2	25.9	5.5	-683.2	
-20		-19.9	-2.2	-25.7	4.4	-326.7	
30		30.1	3.5	39.0	9.4	-780.8	
-30		-20.0	-3.5	-38.8	9,4	-225.3	
40	d	40.0	/ 0	52.0	15.2	-220,0	
-40	u d	-20.0	-5.0	-51.0	14.5	-101.0	
-40	-u	-39,9	-5,0	-51,5	12.0	-101,5	
		40,0	4,0	51,9	13,0		
		-39,0	-0,1	-01,0	13,0		
		39,8	4,0	51,0	13,2		
	1.54	-40,1	-0,1	-02,3	12,2	1044.4	
	1,50	54,4	7,5	/1,5	32,8	-1044,4	
	-1,50	-55,1	-7,9	-72,5	28,3	199,4	
		54,7	7,5	/1,8	23,8		
		-54,8	-7,9	-72,2	22,5		
		54,7	7,5	/1,/	22,0		
		-54,1	-7,9	-71,4	25,3		
	2d	64,7	10,3	86,1	57,0	-1180,5	
	-2d	-65,4	-10,6	-87,2	54,0	891,1	
		64,7	10,3	86,1	40,0		
		-64,6	-10,6	-86,2	39,0		
		64,4	10,3	85,7	37,5		
		-64,4	-10,6	-85,9	39,8		
	3d	76,8	15,7	105,2	129,6	-1325,0	
	-3d	-75,0	-15,7	-103,0	141,8	1953,2	
		76,0	15,7	104,2	84,9		
		-74,6	-15,7	-102,5	86,7		
		75,6	15,8	103,7	74,2		
		-73,8	-15,8	-101,6	86,4		
	5d	80,6	25,5	117,9	496,9	-1550,0	
	-5d	-76,5	-26,5	-114,0	546,8	3460,5	
		76,4	25,5	112,9	384,3		
		-74,0	-26,6	-111,0	369,5		
		74.3	25.5	110,4	328.0		
		-71.5	-26.7	-108.0	360.5		
	7d	61.0	33.7	101.3	1125.8	illisible	
	-7d	-61.2	-36.9	-104.3	1112.8	illisible	
		52.9	34.9	92.5	930.0		
		-53.8	-37.3	-95.8	978.6		
		48.3	34.9	87.0	841.1		
		-48.4	-37.5	-89.4	963.6		
	10d	31.7	52.2	81.2	1880.3		< 0.8 Mmax
	-10d	-33.0	-54.2	-85.9	1055.2		- 0,0 million
	-100	24.5	52.1	72.2	1570.6		
		.29.4	-54.6	-70.1	1729.0		
		-20,4	-54,0	-19,1	1/75.0		
		20,0	51,9	75.0	1602.4		
	15-1	-24,9	-04,8	-75,0	1092,4		
	150						
	-150		00.5	00.5	0507.5		
		-24,6	83,5	36,5	2507,5		
		31,0	-84,7	-29,8	2554,0		
		-35,9	84,2	23,2	1760,9		

