



HAL
open science

Comportement mécanique instantané des structures hybrides GFRP-béton

Alaa Koaik

► **To cite this version:**

Alaa Koaik. Comportement mécanique instantané des structures hybrides GFRP-béton. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Université de Lyon, 2017. Français. NNT : 2017LYSE1145 . tel-01629778

HAL Id: tel-01629778

<https://theses.hal.science/tel-01629778v1>

Submitted on 6 Nov 2017

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.



N° d'ordre NNT : 2017LYSE1145

THÈSE DE DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE LYON
opérée au sein de
l'Université Claude Bernard Lyon 1

École Doctorale ED162
MEGA DE LYON
(MÉCANIQUE, ÉNERGÉTIQUE, GÉNIE CIVIL, ACOUSTIQUE)

Spécialité de doctorat : Génie Civil
Discipline : Matériaux et Structures

Soutenue publiquement le 08/09/2017, par :
Alaa Koaik

Comportement Mécanique Instantané Des Structures Hybrides GFRP-Béton

Devant le jury composé de :

Davy Catherine, Professeur, École centrale de Lille

Présidente

Caron Jean-François, Professeur, École des Ponts ParisTech

Rapporteur

Toussaint Evelyne, Professeur, Université Clermont-Auvergne

Rapporteur

De Castro Julia, Chargée de cours, École polytechnique fédérale de Lausanne

Examinatrice

Jurkiewicz Bruno, Maître de conférences HDR, Université Lyon 1

Directeur de thèse

Bel Sylvain, Maître de conférences, Université Lyon 1

Co-directeur de thèse

UNIVERSITE CLAUDE BERNARD - LYON 1

Président de l'Université

Président du Conseil Académique

Vice-président du Conseil d'Administration

Vice-président du Conseil Formation et Vie Universitaire

Vice-président de la Commission Recherche

Directrice Générale des Services

M. le Professeur Frédéric FLEURY

M. le Professeur Hamda BEN HADID

M. le Professeur Didier REVEL

M. le Professeur Philippe CHEVALIER

M. Fabrice VALLÉE

Mme Dominique MARCHAND

COMPOSANTES SANTE

Faculté de Médecine Lyon Est – Claude Bernard

Faculté de Médecine et de Maïeutique Lyon Sud – Charles Mérieux

Faculté d'Odontologie

Institut des Sciences Pharmaceutiques et Biologiques

Institut des Sciences et Techniques de la Réadaptation

Département de formation et Centre de Recherche en Biologie Humaine

Directeur : M. le Professeur G.RODE

Directeur : Mme la Professeure C. BURILLON

Directeur : M. le Professeur D. BOURGEOIS

Directeur : Mme la Professeure C. VINCIGUERRA

Directeur : M. X. PERROT

Directeur : Mme la Professeure A-M. SCHOTT

COMPOSANTES ET DEPARTEMENTS DE SCIENCES ET TECHNOLOGIE

Faculté des Sciences et Technologies

Département Biologie

Département Chimie Biochimie

Département GEP

Département Informatique

Département Mathématiques

Département Mécanique

Département Physique

UFR Sciences et Techniques des Activités Physiques et Sportives

Observatoire des Sciences de l'Univers de Lyon

Polytech Lyon

Ecole Supérieure de Chimie Physique Electronique

Institut Universitaire de Technologie de Lyon 1

Ecole Supérieure du Professorat et de l'Education

Institut de Science Financière et d'Assurances

Directeur : M. F. DE MARCHI

Directeur : M. le Professeur F. THEVENARD

Directeur : Mme C. FELIX

Directeur : M. Hassan HAMMOURI

Directeur : M. le Professeur S. AKKOUCHE

Directeur : M. le Professeur G. TOMANOV

Directeur : M. le Professeur H. BEN HADID

Directeur : M. le Professeur J-C PLENET

Directeur : M. Y. VANPOULLE

Directeur : M. B. GUIDERDONI

Directeur : M. le Professeur E.PERRIN

Directeur : M. G. PIGNAULT

Directeur : M. le Professeur C. VITON

Directeur : M. le Professeur A. MOUGNIOTTE

Directeur : M. N. LEBOISNE

Nobility is three traits : being generous although you have little to give, tolerating without being humiliated, and abstaining from asking for favors.

Ali ibn abi talib (as)

إلى التي حملتني في أحشائها وتحملني أبداً في قلبها ، إلى أمي

Remerciements

Before anything, I would like to thank God for the good health and wellbeing that were necessary to complete this work. His infinite grace, his watching eye, his guidance, and his love are beyond any appreciation I express.

"Hide the good you do, and make known the good done to you"

I would like to acknowledge the wise coordination of my supervisor Dr. Bruno Jurkiewicz. His support, encouragement, as well as his trust, were essential to the success of this work. I express my profound gratitude to his continuous support through the different phases of this work and his crucial remarks concerning the writing of this document. Also, I would like to thank my co-supervisor, Dr. Sylvain Bel for his remarks and participation in the experimental work.

I am grateful to the jury members who agreed to evaluate my work and be present on my dissertation; M. J-F. Caron from Ecole des Ponts ParisTech, Mme E. Toussaint from Université Clermont-Auvergne, Mme C. Davy from Ecole Centrale de Lille and Mme J. De Castro from Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.

I would like to extend my thanks to the lab technicians, Emmanuel and Norbert as well as all the LMC2 laboratory family especially Anissa. I would like to praise the support of my dear friends; Hussein, Tala, Duc and Ali Khazem. Let me not forget all the people who made of the last 3 years a nice journey that I will never forget; Youssef, Ibrahim, Gio, Miri, Ale, Si, Amy, Mar, Dan, Ribal and M.

I would like to thank my sweetheart for enduring with me the toughest periods and never giving up on me.

My idol says *"Among men, only two are fortunate : the one with a loyal friend and the one whose mother prays for him"*. Having a mom like mine, I consider myself more than fortunate. I thank her, my father, my brothers and my beloved sister for they are the home that always shelters me.

Finally, I would like to express my apologies to God and to all the readers in case this work could have been done any better. After all, we are just weak humble humans, with limited time and space, in this vast creation..

Alaa
May 2017, Lyon-France

Résumé

L'utilisation des composites dans la construction des bâtiments ou des ouvrages d'art est de plus en plus importante car ces matériaux présentent des atouts indiscutables comme un très bon rapport performance / poids ou une facilité de mise en œuvre. Cependant, leur essor est ralenti par certaines faiblesses dont l'une des plus importantes est leur souplesse qui induit des déplacements élevés et des risques d'instabilités importants qui ne permettent pas d'exploiter tout le potentiel de ces matériaux. Dans le cas d'éléments de structure fléchis, une des solutions consiste à associer les profilés composites à une dalle en béton armé. La connexion est établie par des butées mécaniques, par collage, ou l'association des deux.

L'objectif général de ce travail est d'étudier le comportement des structures mixtes GFRP-Béton fléchies sous chargement statique instantané : Cette étude comporte un volet expérimental lourd et un volet de modélisation numérique. Elle a été abordée à 3 échelles : matériaux, interface, et structure. Trois modes de connexion ont été exploités.

Sur le plan expérimental, nous avons d'abord caractérisé tous les matériaux utilisés : composite, béton, adhésif, acier des armatures et des connecteurs. Puis, la caractérisation à l'échelle de l'interface a été effectuée par l'essai push-out dans différentes configurations (7 séries d'essais au total). Enfin, le comportement à l'échelle d'éléments de structure a été étudié sur des mono-poutres pour des portées allant de 2 m à 4.8 m, sur des poutres composites seules ou sur des poutres mixtes (10 poutres au total). Une passerelle bi-poutre de 4.8 m de portée a également été testée dans la même configuration et jusqu'à la ruine.

La modélisation du comportement de ces poutres hybrides a été effectuée selon 2 cas théoriques. Elles ont d'abord été modélisées dans le cadre de la théorie des poutres multicouches, dans le domaine élastique et à l'approche de la ruine. Selon le mode de connexion, le glissement à l'interface est pris en compte ou négligé. Ces poutres ont également été modélisées par la MEF en utilisant des éléments volumiques et en considérant une connexion parfaite.

Les résultats d'essais montrent le comportement correspondant à chaque mode de connexion : la connexion par butées mécaniques simples est à ce jour celle qui s'avère la plus efficace. Les écarts modèle / calculs restent acceptables sauf à proximité de l'interface où les déformations peuvent être affectées par la fissuration du béton qui reste difficile à prédire de façon précise. La simulation numérique donne des valeurs très proches de la réalité et répond aux questions posées lors de l'expérience.

Mots Clés : structure hybride, butée mécanique, collage, push-out, flexion, modèle analytique multicouches, simulation 3D, MEF.

Abstract

Advanced composites are increasingly used in construction thanks to their indisputable advantages such as high strength to weight ratio and ease of implementation. However, their growth is hindered by a main weak point : low stiffness. Advanced composites risk instabilities under high loads which make it not possible to exploit their full potential. Considering flexural elements, one of the solutions proposed consists in associating the composite profiles with a reinforced concrete slab. The connection of both materials is either established by bolting, bonding or a combination of both techniques.

In this study, 3 different connection modes were tested on structural elements with different spans. Previously, to characterize the mechanical behavior of the interface, 35 push out specimens having bolted or bonded connections were prepared and tested. In addition, all materials used were characterized.

A composite beam (Pu1) and 8 hybrid beams (PB1-PB8) were tested under 3 points bending up to failure. The results are exploited to construct and test a hybrid footbridge. 7 push out series were tested and digital image correlation was used to analyze the behavior at the interface and measure the displacement fields to determine the slip. Concrete, GFRP, bolts, the adhesive and the concrete reinforcing steel bars were all characterized.

The experimental data obtained from the tests is compared to calculation results obtained by a multi-layer beam model within service limit states and at ultimate ones. Besides, a 3D finite element model was developed to provide more accurate results.

The results allow distinguishing 3 behavior modes relative to the 3 connection types : the connection by mechanical studs proves to be the most efficient so far. The measurements are also compared to the results obtained by a multi-layer beam model. The differences are acceptable except in the vicinity of the interface where the deformations can be affected by the cracking of the concrete which remains difficult to predict precisely. The 3D simulations present with an excellent agreement the experiments and explain some observations obtained.

Keywords : hybrid structure, mechanical studs, bonding, push-out, bending, multilayers analytical model, 3D simulation, FEM.

Table des matières

Remerciements	v
Résumé	vi
Abstract	vii
Table des figures	13
Liste des tableaux	19
Liste des symboles	21
1 Introduction	23
1.1 Contexte	24
1.2 Objectifs et limites du travail	25
1.3 Organisation de la thèse	26
2 État de l’art	28
2.1 Introduction	29
2.2 Poutre hybride	30
2.2.1 Deskovic et al. 1995	30
2.2.2 Hall et Mottram 1998	31
2.2.3 Canning et al. 1999	32
2.2.4 Van Erp et al. 2002	34
2.2.5 Fam et Rizkalla 2002	35
2.2.6 Ribeiro et al. 2003	36
2.2.7 Hullat et al. 2003	37
2.2.8 Nordin et Täljsten 2004	38
2.2.9 Correia et al. 2007/2009	39
2.2.10 Fam et Honickman 2010	40
2.2.11 Chakraborty et al. 2011	42
2.2.12 El-Hacha et Chen 2012	44
2.2.13 Nguyen et al. 2013	46
2.2.14 Neagoie et al. 2015	47
2.3 Tablier hybride	50
2.3.1 Chen et al. 2005	50

2.3.2	Keller et al. 2007	50
2.3.3	Neto et La Rovere 2010	51
2.3.4	Gonilha et al. 2014	52
2.4	Synthèse	53
I	Étude expérimentale	54
3	Caractérisation des matériaux	55
3.1	Béton	56
3.2	Adhésif	56
3.2.1	Sikadur 31 CF	57
3.2.2	Sikadur 31 EF	57
3.3	Boulons	61
3.3.1	Montage en traction	62
3.3.2	Montage en cisaillement	62
3.3.3	Résultats	63
3.4	Armatures	63
3.5	GFRP	64
3.5.1	Essai du brûlage (burn-off)	64
3.5.2	Essai de traction	65
4	Caractérisation de l'interface	70
4.1	Introduction	71
4.2	Définition des corps d'épreuves	71
4.3	Préparation des corps d'épreuve	73
4.3.1	Les éprouvettes collées	73
4.3.2	Les éprouvettes boulonnées	73
4.4	Configuration d'essai	73
4.5	Résultats	77
4.5.1	Les éprouvettes boulonnées	77
4.5.1.1	Mode et charge de ruine	77
4.5.1.2	Les courbes force-glissement	82
4.5.2	Les éprouvettes collées	90
4.5.2.1	Mode et charge de ruine	90
4.5.2.2	Les courbes force-glissement	92
4.5.3	Bilan	96
5	Essais de flexion	97
5.1	Définition et réalisation des corps d'épreuve	98
5.1.1	Géométrie	98
5.1.2	Fabrication	105
5.1.3	Dispositif expérimental, instrumentation, et programme de chargement	110
5.2	Résultats	117
5.2.1	Flexion 4 points en domaine élastique	117

5.2.2	Flexion 3 points jusqu'à la ruine	121
5.2.2.1	Pu1 (profilé seul)	121
5.2.2.2	PB1 (poutre hybride collée)	122
5.2.2.3	PB2 (poutre hybride boulonnée)	123
5.2.2.4	PB3 (poutre hybride boulonnée)	125
5.2.2.5	PB4 (poutre hybride collée)	128
5.2.2.6	PB5 (poutre hybride avec une connexion mixte)	129
5.2.2.7	PB6 (poutre hybride collée)	131
5.2.2.8	PB7 et PB8 (poutres hybrides avec une connexion mixte)	133
5.2.2.9	BPB1 (bi-poutre hybride avec une connexion mixte)	137
5.2.2.10	Comparaison des résultats et analyse	142
5.2.2.10.1	Pu1/PB1/PB2 (portée 2 m)	142
5.2.2.10.2	PB3 à PB8 et BPB1 (portée 4.8 m)	143

II Étude Numérique 150

6 Modélisation Analytique 151

6.1	Introduction	152
6.2	Hypothèses et limites du modèle	152
6.3	Le repère et la poutre testée	153
6.4	Paramètres de modélisation	154
6.4.1	Loi de comportement du béton	154
6.4.2	Loi de comportement du profilé	155
6.4.3	La connexion	155
6.5	Modélisation dans le domaine élastique	155
6.5.1	Sans glissement (première approche)	156
6.5.1.1	Champ de déformation	156
6.5.1.2	Champ de contrainte	156
6.5.1.3	Les efforts résultants	157
6.5.2	Avec glissement	158
6.5.2.1	Le glissement	158
6.5.2.2	Champ de déformation, de contrainte et efforts résultants	158
6.5.3	Calcul de la flèche	161
6.5.3.1	La flèche due à la flexion sans glissement	161
6.5.3.2	La flèche due à la flexion avec glissement	162
6.5.3.3	La flèche due à l'effort tranchant	163
6.5.3.4	Expression complète de la flèche	164
6.5.3.4.1	Sans glissement	164
6.5.3.4.2	Avec glissement	164
6.5.4	Effort de cisaillement à l'interface	165
6.6	Modélisation : Comportement à la Ruine	167
6.6.1	Ruine par rotule plastique	167
6.6.1.1	Sans glissement	167
6.6.1.1.1	Localisation de l'axe neutre	167

6.6.1.1.2	Axe neutre à l'interface	169
6.6.1.1.3	Axe neutre dans la dalle	170
6.6.1.1.4	Axe neutre dans l'âme du profilé	171
6.6.1.1.5	Axe neutre dans la semelle supérieure du profilé	173
6.6.1.2	Avec glissement	174
6.6.1.2.1	localisation de l'axe neutre	174
6.6.1.2.2	Axe neutre à l'interface	176
6.6.1.2.3	Axe neutre dans la dalle (profilé entièrement tendu)	177
6.6.1.2.4	Axe neutre dans la dalle (profilé partiellement tendu)	178
6.6.1.2.5	Axe neutre dans l'âme du profilé (dalle entièrement comprimée)	180
6.6.1.2.6	Axe neutre dans l'âme du profilé (dalle partiellement comprimée)	181
6.6.1.2.7	Axe neutre dans la semelle supérieure du profilé (dalle entièrement comprimée)	183
6.6.1.2.8	Axe neutre dans la semelle supérieure du profilé (dalle partiellement comprimée)	184
6.6.2	Ruine par cisaillement à l'interface	186
6.7	Confrontation entre la modélisation et l'expérience	186
6.7.1	Calcul des modules E_p et G_p	186
6.7.2	Paramètres des poutres testées	189
6.7.3	En élastique - flexion 3 et 4 points	191
6.7.4	A la ruine - flexion 3 points en section centrale	196
6.7.5	Bilan	197
6.7.5.1	Domaine élastique	197
6.7.5.1.1	Calcul de la flèche	197
6.7.5.1.2	Calcul de déformations	197
6.7.5.1.3	Comparaison entre sans et avec glissement	198
6.7.5.2	Comportement à la ruine	198
7	Simulation numérique par la méthode des Éléments Finis	199
7.1	Introduction	200
7.2	Présentation du modèle	200
7.2.1	Choix de la méthode	200
7.2.2	Paramètres de simulation	201
7.2.2.1	Application douce de chargement "Smooth step data"	201
7.2.2.2	Équilibre d'énergies "Energy balance"	201
7.2.2.3	Mise à l'échelle de masse "Mass scaling"	202
7.2.2.4	Pression visqueuse	202
7.2.3	Modèles des matériaux	202
7.2.3.1	Le béton	202
7.2.3.2	Le profilé en GFRP	205
7.2.3.3	Les armatures	206
7.2.3.4	Les boulons	206
7.2.3.5	La colle	206

7.2.4	Géométrie et conditions aux limites	207
7.2.5	Choix de maillage	207
7.2.6	Choix de l'énergie de fissuration/ valeur "i"	209
7.2.7	Choix du pas de temps	210
7.3	Résultats et confrontation	211
7.3.1	Poutre avec une connexion parfaite	211
7.3.2	Poutre boulonnée	213
7.3.3	Poutre avec une connexion mixte	214
Conclusion et Perspectives		217
Bibliographie		220
Annexe A		229
Annexe B1		232
Annexe B2		235
Annexe B3		246
Annexe B4		248
Annexe B5		250
Annexe B6		252