FIGURE C.7 – Résultats du petit poteau U2-S-HL-A

effort	dépl	effort	dépl		energie	FO 1	FO 3	FO 4	
demandé	demand	mesur	mesur	moment	dissip	haut	haut	bas	Commentaires
kN		kN	mm	kN.m	N.m	µm/m	µm/m	µm/m	
5		4,9	0,5	6,3	0,7	-454,1	-484,0	-407,9	
-5		-5,0	-0,6	-6,5	1,0	-369,5	-377,8	-492,2	
10		9,9	1,1	12,7	2,4	-500,8	-543,4	-369,4	
-10		-10,2	-1,2	-13,1	2,1	-322,3	-322,4	-534,8	
20		20,0	2,3	25,9	6,4	-599,1	-662,0	-284,9	
-20		-20,1	-2,4	-26,1	5,2	-233,3	-203,7	-628,1	
30		29,7	3,5	38,4	10,8	-695,9	-789,8	-208,2	
-30		-29,8	-3,8	-38,7	11,5	-131,2	-71,7	-726,5	
40	d	40,0	4,7	51,8	17,6	-794,1	-921,4	-110,9	
-40	-d	-39,8	-5,3	-51,9	20,5	33,8	122,8	-832,1	
		40,4	4,6	52,2	14,0				
		-39,1	-5,1	-51,0	10,3				
		40,2	4,6	52,0	12,8				
		-39,2	-5,1	-51,1	10,8				
	1,5d	56,0	7,2	72,9	36,1	-980,3	-1176,1	161,5	
	-1,5d	-53,0	-7,9	-69,9	38,4	539,3	645,0	-1001,9	
		55.7	7.2	72.6	26.9		-,-		
		-52,6	-7.9	-69.5	24.4				
		55,7	7.1	72.6	25.6				
		-52.4	-7.9	-69.2	25.2				
	2d	65.9	9.8	87.0	60.4	-1146.3	-1396.3	747.2	
	-2d	-60.4	-10.6	-81.1	65.4	645.6	1230.9	-1129.5	
		66.0	9.8	87.1	46.7	0.0,0	2200,0		
		-60.4	-10.6	-81.0	45.5				
		66.1	9.8	87.2	41.1				
		-59.9	-10.6	-80.4	47.1				
	34	78.7	15,0	106.7	146.3	-1469.4	-1668.4	1736.3	nlastif aciers
	-3d	-71.9	-16.0	_00.2	140,0	illisible	2526.5	-1316.0	plasti aciers
	-50	70.7	-10,0	106.9	00.0	monde	2020,0	-1310,0	
		-70.9	-16.1	_09.0	99,0				
		-70,0	-10,1	-90,0	90,5				
		60.0	16,0	07.0	09,9				
	Ed	-09,9	-10,1	-97,0	90,0	illicible	illicible	illicible	
	UC Ed	65,0	24,5	122,3	202.0	illisible	illisible	illisible	
	uc-	-00,0	-21,4	-101,6	702,3	illisible	illisible	IIIIsible	
		76,1	24,5	111,8	419,2				
		-60,2	-27,5	-94,7	461,1				
		/1,6	24,5	106,4	395,2				
		-56,0	-27,6	-89,7	431,2				
	/d	61,1	32,1	100,4	992,7				
	-7d	-40,6	-38,7	-80,2	1151,3				
		50,4	32,1	87,5	849,1				
		-34,9	-38,8	-72,9	965,5				
		44,7	32,2	80,5	791,4				
		-30,5	-38,8	-67,3	949,8				
	10d	28,0	49,5	74,0	1678,8				< 0,8 Mmax
	-10d	-15,9	-55,5	-62,6	1970,2				
		20,1	49,8	64,6	1489,3				
		-9,9	-55,6	-55,5	1724,6				
		14,1	50,0	58,0	1382,6				
		-4,6	-55,7	-49,4	1680,2				
	15d	-4,6	83,0	60,0	2980,7				
	-15d	19,1	-83,9	-43,3	3287,4				
		-24,6	83,5	36,5	2507,5				
		31,0	-84,7	-29,8	2554,0				
		-35,9	84.2	23.2	1760.9				
		-55,5	04,2	20,2	1100,5				