Table des figures

2.1	La section proposée par Deskovic et al. 1995	30
2.2	Les courbes charge-flèche des 3 poutres (Deskovic et al. 1995)	31
2.3	Les 12 différentes sections testées par Hall et al. 1998	32
2.4	La section étudiée par Canning et al. 1999	33
2.5	Les courbes force-flèche (Canning et al. 1999)	34
2.6	La section proposée par Van Erp et al. 2002	35
2.7	Les différentes configurations testées par Fam et al. 2002	35
2.8	Les différentes configurations testées par Ribeiro et al. 2003	36
2.9	Les deux types des sections testés par Hulatt et al. 2003	37
2.10	La configuration d'essai pull-off effectué par Hulatt et al. 2003	38
2.11	Les 3 poutres testées par Nordin et al. 2004	39
2.12	Les sections des poutres testées par Correia et al.2007-2009	40
2.13	Les sections des poutres testées par Fam et al. 2010	41
2.14	Les résultats force-flèche des poutres testées par Fam et al. 2010	42
2.15	Les sections dans les deux phases testées par Chakraborty et al. 2011	43
2.16	Les sections des poutres testées par El-hacha et al. 2012	44
2.17	Les résultats des poutres testées par El-hacha et al. 2012	45
2.18	(a) Configuration de la flexion en 4 points (b) Section de deux poutres B-135-50 et BE-135-50 (c) Section de BE-95-50 (d) Espacement des boulons dans les 3 poutres	46
2.19	Les différentes configurations testées par Neagoe et al. 2015	48
2.20	Les résultats obtenus pour les poutres de phase 1 par Neagoe et al. 2015	49
2.21	Les résultats obtenus pour les poutres de phase 2 par Neagoe et al. 2015	49
2.22	Le pont hybride testé par Chen et al. 2005	50
2.23	La section testée par Keller et al. 2007	51
2.24	La section proposée par Neto et al. 2010	52
2.25	Construction du pont (Gonilha et al. 2014) (a) Pultrusion des profilés (b) Transport des poutres complètes (c) Coulage du béton (d) Mettre la colle en place (e) Assemblage des éléments (f) Mettre la poutre en position finale	52
3.1	Vue de dessus des dalles des différents bétons le jour des essais	58
3.2	Vue de dessus des dalles des différents bétons le jour des essais	59
3.3	Vue d'ensemble schématique des caractéristiques des différents bétons le jour des essais	60
3.4	(a) Eprouvettes d'adhésif à tester (b) Eprouvettes d'adhésif ruinées	61
3.5	Résultats des essais de traction sur adhésif Sikadur 31 CF	61

3.6	Coupe du montage en traction	62
3.7	Photo du montage en cisaillement	63
3.8	Géométrie des échantillons des essais de brûlage	64
3.9	Les échantillons après l'essai de brûlage	65
3.10	La géométrie des éprouvettes de traction (phase 1)	66
3.11	(A) Les résultats des essais de traction de phase 1 (B) Les courbes contraintes-déformation des éprouvettes exploitables phase 2 (C) Les courbes contraintes-déplacement des éprouvettes coupées de l'âme (phase 2) (D) Les courbes contraintes-déplacement des éprouvettes coupées de la semelle (phase 2)	69
3.12	Une éprouvette de la phase 2 avant (gauche) et après (droite) l'essai (phase 2)	69
4.1	Les dimensions des éprouvettes (unités en mm)	72
4.2	(A) Collage du premier substrat (Type 1-collage) (B) Collage du deuxième substrat (Type 1-collage) (C) Coffrage pour le coulage du premier substrat (Type 1-boulonnage) (D) Coulage du deuxième substrat (Type 1-boulonnage) (E) La série POPB2 (collée) (F) Coulage du premier substrat (Type 2-boulonnage) (G) Boulons ancrés dans le substrat après le décoffrage (H) Collage du deuxième substrat (Type 2-collage)	74
4.3	Le mouchetis sur les éprouvettes	75
4.4	Les zones d'intérêt pour les deux types d'éprouvettes	76
4.5	Dispositif d'essai	77
4.6	Les courbes force-déplacement des POPB2 à POPB7	78
4.7	ZOI (a) POPB3-5 état initial (b) POPB3-5 état final (c) POPB5-3 état initial (d) POPB5-3 état final	79
4.8	Positions des points de mesures P1 à P3 et C1 à C3 (gauche), vue de face (droite) zoom-in sur ces points (unités en mm)	83
4.9	Effort par boulon en fonction du glissement pour les éprouvettes boulonnées	84
4.10	Les courbes charge-glissement de POPB3	87
4.11	Les courbes charge-glissement de POPB4	88
4.12	Les courbes charge-glissement de POPB5	89
4.13	POPB6-1. Le champ de déplacement vertical sous 0.8 kN (gauche) 55.0 kN (centre) et 274.0 kN (droite)	93
4.14	Les courbes τ/τ_{max} -glissement pour la série POPB7	95
4.15	Les courbes τ/τ_{max} -glissement pour la série POPB6	96
5.1	Les vues longitudinales et transversales de PB1 et PB2	99
5.2	Les vues longitudinales et de dessus de PB3 à PB8 sans PB6	100
5.3	Les vues transversales (coupes) de PB3 à PB8	101
5.4	La vue longitudinale et de dessus de PB6 et la coupe DD	102
5.5	La vue longitudinale et de dessus de BPB1	103
5.6	Les coupes transversales de BPB1	104

5.7	Les étapes de fabrication : (A) Mettre les raidisseurs en bois (PB1) (B) Appliquer la colle sur la dalle de PB1 et son profilé (C) Collage de PB1 (D) Ferrailage de PB2 (E) Boulonnage de PB2 (F) Coffrage de PB2 (G) Bétonnage du raidisseur en BA (PB3-PB5) (H) Perçage (PB3) (I) PB3 avant retourner (J) Boulonnage de PB3 (K) Décoffrage des raidisseurs (L) Bétonnage de PB3	107
5.8	Les étapes de fabrication : (A) Coffrage des dalles (B) Bétonnage des dalles (C) Sablage des dalles (D) Appliquer la colle sur la dalle (E) Appliquer la colle sur le profilé (F) Collage des dalles préfabriquées (G) Boulonnage des réservations (H) Bétonnage des réservations	108
5.9	Les étapes de fabrication de BPB1 : (A) Bétonnage d'une dalle T2 (B) Une dalle T1 (C) Mettre les entretoises (D) Détail de la connexion d'une entretoise (E) Collage des dalles sur les profilés (F) Détail du boulon à l'extrémité muni d'une jauge (G) Boulonnage de réservations (H) Bétonnage des réservations	109
5.10	Les systèmes anti-déversement (A) pour Pu1, PB1 et PB2 et (B) pour les autres poutres	110
5.11	L'instrumentation de différentes poutres	111
5.12	L'instrumentation de BPB1	113
5.13	Mesure de glissement	114
5.14	Détail de la jauge sur le boulon	114
5.15	Les configurations d'essais : (A) Flexion en 3 points (Pu1) (B) Flexion en 3 points (PB1) (C) Flexion en 3 points (PB2) (D) Flexion en 3 points (Pu2) (E) Flexion en 4 points (PB3) (F) Flexion en 3 points (PB3) (G) Flexion en 4 points (bipoutre) (H) Flexion en 4 points BPB1	115
5.16	Les configurations d'essais pour BPB1 (A) Flexion en 3 points centrée sur la dalle (B) Flexion en 4 points centrée sur la dalle (C) Flexion en 4 points centrée sur les profilés (D) Flexion en 4 points diagonale 1 sur les profilés (E) Flexion en 4 points diagonale 2 sur les profilés (F) Flexion en 3 points centrée sur les profilés	116
5.17	Les résultats des flexions 4 points - Déformations	119
5.18	Les résultats des flexions 4 points - Déformations et flèches	120
5.19	Les courbes force-flèche de Pu1, PB1 et PB2.	121
5.20	L'écrasement de la semelle supérieure de Pu1	122
5.21	Les courbes force-déformations en SC de Pu1, PB1 et PB2.	122
5.22	Le déversement d'appui dans PB1	123
5.23	L'évolution des déformations en SC de PB1	123
5.24	L'évolution des déformations en SC de PB2	124
5.25	L'évolution des déformations en SC (PB2)	125
5.26	L'écrasement du béton dans PB2	125
5.27	Les courbes force-flèche de PB3, PB4 et PB5	126
5.28	Les courbes force-déformation de PB3, PB4 et PB5	126
5.29	La ruine de PB3 en SC par écrasement du béton	127
5.30	Les courbes force-glissement de PB3	127
5.31	Le cisaillement de l'interface de PB4	128
5.32	La rupture cohésive dans le béton de PB4	129
5.33	La ruine de PB5 par cisaillement de l'interface	129
5.34	Les fissures visibles en fibre supérieure du béton	130

5.35	Le cisaillement des boulons visible après le démontage	130
5.36	La courbe force-déformation du boulon de PB5	131
5.37	La courbe force-flèche de PB6	131
5.38	La ruine de PB6 par cisaillement de l'interface	132
5.39	Les courbes force-glisement (PB6)	133
5.40	Les fissures observées aux extrémités à 62 kN (PB6)	133
5.41	Les courbes force-flèche de PB7 et PB8	134
5.42	La ruine de PB7 par cisaillement de l'interface	134
5.43	La ruine de PB8 par cisaillement de l'interface suivi par cisaillement du profilé	135
5.44	Les courbes force-déformations en SC (PB7)	135
5.45	Les courbes force-déformations en SC (PB8)	136
5.46	Les courbes force-glisement de PB7 et PB8	136
5.47	Les courbes force-flèche de BPB1	138
5.48	La ruine dans le profilé Est	138
5.49	Les courbes force-déformation de BPB1	139
5.50	La ruine dans le profilé Ouest	139
5.51	Les courbes force-déformations (BPB1)	140
5.52	Les courbes déformations-altitude (BPB1)	141
5.53	L'évolution des déformations dans les boulons	141
5.54	L'évolution des glissements sud et nord	142
5.55	Comparaisons entre les différents comportements	145
5.56	Les courbes force-déformations	146
5.57	Les courbes force-déformations	147
5.58	Les courbes force-flèche	148
5.59	Les courbes force-déformations (BPB1)	149
6.1	Le repère utilisé	153
6.2	Comportement du béton selon l'EC2	154
6.3	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans un cas sans glissement dans le domaine élastique	156
6.4	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans un cas avec glissement dans le domaine élastique	158
6.5	Équilibre d'un tronçon dx - [Buzon, 2003]	160
6.6	L'équilibre d'un tronçon dx par l'effort rasant en phase élastique	165
6.7	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-R-interface	169
6.8	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-R-dalle	170
6.9	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-R-ame	171
6.10	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-R-semelle	173
6.11	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-interface	176
6.12	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-dalle-profilé entièrement tendu	177

6.13	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-dalle-profilé partiellement tendu	178
6.14	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-âme-dalle entièrement comprimée	180
6.15	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-âme-dalle partiellement comprimée	181
6.16	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-semelle-dalle entièrement comprimée	183
6.17	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-semelle-dalle partiellement comprimée	184
6.18	L'équilibre d'un tronçon dx par l'effort rasant après la plastification du béton . . .	186
6.19	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour Pu_1	187
6.20	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour Pu_2	188
6.21	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour Pu_3	188
7.1	(a) Le comportement en compression (b) Le comportement en traction	203
7.2	L'équation de comportement élastique d'un matériau orthotrope	205
7.3	Le modèle 3D du boulon	206
7.4	La poutre (1/4) modélisée avec les conditions aux limites	207
7.5	Variations du maillage	208
7.6	Variations des résultats selon le maillage	208
7.7	Variation du comportement post-fissuration du béton en traction	209
7.8	Variation du comportement de la poutre PB4 en fonction de la variation de la valeur "i"	209
7.9	Comparaison entre les différentes périodes de temps	210
7.10	Les courbes force-flèche de PB4	211
7.11	Vues dans le plan ZY (a) juste avant la rupture (82 kN) (b) après la rupture	212
7.12	Déformations verticales et horizontales dans la zone d'appui juste avant la rupture (82 kN)	212
7.13	Cisaillement de l'interface de PB4 (A) à l'appui (B) sur la mi-travée	212
7.14	Courbes force-flèche de PB3	213
7.15	L'évolution de la plastification du béton	214
7.16	L'écrasement du béton de PB3 dans la zone centrale	214
7.17	La répartition des différents modes de connexion le long de poutre (vue de dessus, dimensions en mm)	215
7.18	Les courbes force-flèche de PB5	215
7.19	L'évolution des déformations du béton à proximité de l'interface	216
7.20	Les 'évolution des déformations dans la zone d'appui	216
7.21	Les courbes déformations selon l'altitude	229
7.22	Les courbes déformations selon l'altitude	230
7.23	Les courbes force-déformations	231
7.24	Un domaine d'intégration	232
7.25	Deux domaines d'intégration	233
7.26	Trois domaines d'intégration	234

7.27	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-E-interface	236
7.28	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-E-dalle-avant fissuration	238
7.29	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-E-dalle-après fissuration	240
7.30	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-E-âme	242
7.31	Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-E-semelle	244
7.32	L'application de la théorème de CASTIGLIANO sur deux domaines	248
7.33	La forme I étudiée	250

Liste des tableaux

2.1	Les résultats expérimentaux obtenus par Ribeiro et al. 2003	36
2.2	Les différentes configurations testées par Fam et al. 2010	41
3.1	Les résultats des essais de traction et cisaillement sur les boulons [E. Cavène, 2016]	63
3.2	Pourcentages massique et volumique des fibres dans le profilé GFRP	65
3.3	Résultats d'essais de traction	68
4.1	Les différentes séries d'éprouvettes push-out	72
4.2	Propriétés du capteur optique	75
4.3	La charge de ruine des éprouvettes boulonnées	79
4.4	Les différents approches pour calculer la résistance ultime des boulons	80
4.5	Comparaison entre les résultats expérimentaux et le calcul à partir des formules existantes	81
4.6	Les paramètres utilisés dans les lois constitutives des éprouvettes boulonnées	86
4.7	La charge de ruine des éprouvettes collées	91
4.8	Comparaison entre les contraintes ultimes expérimentales et les calculs existants . .	92
4.9	Les différents paramètres d'ajustement des courbes pour les éprouvettes collées . .	95
5.1	Tableau récapitulatif des corps d'épreuve	105
5.2	Tableau des mesures	112
5.3	Tableau des mesures	114
6.1	Nomenclature	155
6.2	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour Pu1, Pu2, et Pu3 pour une charge de 10kN	189
6.3	Les paramètres des poutres	190
6.4	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB3 - section centrale	192
6.5	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB3 - section nord (x=1500 mm)	193
6.6	Bilan de confrontation pour la section centrale de PB3 en flexion 4 points	194
6.7	Bilan de confrontation pour la section nord de PB3 en flexion 4 points	194
6.8	Bilan de confrontation pour la section nord de PB4 en flexion 3 points	195
6.9	Bilan de confrontation pour la section centrale de PB4 en flexion 4 points	195
6.10	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB3	196
6.11	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB4	196

7.1	Les paramètres du profilé nécessaire pour la modélisation	205
7.2	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB1	252
7.3	Bilan de confrontation pour la section centrale de PB1 en flexion 3 points	253
7.4	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB1	253
7.5	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB2 (la poutre contient 20 boulons par demi-travée)	254
7.6	Bilan de confrontation pour la section centrale de PB2 en flexion 3 points	255
7.7	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB2	255
7.8	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB3 (flexion 3 pts) (la poutre contient 48 boulons par demi-travée)	256
7.9	Bilan de confrontation pour la section centrale de PB3 en flexion 3 points	257
7.10	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB3	258
7.11	Bilan de confrontation pour la section nord de PB3 en flexion 3 points	259
7.12	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB4	260
7.13	Bilan de confrontation pour la section centrale de PB4 en flexion 3 points	261
7.14	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB4	262
7.15	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB4	263
7.16	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB4	264
7.17	Bilan de confrontation pour la section nord de PB4 en flexion 4 points	265
7.18	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB5	266
7.19	Bilan de confrontation pour la section centrale de PB5 en flexion 3 points	267
7.20	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB5	268
7.21	Bilan de confrontation pour la section nord de PB5 en flexion 3 points	269
7.22	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB5	270
7.23	Bilan de confrontation pour la section centrale de PB5 en flexion 4 points	271
7.24	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB5	272
7.25	Bilan de confrontation pour la section nord de PB5 en flexion 4 points	273
7.26	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB5	273
7.27	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB6	274
7.28	Bilan de confrontation pour la section centrale de PB6 en flexion 3 points	275
7.29	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB6	276
7.30	Bilan de confrontation pour la section centrale de PB6 en flexion 4 points	277
7.31	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB6	277
7.32	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB7 en flexion 3 points	278
7.33	Bilan de confrontation pour la section centrale de PB7 en flexion 3 points	279
7.34	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB7	279
7.35	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour 1/2 BPB1 en flexion 3 points	280
7.36	Bilan de confrontation pour la section centrale de 1/2 BPB1 en flexion 3 points	281
7.37	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour 1/2 BPB1	281
7.38	Les paramètres des poutres HB1 et HB2	282
7.39	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour HB1	283
7.40	Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour HB2	284

Liste des symboles

L	Longueur de la poutre
L_c	Longueur du collage (la longueur collée prise en compte tient compte des réservations non collées des poutres collées)
k_e	Rigidité linéique d'un boulon en N/mm
n	Nombre de rangées des boulons
p	Espacement longitudinale entre les boulons
k	Rigidité surfacique en N/mm ²
E_p	Module d'élasticité du profile en traction
G_p	Module d'élasticité du profile en cisaillement
b_p	Largeur de la semelle
h_p	Hauteur totale du profilé
t_s	Epaisseur de la semelle
t_a	Epaisseur de l'âme
h_a	Hauteur de l'âme du profilé
A_a	Aire de l'âme
Z_e	Position de l'axe neutre élastique avant fissuration
Z_f	Position de l'axe neutre élastique après fissuration
I_{eq}	Moment d'inertie de la section homogénéisée

A_s	Aire de la semelle
A_p	Aire du profilé
d_s	Distance entre le centre de gravité de la semelle et l'axe passant à mi-hauteur du profilé
d	Distance entre le centre de gravité de du profilé et celui de la dalle
I_p	Moment d'inertie du profilé
E_d	Module d'élasticité de la dalle (module calculé analytiquement selon l'EC)
b_d	Largeur de la dalle
h_d	Hauteur de la dalle
A_d	Aire de la dalle
I_d	Moment d'inertie de la dalle par rapport à l'axe Oy
χ	Courbure
e	Déformation longitudinale à l'axe de référence
S_d	Moment statique de la dalle par rapport à l'axe passant a mi-hauteur du profilé Oy
f_d	Resistance ultime du beton en compression
I_{Gd}	Moment d'inertie de la dalle par rapport à son axe passant par son centre de gravité
h	Hauteur totale de la section
A	Aire totale de la section

Chapitre 1

Introduction

It is wise to obey those who are above you, respect those who are in your rank, and be fair to those who are below you.

Ali ibn abi talib (as)

1.1 Contexte

Le bois est un matériau naturel, il est composé de longues fibres de cellulose assemblées par un matériau plus faible appelé "lignine" [Canning *et al.*, 2007]. Le même matériau "cellulose" existe dans le coton mais sans la lignine. Les os dans nos corps se composent d'un matériau fragile appelé hydroxyapatite (phosphate de calcium) et une protéine, le collagène. Ce dernier existe dans les cheveux et les ongles mais sans l'hydroxyapatite. Donc, l'assemblage de ces deux matériaux faibles (cellulose + lignine / hydroxyapatite + collagène) crée un matériau plus fort que les deux : *le matériau composite*.