FIGURE C.8 – Résultats du petit poteau U1-NS-HL-A

effort	dépi	effort	dépi		energie	FO 2	FO 3	FO 4	
demandé	demand	mesur	mesur	moment	dissip	haut	bas	haut	Commentaires
kN		kN	mm	kN.m	N.m	µm/m	µm/m	µm/m	
5		5,0	0,4	6,2	0,9	-288,6	-271,3	-242,4	
0		-0,2	0,1	-0,2	0,0	-335,8	-233,0	-284,4	
10		10,1	1,0	12,6	2,5	-238,0	-310,4	-199,6	
0		-0,2	0,2	-0,2	0,0	-331,6	-233,3	-284,3	
15		15,0	1,5	18,6	4,1	-190,9	-351,9	-157,3	
0		-0,2	0,2	-0,1	0,0	-331,6	-233,6	-284,5	
20		20,0	2,1	25,0	5,8	-139,9	-390,8	-114,4	
0		-0,2	0,2	-0,1	0,0	-335,5	-233,8	-280,5	
25	d	24,8	2,8	31,0	8,4	-80,8	-432,7	-55,6	
0	0	0,3	0,2	0,5	0,0	-326,8	-241,7	-276,2	
	1,5d	35,2	4,2	44,0	16,7	211,9	-522,7	271,4	
	0	-0,1	0,3	0,0	0,0	-322,4	-242,1	-258,6	
	2d	42,8	5,7	53,9	27,3	709,4	-603,0	628,2	
	0	-0,3	0,4	-0,2	0,0	-297,5	-246,2	-259,3	
	3d	52,1	8,9	66,5	60,7	1451,7	-712,8	1299,5	
	0	-0,2	0,6	0,1	0,0	-263,3	-255,2	-220,9	
	5d	63,3	14,9	82,7	136,2	2903,9	-815,4	2577,5	plastif aciers
	0	-0,5	1,1	-0,2	0,0	-157,2	-263,6	-97,4	
	7d	68,3	19,3	91,0	225,6	illisible	-832,7	illisible	
	0	-2,4	1,8	-2,1	0,0				
	10d	87,0	27,0	117,8	566,9				résultat erroné
	0	0,0	5,1	2,3	0,0				
	15d	51,7	43,7	84,1	1152,1				
	0	-1,5	11,2	3,2	0,0				
	23d	40,5	65,2	81,7	1598,0				
	0	-1,0	16,7	6,3	0,0				
	30d	30,1	81,8	77,3	1882,5				< 0,8 Mmax

FIGURE C.9 – Résultats du petit poteau U1-S-RL-R

effort	dépl	effort	dépl		energie	FO 1	FO 3	
demandé	demand	mesur	mesur	moment	dissip	haut	haut	Commentaires
kN		kN	mm	kN.m	N.m	um/m	um/m	
5		5.1	0.5	6.4	0.5	-372.2	-335.0	
-5		-5.1	-0.6	-6.4	0,6	-270 7	-246.0	
10		10.2	1.2	12.7	1.6	-427.3	-391.0	
10		10,2	1,2	12,7	1,0	-421,3	100.2	
-10		-9,9	-1,3	-12,5	1,0	-207,2	-199,3	
15		15,0	1,8	18,9	3,3	-482,2	-428,5	
-15		-15,0	-1,9	-18,8	2,9	-148,0	-152,6	
20		20,0	2,4	25,2	4,3	-541,5	-4/5,5	
-20		-20,0	-2,6	-25,1	3,9	-97,3	-105,9	
25	d	25,0	3,1	31,4	6,7	-613,2	-526,1	
-25	-d	-25,0	-3,3	-31,5	6,8	-12,7	-20,8	
		25,0	3,1	31,4	5,4			
		-25,3	-3,4	-31,9	4,4			
		24,9	3,1	31,3	4,9			
		-25,1	-3,4	-31,6	4,8			
	1,5d	34,2	4,8	43,2	14,7	-769,7	-632,3	
	-1,5d	-34,6	-5,2	-43,9	15,7	511,7	403,1	
		34,5	4,8	43,6	10,5			
		-34,6	-5,2	-43,9	9,5			
		34.3	4.8	43.4	9.9			
		-34.5	-5.2	-43.8	10.2			
	2d	41.4	6.6	52.7	24.2	-905.2	-726.0	
	-2d	-41.5	-6.9	-53.0	22.9	909.5	819.9	
		41.5	6,6	52.8	17.6		010,0	
		-41.1	-6.9	-52.5	15.2			
		41.4	6,6	52,0	15.4			
		-40.7	-6.9	-52.1	15.6			
	3d	49.5	9.5	63.9	49.2	-1061 7	-793.8	
	-3d	-49,5	-10.6	-64.7	50.0	1702.2	1710.2	
	-00	50.1	10,0	64.0	37.0	1100,0	1110,2	
		-48.9	-10.7	-63.7	35.3			
		40,3	10,7	64.5	21.1			
		-49,0	-10.6	-63.4	33.3			
	5d	50.0	-10,0	90.0	150 /	-1225.0	illisiblo	plastif aciers
	50	50.0	10 1	70 /	167.2	-1235,0	illisible	piastii acieis
	-50	-50,2	-10,1	-70,4	107,2	IIIISIDIE	IIIISIDIE	
		57.2	-10.2	73,4	100,7			
		50.0	-10,2	70.0	04.2			
		56.1	10.0	76,9	04.0			
	7d	-50,1	-10,2	-70,0	94,3 222.1			
	70	50 5	22,3	04,0	255.0			
	-70	-38,3	-20,4	-82,0	300,9			
		56,5	22,0	01,0	290,2			
		-50,5	-20,4	-80,1	211,1			
		50,0	22,0	70,7	283,7			
	10-1	-55,1	-20,5	-18,4	2/5,1			
	100	52,2	30,9	11,4	786,2			
	-100	-49,0	-30,6	-/0,4	800,1			
		40,5	30,8	70,7	0//,2			
		-45,7	-30,7	-72,6	/33,5			
		44,4	30,8	68,1	036,4			
	45.1	-43,1	-36,8	-69,5	/14,1			<0.0 Mm
	150	34,5	50,7	65,7	1490,6			<0,8 mmax
	-150	-35,3	-55,7	-69,3	1525,4			
		30,8	50,7	61,3	1340,2			
		-32,8	-55,7	-66,3	1408,6			
		28,4	50,1	58,2	1309,1			
		-30,2	-55,9	-63,2	1364,9			
	20d	15,6	72,7	53,6	1807,7			
	-20d	-25,1	-73,9	-65,8	2025,0			
		12,8	72,8	49,9	1576,0			
		-17,5	-74,2	-56,6	1442,5			
		5,5	73,3	41,1	1134,3			
		-11,0	-74,3	-48,9	639,0			