Un matériau composite est l'assemblage de deux ou plusieurs matériaux ayant des propriétés mécaniques différentes [Hull, 1996]. Ces matériaux peuvent être séparés après leur assemblage normalement parce qu'ils ne se dessoudent pas ni se fondent après l'assemblage [Hull, 1996]. Les matériaux composites existent depuis très longtemps : les briques de boue, le béton, etc. Mais les composites avancés sont des matériaux composites traditionnellement utilisés dans les industries aérospatiales. Dès leurs premiers succès au début des années 1970 dans les avions militaires aux États Unis, ces matériaux deviennent essentielles car ils offrent des avantages tels que faible poids, résistance à la corrosion, résistance à la fatigue élevée, assemblage plus rapide que les matériaux traditionnels, etc. Aujourd'hui, on fabrique des raquettes de tennis et des vélos en fibre de carbone, des instruments médicaux en fibres de graphite, la voiture "Corvette" en fibres de verre, etc. Ces produits sont des polymères renforcés par des fibres (PRF). Il s'agit d'un polymère (par exemple époxy, polyester, polyuréthane) renforcé par des fibres de haute performance et de faible diamètre ($10\mu\text{m}$) (par exemple, carbone, verre, kevlar) [Kaw, 2005, Jones, 1998, Hollaway, 2001].

Dans la construction, les premières utilisations de PRF apparaissent pendant la deuxième guerre mondiale avec l'introduction de radômes. Le matériau utilisé pour ces structures était le GFRP (polymère renforcé par des fibres de verre) car il atténue les ondes radio qui le traversent ; par conséquent, il a la propriété physique d'être transparent aux radars [Hollaway, 2003]. Pendant les années 1950s et 1960s, le domaine de la construction manquait d'expérience et de spécialistes [Hollaway, 2003]. Durant les années 1970s, les ingénieurs civils, les architectes ainsi que les sociétés de construction commençaient à utiliser les PRFs dans les structures surtout les panneaux dans plusieurs bâtiments au Royaume-Uni [Hollaway, 2003]. Pendant les années 1980s, les ingénieurs cherchaient un matériau résistant et durable qui peuvent remplacer les matériaux classiques dans les environnements agressifs. Ils ont essayé de fabriquer les PRF avec un processus automatisé et la méthode la plus pratique trouvée était la pultrusion [Hollaway, 2003].

Au cours des trois dernières décennies l'utilisation de matériaux composites avancés dans la construction a considérablement augmenté. Ce développement est dû principalement à la réduction des coûts grâce à l'automatisation de la fabrication, y compris les coûts indirects et la durée de vie. D'ailleurs, le recul et l'expérience acquis dans l'utilisation des composites sans oublier l'avancement dans le domaine de caractérisation de composite ont encouragé les ingénieurs et chercheurs à développer des nouvelles structures en PRF. Les premières utilisations des PRF dans la construction furent pour la réparation des structures existantes où les fibres de carbone ou de verre étaient principalement utilisées : réparation des ponts [Ramos *et al.*, 2004, Biddah, 2006], renforcement des structures en béton armé [Saadatmanesh et Ehsani, 1991, Triantafillou et Plevris, 1992, Meier, 1995, Arduini et Nanni, 1997, Norris *et al.*, 1997, Toutanji, 1999, El-Hacha *et al.*, 2001, Grace *et al.*, 2002, El-Amoury et Ghobarah, 2002, Mukherjee et Arwika, 2007, da Fonseca *et al.*, 2014], renfor-

cement des structures métalliques [Zhao et Zhang, 2007], renforcement des structures en maçonneries [Triantafillou, 1998] et confinement des colonnes [Seible *et al.*, 1997, Li *et al.*, 1999].

Par ailleurs, la capacité de fabrication en plusieurs formes et dimensions rend le travail avec les PRF plus flexible. Par exemple, des recherches récentes sur l'utilisation des armatures en GFRP dans le béton ont été effectuées [Barris *et al.*, 2009, Chen et Choi, 2010, Hossain *et al.*, 2012, Maranan *et al.*, 2014, Mazaheripour *et al.*, 2016, Goldston *et al.*, 2016]. D'ailleurs, une autre forme produite en PRF est la forme pultrudée. Ces produits, essentiellement en GFRP, sont de plus en plus utilisés dans la construction des passerelles aux États Unies, l'Europe, et l'Asie [Bakis *et al.*, 2002, Hota et Hota, 2002, Canning *et al.*, 2007, Gan *et al.*, 1999, Foster *et al.*, 2000, Aref et Parsons, 2000, Turner *et al.*, 2004, Karbhari, 2004, Wan *et al.*, 2005, Hejll *et al.*, 2005, Lee *et al.*, 2007, Zi *et al.*, 2008a, Zi *et al.*, 2008b, Bai et Keller, 2008, Park, 2009, Zhu et Lopez, 2014]. La légèreté de ces matériaux par rapport aux matériaux traditionnels de construction est la raison principale de cette utilisation. Effectivement, un tablier en GFRP est quatre fois moins lourd qu'un tablier en béton [Hota et Hota, 2002]. Une autre utilisation des formes pultrudés est possible dans les structures en sandwich [Mouritz et Thomson, 1999, Russo et Zuccarello, 2007, Awad *et al.*, 2012, Satasivam *et al.*, 2014].

Malgré ce développement dans l'utilisation des PRF et notamment les profilés pultrudés en GFRP dans ces structures, la nature orthotrope et l'instabilité de ces éléments structuraux [Jones, 1998, Hollaway, 2001, Kaw, 2005] posent toujours des problèmes pour les chercheurs [Webber *et al.*, 1985, Bolotin, 1996, Elghazouli *et al.*, 1999, Roberts et Al-Ubaidi, 2002, Hai *et al.*, 2010, Francesco, 2014]. Pour résoudre ce problème et bénéficier des avantages nombreux de PRF, des auteurs ont proposé l'assemblage de ces profilés avec du béton pour créer un élément hybride qui soit plus rigide pour résister à l'instabilité du GFRP seul [Deskovic *et al.*, 1995, Hall et Mottram, 1998, Canning *et al.*, 1999, Fam et Rizkalla, 2002, Ribeiro *et al.*, 2003, Hulatt *et al.*, 2003a, Hulatt *et al.*, 2003b, Nordin et Täljsten, 2004, Correia *et al.*, 2007, Correia *et al.*, 2009a, Chakraborty *et al.*, 2011, El-Hacha et Chen, 2012, Aydin et Saribiyik, 2013, Nguyen *et al.*, 2013, Neagoe *et al.*, 2015]. Dans ces travaux, les auteurs réussissent à augmenter la rigidité et la charge de ruine des profilés pultrudés. Cependant, le comportement fragile du profilé empêche toujours d'avoir un comportement ductile qui ressemble au comportement des structures mixtes acier-béton. Une des raisons qui peut modifier ce comportement est le type de connexion à l'interface. Il existe deux méthodes : collage et boulonnage [Rübben, 1983, Park *et al.*, 2006, Biscaia *et al.*, 2012, Satasivam et Bai, 2014, Park *et al.*, 2007]. Les deux méthodes ont leurs points faibles et avantages concernant la rapidité de mise en œuvre et installation d'un côté, et le comportement mécanique global de la structure d'un autre côté.

1.2 Objectifs et limites du travail

Ce travail vise à étudier le comportement mécanique statique instantané des poutres hybrides GFRP-Béton.

L'objectif général de la thèse est de compléter d'une part les données expérimentales de la littérature, aussi bien au niveau de la connexion que des éléments de structures. La connexion par

collage sera mise en avant et comparée à la connexion par boulonnage. D'autre part, sur le plan de la modélisation, l'approche poutre multicouche sera étendue à tous les cas de figures et la prise en compte du glissement sera généralisée.

Différentes échelles d'étude sont utilisées : le matériau, l'interface et l'élément de structure. Ce travail comporte une partie expérimentale importante à ces différentes échelles mais également une partie modélisation numérique en variables locales ou généralisées.

Les matériaux constructifs (GFRP, béton, adhésif) sont d'abord caractérisés. Puis le comportement de l'interface est étudié par essai push-out sur 7 configurations différentes (POPB1-POPB7) comprenant les deux types de connexion : boulonnage et collage. Cet essai a pour but de caractériser l'interface entre le PRF (GFRP dans notre cas) et le béton. A partir des résultats obtenus, huit poutres (PB1-PB8) dont la section, la portée, la connexion diffèrent, sont construites et testées en flexion trois points jusqu'à la rupture. Les résultats sont exploités pour construire une passerelle (bi-poutre : BPB1) qui est testée de la même manière.

Cette phase expérimentale est accompagnée par une modélisation analytique. Des équations qui s'appuient sur la théorie des poutres multicouches sont développées pour étudier le comportement en flexion de ces structures en phase élastique et à la ruine, en prenant en compte le glissement ou pas. Pour avoir un regard plus proche et pour répondre aux questions concernant les observations expérimentales, une modélisation 3D en EF est développée pour les différents cas. Les comportements : dynamique, en fatigue ou sous sollicitations de longue durée (fluage, retrait, vieillissement...) ou accidentelles (choc, incendie...) sont hors du cadre de ce travail.

1.3 Organisation de la thèse

Pour satisfaire les différents objectifs, la thèse est structurée de la façon suivante :

- Le chapitre 2 présente une étude bibliographique approfondie sur les poutres hybrides et une synthèse de nos choix de section et d'essais à effectuer.
- Le chapitre 3 présente la définition des matériaux utilisés et les résultats des essais de caractérisation.
- Le chapitre 4 présente l'essai push-out et ses résultats ainsi que la comparaison avec des modèles existants.
- Le chapitre 5 présente les différentes poutres à tester, leur construction, leurs configurations d'essais, résultats et analyse.
- Le chapitre 6 résume les modèles de calcul analytiques adaptés et présente notre développement en phase élastique et à la ruine, sans et avec glissement ainsi que les différents résultats obtenus à partir de la confrontation mesures/calcul.