FIGURE C.10 – Résultats du petit poteau U1-S-RL-A-a

effort	dépl	effort	dépi		energie	FO 2	FO 3	FO 4	
demandé	demand	mesur	mesur	moment	dissip	bas	haut	bas	Commentaires
kN		kN	mm	kN m	Nm	um/m	um/m	um/m	
5		5.5	0.5	6.0	0.0	222.6	227.0	207.4	
5		5,5	0,5	0,9	0,8	-233,0	-327,0	-297,4	
-5		-4,6	-0,5	-5,8	0,8	-323,1	-216,9	-411,4	
10		10,5	1,1	13,1	1,7	-191,1	-386,2	-246,3	
-10		-9,6	-1,1	-12,0	1,4	-369,4	-161,8	-470,9	
15		15,4	1,6	19,2	2,6	-144,0	-446,0	-191,1	
-15		-14,5	-1,6	-18,1	2,4	-415,9	-106,5	-530,3	
20		20,4	2.2	25.5	3.4	-97.6	-504.9	-131.8	
-20		-19.5	-2.3	-24.4	4.1	-467.1	-12.6	-594.8	
25	d	25.4	2,0	31.7	4.8	-42.8	-565.1	-59.5	
25	d	24.2	2,1	20.5	-,0	F22,0	122.4	670 5	
-23	-u	-24,3	-3,0	-30,3	0,1	-322,2	123,4	-070,3	
		25,7	2,7	32,0	4,8				
		-24,3	-3,0	-30,5	4,6				
		25,7	2,7	32,0	4,6				
		-24,2	-3,0	-30,4	4,4				
	1,5d	36,2	4,3	45,4	12,7	224,9	-725,6	390,7	
	-1,5d	-47,2	-9,8	-61,0	74,8	-577,8	611,2	-781,4	
		37.1	4.3	46.5	13.5				
		-28.3	-4.8	-36.1	10.8				
		36.8	4.3	46 1	9.4				
		-28.2	-1.0	-26.1	0,4				
	24	-20,3	-4,0	-50,1	3,7	602 5	057.4	1001.0	
	20	43,0	0,0	55,5	22,0	063,5	-637,4	1001,9	
	-20	-35,6	-6,5	-45,6	16,0	-649,7	1040,0	-905,0	
		43,9	6,0	55,4	15,0				
		-35,3	-6,5	-45,3	14,7				
		43,7	6,0	55,2	14,9				
		-35,5	-6,5	-45,5	14,5				
	3d	52,9	9,3	67,8	56,5	1439,4	-1052,5	1901,9	
	-3d	-47.5	-10.1	-61.5	39.1	-751.2	1987.1	-1090.7	
		52.2	9.3	67.0	32.0				
		-47.0	-10.1	-61.0	31.8				
		51.0	10,1	66.5	20.2				
		46.0	10.1	60,3	23,2				
	5-1	-40,8	-10,1	-00,7	31,3	0057.0	1057.4	42.40.0	-1
	50	63,8	15,9	84,1	139,6	3057,3	-1257,4	4340,0	plastif aclers
	-50	-57,6	-16,9	-76,9	154,7	-722,1	4569,0	-1188,8	
		62,4	15,9	82,5	85,8				
		-56,6	-16,9	-75,8	88,5				
		62,4	15,9	82,5	73,1				
		-55,8	-16,9	-74,8	82,4				
	7d	67.2	23,1	92,0	292.4	illisible	-1223,2	illisible	
	-7d	-59.0	-24.1	-82.3	332.0	illisible	illisible	illisible	
		64.5	23.1	88.8	246.6				
		-57 /	-24.1	-80.4	252.2				
		-57,4	-24,1	-00,4	202,0				
		55,0	20,1	70.0	229,0				
	10-1	-00,7	-24,1	-78,3	201,3				
	100	59,5	34,2	88,5	822,2				
	-100	-47,6	-34,6	-73,9	899,6				
		53,7	34,3	81,6	707,5				
		-42,4	-34,7	-67,4	711,1				
		51,6	34,3	79,1	652,4				
		-38,7	-34,7	-62,9	694,8				
	15d	43,7	52,2	78,6	1580,5				
	-15d	-30,1	-52.1	-60.7	1496.2				< 0,8 Mmax
		39.0	52.4	73.0	1412.3				
		-26.2	-52.0	-55.5	1328.0				
		26.0	52,0	70.6	122/ 0				
		30,9	52,4	10,0	1050.7				
		-23,9	-52,0	-52,5	1208,7				
	200	28,5	69,1	68,8	2124,4				
	-20d	-18,6	-69,3	-53,2	1906,8				
		12,8	72,8	49,9	1576,0				
		-17,5	-74,2	-56,6	1442,5				
		5,5	73,3	41,1	1134,3				
		-11,0	-74,3	-48,9	639,0				