- Le chapitre 7 présente le modèle 3D en EF que l'on a construit. Dans ce chapitre, les différents résultats et observations sont discutés.
- Le dernier chapitre résume les conclusions retenues et ouvre de nouvelles perspectives.

Chapitre 2

État de l'art

Ask in order to understand, and do not ask in order to find fault.

Ali ibn abi talib (as)

2.1 Introduction

Dès le début de la construction, l'homme a toujours cherché à trouver et combiner les matériaux pour construire une structure résistante pour des raisons de protection et sécurité. Après l'utilisation du bois et des pierres, de la terre et de l'argile, de la chaux et du gypse, les Romains au 1er siècle avant J.C ont utilisé des blocs de maçonnerie renforcés par l'acier [Faber et Mead, 1977, Wright, 2009]. Avec l'explosion démographique et économique ayant suivi la révolution industrielle, le besoin de grands bâtiments est apparu. Ces grands bâtiments nécessitaient la présence d'un matériau résistant et facile à adapter pour la construction "verticale" des bâtiments dans les villes. Les recherches ont amené les ingénieurs à découvrir le béton armé au début du 20e siècle [Charles Marsh, 1916].

Pour remplacer les ponts détruits à la guerre mondiale, et pour des besoins de rapidité de mise en œuvre dans les bâtiments, les ingénieurs ont créé les structures mixtes acier-béton. Les profilés en acier sont livrés au chantier où le béton est coulé sur-place [Johnson, 1994]. La connexion de ce type de structures est faite par des goujons métalliques soudés sur les profilés pour assurer un transfert le cisaillement entre le béton et le profilé [Vayas et Iliopoulos, 2013]. La section hybride est conçue de manière à ce que le béton résiste à la compression et le profilé résiste à la traction. Cependant, l'acier utilisé dans les ponts a toujours besoin d'entretien et des traitements spéciaux contre la corrosion. De plus, le transport des profilés au chantier est coûteux et le travail avec des profilés lourds en acier présente des défis. Ces aspects, ainsi que l'évolution des matériaux composites avancés (les PRF), ont motivé les chercheurs à développer, toujours dans le même concept de section mixte, une section hybride en assemblant le béton avec des profilés en PRF, notamment GFRP, au lieu de l'acier. Vu qu'il n'est pas possible de souder les profilés composites, les goujons soudés ont été remplacés par des boulons vissés comme une alternative de connexion. Un autre mode de connexion récent, le collage, utilisé aussi dans des recherches sur des structures mixtes acier-béton [Tout, 2014], peut être appliqué dans les structures hybrides proposées. Ces structures sont plus faciles à manipuler grâce à leur légèreté et elles induisent moins de risques dans les chantiers grâce à leur nature isolante. Les profilés en PRF ne se corrodent pas et ils ont une bonne résistance aux agents chimiques. De plus, les PRF possèdent des hautes résistances en traction/flexion qui peuvent être comparées à l'acier. Également, elles présentent plusieurs avantages environnementaux et économiques. Selon [Daniel, 2003], le coût total d'un pont fabriqué en matériaux composites est la moitié le coût d'un pont fabriqué avec des matériaux traditionnels. Cette étude a pris en compte les coûts de fabrication, réparation, durée de vie, effet sur l'environnement ainsi que la consommation d'énergie. En conséquence, l'idée de "structures hybrides" était largement acceptée. Dans les prochaines sections, on présentera les travaux antérieurs sur les structures hybrides issues des recherches : la poutre hybride et le tablier hybride.

Remarque 1 : Toutes les illustrations dans les prochaines sections ne sont pas présentées selon l'échelle.

Remarque 2 : Dans les illustrations, les éléments en jaunes sont en GFRP et ceux en gris sont en béton (sauf dans quelques cas indiqués).

2.2 Poutre hybride

2.2.1 Deskovic et al. 1995

Ce travail est l'un des premiers sur les poutres hybrides. Selon [Deskovic *et al.*, 1995] la résistance de GFRP en compression est la moitié de celle en traction. En conséquence, la semelle comprimée du GFRP doit être renforcée par un matériau avec un rapport résistance en compression/coût plus élevé. Ce matériau est le béton. D'ailleurs, vu que la déformation ultime de CFRP (0.8 %) est moins que celle de GFRP (1.2 %), le collage d'une bande en CFRP sur la fibre inférieure du GFRP sert à avertir d'une rupture imminente, où sa rupture sera mobilisée en premier pour donner une alerte avant l'écrasement du béton qui vient en deuxième ce qui constitue, selon l'auteur, une *pseudo-ductilité* (fig. 2.2). L'auteur étudie les différents modes de ruine mais il ne prend pas en compte le cisaillement à l'interface parce qu'il considère que ce mode n'est pas crucial étant donné que la colle présente théoriquement toujours une résistance au cisaillement plus élevée que celle du béton.

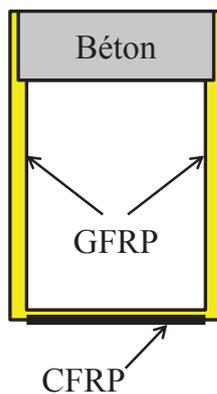


FIGURE 2.1: La section proposée par Deskovic et al. 1995

Trois poutres sont construites avec un profilé GFRP en forme de boîte, le béton dans la zone de compression et deux bandes de CFRP collées sur la semelle inférieure du profilé. La dalle était non-armée et coulée sur place. L'auteur a choisi la section (voir figure 2.1) selon des équations développées à partir des critères possibles de rupture : cisaillement de l'âme, flambement de l'âme, rupture en flexion par la rupture des bandes CFRP suivie par l'écrasement du béton (rupture souhaitée) et l'instabilité latérale.

La portée était 3.0 m testée en flexion 3 points. La profondeur totale de la section était 300 mm avec une largeur de 180 mm. Il y avait des petites différences des épaisseurs des âmes et les semelles ainsi que la section du CFRP entre les trois poutres. Avant de tester les poutres hybrides, un profilé a été testé dans la même configuration. Les résultats ont montré une cohérence avec les essais de traction uni-axial faits sur des éprouvettes coupées du profilé en GFRP. Donc, l'auteur a conclu que l'essai de traction du GFRP par traction donne des valeurs fiables à utiliser pour modéliser les poutres hybrides en flexion. La dalle avait une hauteur de 53 mm avec une résistance moyenne en compression à 28 jours égale à 45 MPa.

Des raidisseurs en acier et bois ont été installés aux extrémités et à mi-travée pour empêcher la rupture locale prématurée. La connexion était prévue exclusivement par collage, mais vu que la première poutre (poutre 1) a rompu par cisaillement à l'interface, les auteurs ont décidé de renforcer cette dernière avec des boulons précontraints le long des poutres 2 et 3 avec un espacement de 190 mm. Les poutres 2 et 3 ont présenté une rupture, comme prévu, par écrasement du béton avec un comportement pseudo-ductile (voir figure 2.2).

Cette étude, effectuée dans une configuration particulière, montre notamment que l'on peut avoir intérêt à éviter une ruine prématurée de la connexion pour atteindre des performances structurelles plus élevées avec un mode de ruine par compression du béton. Les bandes de CFRP utilisées sont coûteuses et "gaspillées" car leurs propriétés mécaniques élevées ne servent qu'à augmenter la rigidité de la poutre dans la première phase de chargement. Ce travail était parmi les premiers d'où le risque de cisaillement à l'interface n'était pas considéré comme un point principal pour le design. Les avantages de ce modèle est la présence de pseudo-ductilité structurale qui surmonte la fragilité du GFRP.

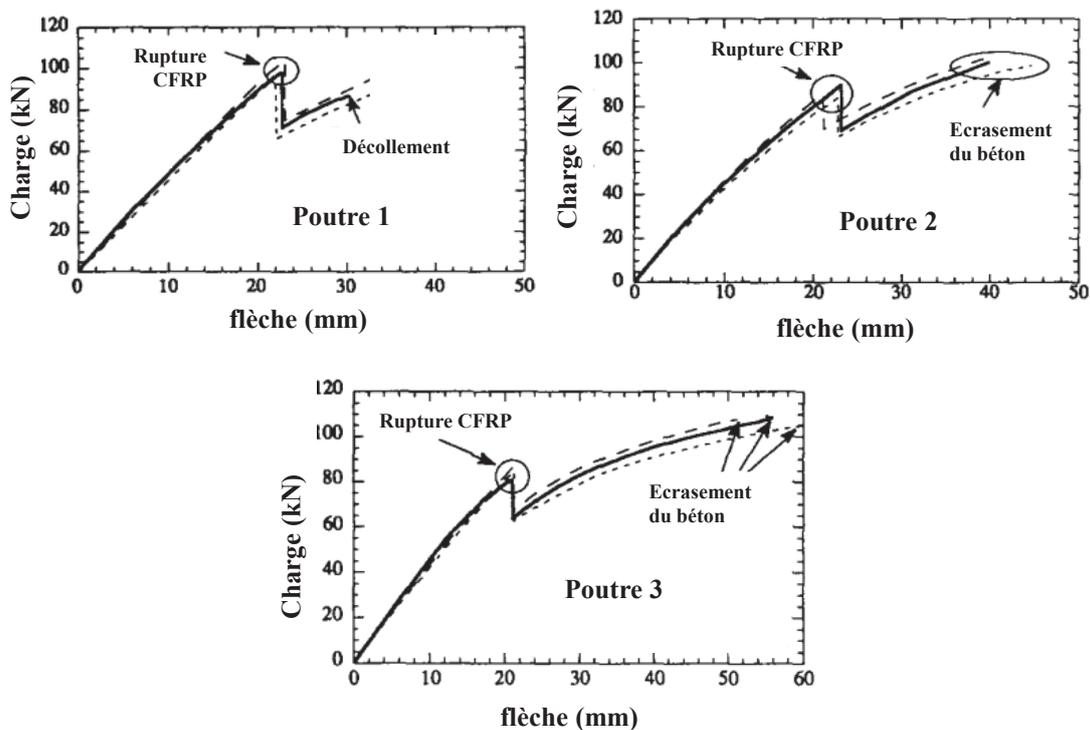


FIGURE 2.2: Les courbes charge-flèche des 3 poutres (Deskovic et al. 1995)

2.2.2 Hall et Mottram 1998

Pour économiser et avoir une section sans butées métalliques, [Hall et Mottram, 1998] a proposé une section en T inversée, où la semelle inférieure sert à créer une butée mécanique. Ce mode de connexion est renforcé par l'époxy dans certaines poutres. L'auteur vise à étudier le comportement à l'interface de ce type de connexion. Il a construit et testé 12 poutres en flexion 4 points jusqu'à la ruine. La portée était 2000 mm. Les détails des 12 poutres sont représentés sur la figure 2.3.

Une colle époxy a été appliquée pour coller les deux profilés (poutres 7-12). Un essai pull out a été réalisé pour obtenir la résistance en cisaillement à l'interface (béton utilisé avait une $f_c = 33$ MPa). L'auteur a obtenu une contrainte de 3.3 MPa pour les éprouvettes non collées et 5.2 MPa pour celles collées avec une rupture cohésive dans le béton. La dalle armée a été coulé sur place pour l'ensemble des poutres.

La plupart de poutres ont eu leur rupture en cisaillement du béton. La poutre 5 a eu sa rupture en cisaillement âme-semelle et les poutres 6 et 10 par cisaillement à l'interface. Dans ces deux dernières, la connexion était uniquement établie par l'adhésion. Dans les poutres 7,9 et 11, dont la connexion était par l'époxy, le cisaillement à l'interface était au niveau du béton (cohésif) ce qui est cohérent avec l'essai pull-out. Les courbes force-flèche étaient quasi-linéaire jusqu'à la ruine même celle de la poutre 11 où la rupture a été en compression du béton. L'auteur a indiqué qu'il y a une relation entre le mode de ruine observé et le rapport entre la travée de cisaillement et la profondeur totale de la poutre : quand ce rapport augmente, la rupture change du cisaillement du béton à la compression du béton.

L'auteur conclut l'importance de dimensionner la section de telle sorte que l'interface ne soit pas une faiblesse. Il recommande aussi de renforcer le béton en cisaillement pour contrôler la rupture vers l'écrasement du béton.

L'objectif de ce travail était de profiter des profilés pour créer une connexion par adhérence sans l'utilisation des butées métalliques, et pour créer un coffrage permanente du béton. Les profilés sont fabriqués par pultrusion et la colle est appliquée sur des poutres dans la campagne expérimentale. L'auteur n'a pas réussi à empêcher le cisaillement de l'interface qui a commencé à être une vraie contrainte pour les poutres hybrides. De plus, l'auteur cite quelques défauts de fabrication des GFRP qui peuvent engendrer des ruptures en cisaillement dans le profilé lui-même.

Poutres (*Dimensions en mm*)

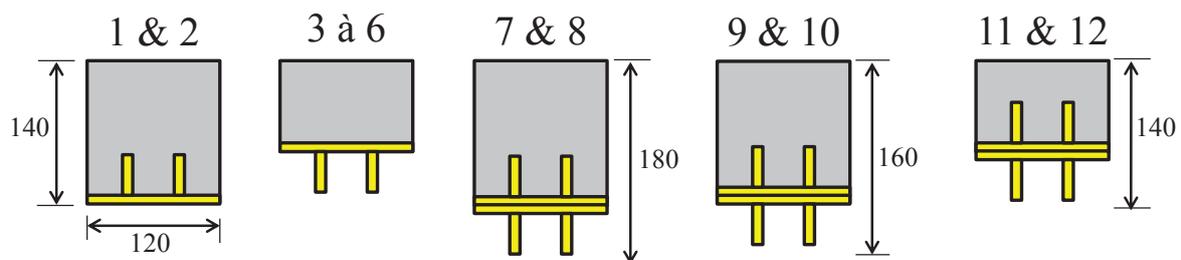


FIGURE 2.3: Les 12 différentes sections testées par Hall et al. 1998

2.2.3 Canning et al. 1999

Dans cette étude, la section était une boîte en GFRP, fabriquée par la méthode lay-up, qui constitue un coffrage pour le béton entièrement en compression. La partie inférieure de la section est renforcée par des fibres de carbone unidirectionnelle pour augmenter la rigidité et la résistance en traction. Pour empêcher le flambement (wrinkling) de l'âme de GFRP, une mousse remplissait le noyau de la boîte. La dalle non armée, a été coulé sur place ou préfabriquée.

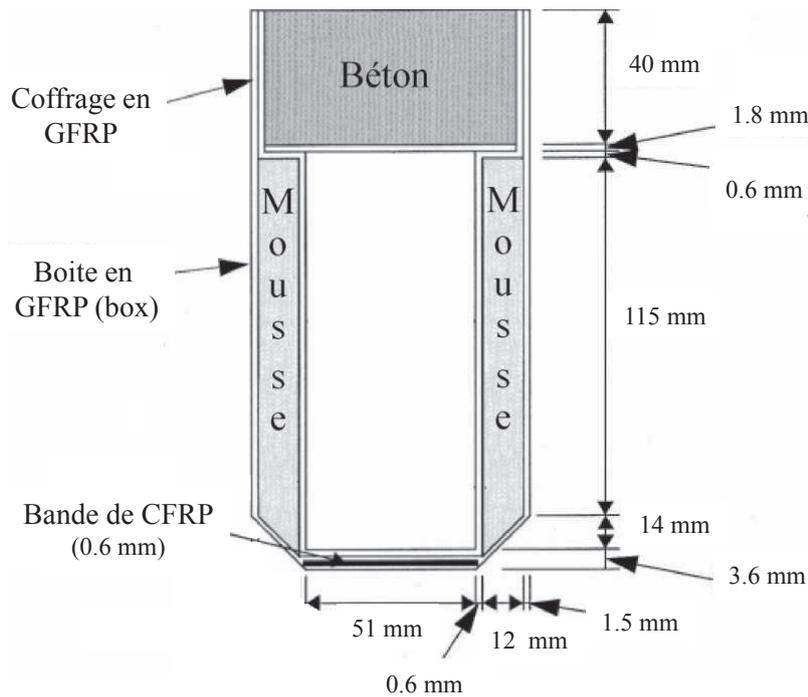


FIGURE 2.4: La section étudiée par Canning et al. 1999

Six poutres ayant une travée de 1500 mm ont été testées avec la même configuration en flexion 4 points. La seule différence entre les différentes poutres est la connexion entre le béton et le coffrage en GFRP. Une poutre présentait des rainures dans le coffrage pour établir la connexion avec le béton. Trois autres poutres avaient une connexion par époxy appliquée selon trois méthodes différentes. Une poutre avec une connexion mécanique par des boulons horizontaux liant les deux faces verticales du GFRP. Une dernière poutre avec une colle époxy adapté pour coller le béton frais.

La résistance du béton utilisé pour les six poutres était de l'ordre de 40 MPa. Ses calculs faits selon BS 8110 donnent une force de cisaillement à l'interface égale à 48.6 kN qui conduit à une contrainte à l'interface de 0.81 MPa (l'interface il s'agit des deux faces verticales de GFRP en contact avec le béton). L'époxy avait une résistance à la traction égale à 23.2 MPa. L'effort maximal par boulons était 12.15 kN (11 boulons sur toute la longueur). Les courbes force-flèche sur la figure 2.5 montrent une rigidité plus grande des poutres collées par rapport à la poutre boulonnée. Ce mode de connexion fournit une action complète de composite. Les modes de rupture ne sont pas indiqués sauf pour la première poutre dans laquelle une séparation entre le béton et le GFRP a eu lieu à une charge de 22 kN.

Cette étude montre que, dans cette configuration, le collage s'avère plus performant que le boulonnage (plus rigide et plus résistant).