FIGURE C.11 – Résultats du petit poteau U1-S-RL-A-b

effort	dépl	effort	dépl		energie	FO 1	FO 2	FO 3	FO 4	
demandé	demand	mesur	mesur	moment	dissip	haut	bas	haut	bas	Commentaires
kN		kN	mm	kN.m	N.m	um/m	um/m	um/m	um/m	
5		5.0	0.5	6.2	1.1	-313.8	-284.9	-250.7	-250.8	
-5		-5.0	-0.4	-6.2	0.9	-207.9	-369.8	-153.0	-356.5	
10		9.9	1.0	12.3	2.3	-368.9	-233.7	-306.3	-199.6	
-10		-10.0	-1.0	-12 5	2,0	-153.0	-420.4	-102.0	-407.9	
20		15.0	1,0	18.7	3.0	-425.1	-101 3	-356.7	-148.1	
20		15,0	1,0	10,7	3,3	102.1	471.1	47.1	462.7	
-20		-15,0	-1,0	-10,0	4,0	-102,1	-4/1,1	-47,1	-402,7	
30		19,0	2,1	24,7	0,0	-479,0	-140,3	-412,1	-93,4	
-30		-20,1	-2,3	-25,1	0,1	-17,4	-522,5	120,9	-522,2	
40	a	24,7	2,7	30,8	8,3	-535,4	-93,3	-467,4	-25,6	
-40	-d	-25,2	-3,0	-31,6	9,2	127,0	-581,6	407,3	-582,1	
		24,2	2,6	30,2	6,2					
		-25,4	-3,1	-31,8	7,1					
		24,4	2,6	30,4	6,1					
		-25,1	-3,1	-31,5	7,6					
	1,5d	34,6	4,2	43,4	15,9	-708,6	216,1	-646,0	237,7	
	-1,5d	-35,0	-4,9	-44,2	19,2	454,5	-713,5	827,7	-730,6	
		34,9	4,1	43,7	12,2					
		-34,6	-4,9	-43,7	13,1					
		34,9	4,1	43,8	11,4					
		-34,5	-4,9	-43.5	14,3					
	2d	42.7	5.8	53.8	27.5	-840.2	628.5	-794.5	645.2	
	-2d	-41.2	-6.6	-52.4	30.9	789.8	-815.6	1248.8	-832.2	
		42.6	5.8	53.7	20.2	,-	,-		,-	
		-40.6	-6.7	-51.7	20.3					
		40,0	5.8	53.7	18.0					
		-40.1	-6.7	-51.1	20.0					
	24	-40,1	-0,7	-51,1	62.4	1052.2	1260.2	1006.1	1207.2	
	24	40.0	9,2	62.1	62.5	1405.2	020.1	2110.2	1397,2	
	-3u	-40,0	-10,1	-03,1	02,0	1400,7	-930,1	2110,3	-907,7	
		51,9	9,2	00,4	37,0					
		-48,4	-10,1	-62,7	35,4					
		51,4	9,2	65,9	33,9					
		-48,1	-10,1	-62,3	35,2					
	5d	62,8	16,0	82,8	146,2	-1298,7	illisible	-1257,2	3095,1	plastif aciers
	-5d	-58,5	-16,6	-77,9	155,3	3061,4	-960,0	illisible	-1036,2	
		61,9	16,0	81,7	91,9					
		-57,6	-16,6	-76,8	90,1					
		61,7	16,0	81,5	77,9					
		-56,5	-16,6	-75,5	85,4					
	7d	67,4	22,9	92,0	261,8					
	-7d	-60,6	-23,5	-84,0	320,1					
		65,8	22,9	90,1	212,0					
		-58,9	-23,4	-81,9	239,5					
		64,7	22,8	88,7	196,4					
		-57,8	-23,4	-80,6	233,6					
	10d	62,4	30,5	90.1	733,2					
	-10d	-51.3	-33,8	-78,5	916,5					
		56.0	30.5	82.5	658,6					
		-47.2	-33.8	-73.4	723.0					
		52.5	30.5	78.3	609.3					
		-44.7	-33.8	-70.3	712.2					
	15d	44.0	45.7	75.7	1424.6					
	_15d	-34.7	-51.0	-67.4	1510 7					
	-100	-04,7	-01,0	-07,4	1250.0					
		.01.0	40,0	62.1	1200,9					
		-31,3	-51,0	-03,1	1100.1					
		30,6	40,2	07,1	1245.0					
	00.1	-29,8	-50,9	-61,1	1345,9					< 0.0 Mmm
	20d	31,6	68,9	72,5	2034,9					< 0,8 Mmax
	-20d	-22,9	-67,2	-60,8	1963,7					
		28,2	69,0	67,9	1972,8					
		-15,2	-67,3	-51,3	1531,5					

FIGURE C.12 – Résultats du petit poteau U2-S-RL-A

effort	dépl	effort	dépl		energie	FO 1	FO 2	FO 3	FO 4	
demandé	demand	mesur	mesur	moment	dissip	haut	bas	haut	bas	Commentaires
kN		kN	mm	kN.m	N.m	µm/m	µm/m	µm/m	µm/m	
5		5,5	0,4	6,7	0,5	-1//,/	-211,4	-351,0	-270,8	
-5 10		-4,0	-0,6	-5,7	1,3	-300.3	-406.0	-380.2	-228 /	
-10		-9.5	-1.1	-11.9	2,3	-135.3	-156.5	-215.7	-418.7	
15		21,8	2,3	27,2	8,1	-346,8	-465,2	-465,2	-165,0	
-15		-14,5	-1,8	-18,2	5,1	-88,8	-101,4	-169,2	-469,4	
20		20,7	2,2	25,9	7,2	-389,2	-520,2	-520,3	-109,9	
-20		-19,5	-2,4	-24,5	6,9	-25,3	-29,6	-122,6	-528,7	
25	d	25,4	2,7	31,8	9,6	-439,8	-579,5	-575,2	-46,6	
-25	-d	-24,4	-3,1	-30,7	10,7	59,2	-583,6	-33,8	-592,2	
		-24.2	-3.1	-30.5	7.9					
		25.7	2.7	32.0	8.3					
		-24,0	-3,1	-30,2	8,1					
	1,5d	33,8	3,9	42,3	16,6	-520,2	-689,4	-689,4	148,0	
	-1,5d	-33,9	-4,7	-42,8	19,5	317,3	160,8	126,9	-723,3	
		33,6	3,8	42,1	14,5					
		-33,8	-4,7	-42,7	15,3					
		-33.2	-4.8	-42.0	16.0					
	2d	41.7	5.3	52,5	27,5	-600,6	-799,4	-807.8	406.1	
	-2d	-41,0	-6,4	-52,1	32,7	596,4	494,9	444,2	-829,1	
		41,6	5,3	52,4	21,4					
		-40,7	-6,4	-51,8	23,4					
		41,5	5,3	52,3	21,3					
	2-	-40,4	-6,4	-51,4	25,2	.749.0	.005 5	_001.0	1005 5	
	-3d	-50.3	6,5 -9,6	-64.9	75.7	-748,0	-985,5 1273.2	-961,2 1235.0	-994.0	
	-00	51.5	8.3	65.6	43.9	1070,0	1210,2	1200,0	-554,0	
		-49,7	-9,6	-64,1	46,4					
		51,6	8,2	65,7	41,1					
		-49,2	-9,7	-63,5	48,0					
	50	64,3	14,3	84,0	165,5	-837,5	-1230,9	-1142,0	Illisible	plastif aciers
	-ou	-00,4	-15,7	-79,9	109,0	1703,0	2096,5	lilisible	-1210,1	
		-59,0	-15,7	-78,2	117,8					
		63,3	14,3	82,7	99,5					
		-57,6	-15,8	-76,5	122,1					
	7d	70,2	20,4	94,2	279,7					
	-70	-04,9	-22,1	-66,5	226.1					
		-63,2	-22.2	-86,4	229,2					
		67,7	20,4	91,0	208,6					
		-60,8	-22,3	-83,7	236,9					
	10d	64,9	28,2	91,6	769,6					
	-10d	-55,1	-31,9	-81,6	830,4					
		50,5	28,2	81,5	622,7					
		52.5	28.2	76.8	554.5					
		-44,8	-32,0	-69,2	555,2					
	15d	43,7	40,7	72,2	1317,0					< 0,8 Mmax
	-15d	-35,0	-48,4	-65,5	1410,6					
		36,5	40,8	63,7	1103,8					
		-29,2	-48,5	-58,0	1187,2					
		-26.0	41,0	-53.0	1033,0					
	20d	26.8	59.1	60.9	1641.8					
	-20d	-21,6	-63,9	-54,9	1774,5					
		23,7	59,4	57,3	1559,8					
		-18,1	-63,9	-50,4	1656,0					
		21,6	59,5	54,7	1537,1					
	25-1	-15,2	-63,8	-47,0	1599,6					
	-25d	-11 7	-80.2	-50.2	2253,0					
	-230	8.4	78.5	46.9	1917.5					
		-9,0	-80,3	-47,0	1913,9					
		6,2	78,5	43,8	1566,3					
		-6,7	-80,2	-44,2	1725,7					
	30d	2,4	94,5	45,5	2002,2					
	-30d	1,4	-97,3	-42,3	2090,0					
		-0,5	-94,3	-38.6	1710 5					
		-4,6	94.3	37.2	1589.0					
		7,4	-98,2	-35,5	1998,9					
		-5,5	94,3	36,1	1493,3					

FIGURE C.13 – Résultats du petit poteau U2-NS-RL-A

effort	dépl	effort	dépi		energie				
demandé	demand	mesur	mesur	moment	dissip	FO 3	FO 4	FO 5	Commentaires
kN		kN	mm	kN.m	Nm	um/m	um/m	um/m	
20		20.0	0.7	24.6	47	-352 381	-237 5269	-335 9096	
-20		-10.0	-0.6	-24.4	3.6	-178 432	-377 942	-166 121	
-20		20.0	1.4	40.1	11.2	454 657	-160 0172	-422 2967	
40		20.0	1,4	49,1	10.7	76 9626	450 5572	-433,2007 EE 6000	
-40	c1	-39,9	-1,4	-49,1	10,7	-10,0020 ECA 70	-400,0072	-00,0000	
60	a	59,9	2,3	73,7	22,1	-304,70	-54,82841	-539,0645	
-60	-a	-59,9	-2,3	-73,7	19,9	42,3362	-543,8806	97,18225	
		58,0	2,1	/1,3	16,0				
		-58,3	-2,3	-71,8	13,8				
		58,2	2,1	71,5	15,6				
		-57,9	-2,3	-71,4	14,0				
	1,5d	81,9	3,3	101,0	46,8	-705,059	203,722	-658,3909	
	-1,5d	-85,8	-3,7	-105,9	44,5	386,46	-696,111	555,9166	
		79,7	3,3	98,4	35,6				
		-85,2	-3,7	-105,2	35,7				
		80,1	3,3	98,8	34,4				
		-83,8	-3,7	-103,6	33,8				
	2d	99.2	4.6	122.7	65.2	-858,137	611.764	-824,2092	
	-2d	-101.0	-4.9	-125.2	64.3	790,197	-814.9875	955,2658	
		98.0	4.6	121.4	51.7			,	
		-100.9	-4.9	-125.2	46.1				
		07.7	4,5	121.0	40,1				
		100.0	4,0	121,0	41,2				
	24	-100,0	-4,9	-124,1	40,2	1105.01	1400 507	1110 401	
	30	124,9	7,3	155,9	142,7	-1125,21	1439,527	-1110,401	
	-30	-125,8	-7,5	-157,2	129,2	1447,37	-985,3005	1558,084	
		122,7	7,4	153,3	100,1				
		-124,5	-7,5	-155,5	85,3				
		121,9	7,4	152,3	90,7				
		-122,9	-7,5	-153,7	88,7				
	5d	159,2	12,9	201,8	366,1	-1490,87	2683,224	-1528,899	plastif aciers
	-5d	-157,3	-13,0	-199,6	356,8	2679,04	-1167,369	2747,083	
		155,1	12,9	196,8	248,2				
		-154,2	-13,0	-195,9	226,7				
		153,2	12,9	194,6	217,9				
		-151,3	-13,1	-192,5	222,1				
	7d	175,3	18,8	226,0	617,0	-1830,28	illisible	-2004,368	
	-7d	-169,7	-18,5	-219,3	660,2	illisible		illisible	
		173.1	18,8	223,4	459.0				
		-167.6	-18.6	-216.8	475.7				
		170.2	18.8	220.0	410.9				
		-163.7	-18.6	-212.2	461.8				
	10d	176.9	24.6	232.8	1347.7				
	-10d	-168.4	-27.0	-225.3	1567.1				
	-100	172.0	-21,0	220,0	1124.7				
		162.5	24,0	220,1	1224,7				
		170 1	-21,1	-210,2	1050.0				
		1/0,1	24,7	224,7	1000,3				
	1Ed	-100,0	-21,2	-210,5	1228,0				
	154	160,8	37,5	224,2	3014,2				
	-150	-137,1	-41,0	-199,6	3677,3				
		157,3	37,6	220,2	2/1/,/				
		-131,6	-41,1	-193,1	3010,0				
		153,2	37,7	215,3	2673,1				
		-122,2	-41,2	-181,7	3040,7				
	23d	142,6	57,2	218,8	5076,5				
	-23d	-114,0	-55,5	-184,1	5278,3				
		136,1	57,4	211,4	4797,9				
		-105,8	-55,4	-174,0	4867,4				
		129,7	57,6	204,0	4668,4				
		-96,7	-55.4	-162.7	4758.0				
	30d	118.2	73.1	203.0	7277.1				
	-30d	-87,8	-68.8	-161.9	6744.3				< 0,8 Mmax
		104.7	73.5	187.1	7099.5				
		-75.2	-69.2	-145 2	6299.3				
		87.0	74.0	166.4	6816.4				
		-62.5	-60 5	-130.0	5722 5				
1	1	-02,0	-05,5	130,0	0122,0	1	1	1	1

FIGURE C.14 – Résultats du petit poteau témoin O-S-HL-A