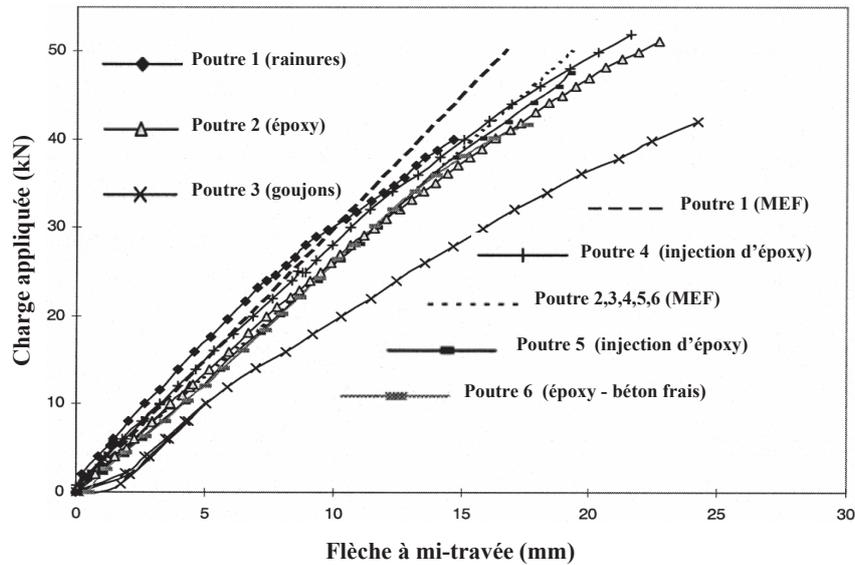


FIGURE 2.5: Les courbes force-flèche (Canning et al. 1999)

[Canning *et al.*, 1999] a développé le modèle de [Deskovic *et al.*, 1995] en ajoutant de la mousse dans l'âme pour résister au flambement et cisaillement. L'auteur a essayé 6 techniques de connexion à l'interface et il a trouvé que la meilleure solution pour qu'on puisse avoir une action complète du composite sera par le collage à l'interface. Le collage le plus utile est l'application de l'époxy adaptable pour coller le béton frais. Sa section est difficile à construire. De plus, le profilé qu'il utilise n'est pas fabriqué par une méthode automatisée ce qui rend la structure plus chère et la durée de construction plus longue. L'auteur lui-même dit que ces matériaux ne sont pas très exploités parce qu'ils ont besoin d'une main d'œuvre spécialisée, d'une haute surveillance et conduit à un coût initial élevé. Par ailleurs, [Zhang *et al.*, 2015] a montré récemment que ce type de colle tolérant à l'humidité (colle fraîche) est moins performant que la colle adaptée pour du béton préfabriqué (le collage à sec).

2.2.4 Van Erp et al. 2002

Dans un cadre d'un projet pour la construction d'un pont hybride, [Van Erp *et al.*, 2002] a construit une poutre hybride dont la section est identique à celle de [Deskovic *et al.*, 1995] avec la modification de la semelle supérieure du profilé (voir figure 2.6). Selon l'auteur, le dimensionnement d'une section dont la rupture initiale soit en traction du CFRP rend la section haute, ce qui n'est pas souhaitable dans la construction des ponts. En conséquence, la section proposée a un renforcement au niveau de la semelle supérieure en compression et son béton est fibré pour améliorer le comportement de la fibre comprimée dans la section centrale. Les résultats de cette modification pour une poutre de 3 m de portée montrent un comportement ductile avec une rupture finale (en traction de CFRP/GFRP) à une charge 20 % supérieure à la charge correspondante à l'écrasement du béton.

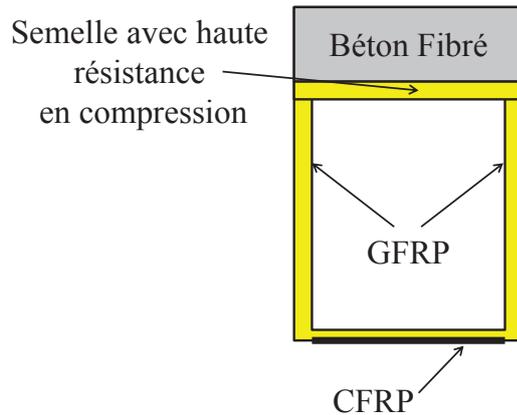


FIGURE 2.6: La section proposée par Van Erp et al. 2002

2.2.5 Fam et Rizkalla 2002

La mixité entre le béton et le PRF a été appliquée pour les profilés en tube. Il s'agit de tubes en PRF remplis par le béton. Une première étude faite par [Mirmiran et Shahawy, 1997] a constaté que cette forme de structure augmente la résistance et la rigidité des tubes en PRF. Cet aspect est lié au fait que le béton constitue un raidisseur interne pour que le tube ne flambe pas et permet ainsi d'utiliser la capacité ultime du tube. Le béton était non-armé et coulé sur place.

[Fam et Rizkalla, 2002] ont réalisé des expériences sur des tubes en GFRP remplis par du béton. Vingt poutres ont été testées en flexion quatre points. Les différentes sections testées sont présentées sur la figure 2.7. La portée de tubes testés variait de 1.07 m à 10.4 m et leurs diamètres de 89 mm au 942 mm. La résistance du béton variait entre 28 MPa et 67 MPa. Pour 12 tubes, la connexion entre le béton et le tube était améliorée par des gros grains de silice collés par l'époxy sur les faces intérieures avant le coulage du béton. Aucun glissement n'a été mesuré dans ces poutres. Cependant, pour les 8 autres, le glissement variait entre 1 mm et 22 mm selon la portée. Pour la plupart des tubes remplis (11/13), la rupture a eu lieu en traction (flexion). Les courbes force-flèche étaient quasi-linéaires. Un gain optimal de rigidité est obtenu par le trou dans le tube. Il est à noter que ce système a été étudié par [Zhao *et al.*, 2000] mais avec des tubes en CFRP. Les observations concernant les gains en résistance et rigidité étaient les mêmes comme [Fam et Rizkalla, 2002].



FIGURE 2.7: Les différentes configurations testées par Fam et al. 2002

[Fam et Rizkalla, 2002] présente une section intéressante pour les structures hybrides mais plutôt pour les éléments verticaux (pieux-colonnes) où le béton est totalement en compression et la résistance élevée de CFRP/GFRP est exploitée en confinement. L'application dans les tabliers et les éléments horizontaux est compliquée.

2.2.6 Ribeiro et al. 2003

[Ribeiro *et al.*, 2003] ont effectué une étude de 4 poutres hybrides où la connexion est obtenue uniquement par l'adhérence naturelle GFRP/béton. Quatre poutres hybrides sont testées (figure 2.8) en flexion 4 points avec une portée de 510 mm. Le béton polymère était utilisé avec une résistance en compression de l'ordre de 80 MPa. Il était non-armé et coulé sur place. Les différents résultats obtenus sont représentés dans le tableau 2.1. Les auteurs ont conclu que cet assemblage présente une amélioration significative de la résistance en flexion des profilés malgré la faible adhérence GFRP-béton. L'effet synergique mesuré dans le tableau 2.1 est par rapport à la somme de capacités ultimes des deux composants.

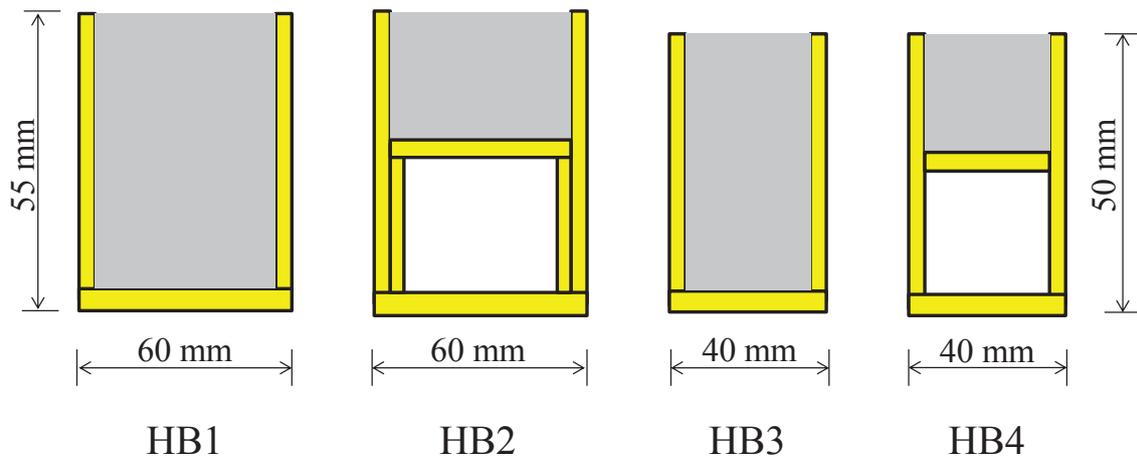


FIGURE 2.8: Les différentes configurations testées par Ribeiro et al. 2003

Poutre	Force ultime (kN)	Mode de ruine	Effet synergique (%)
HB1	38.07	Cisaillement de l'interface + écrasement du béton	233
HB2	26.96	Cisaillement de l'interface	203
HB3	32.06	Rupture de la semelle inférieure par traction	258
HB4	16.93	Cisaillement de l'interface	171

Tableau 2.1: Les résultats expérimentaux obtenus par Ribeiro et al. 2003

Ce travail montre que l'adhérence naturelle entre le béton et le GFRP est presque nulle. La géométrie de ses sections est proche de celles de [Deskovic *et al.*, 1995]. Cependant, il présente une observation très intéressante concernant la largeur variable du profilé dans la section pour serrer

le béton et empêcher le glissement. Toutefois, cette technique nous paraît difficile à appliquer dans le processus automatisés de fabrication.

2.2.7 Hullat et al. 2003

Etant donné que la partie du béton en dessous de l'axe neutre est moins efficace après fissuration, les auteurs ont repris le principe de la boîte et ont cherché à optimiser la section de telle sorte que l'axe neutre soit situé entre le béton et le GFRP (voir figure 2.9). Vu que le béton (coulé sur place et non-armé) dans cette section sera entièrement comprimé, des bandes en CFRP sont utilisées pour augmenter la résistance en traction. Deux types de section sont construits. Une section A dont 4 poutres sont totalement testées et la section B où deux poutres sont testées. Les poutres de la catégorie A sont censées avoir leur rupture en flambement de l'âme. Cependant, les âmes de la catégorie B sont renforcées par 4 couches des GFRP (2 couches dans "A") pour empêcher le flambement et avoir une rupture en cisaillement à l'interface entre le béton et le profilé. Le choix de ces deux modes de ruine spécifiques n'est pas claire.

Pour caractériser l'interface, l'essai pull-off était effectué (voir figure 2.10) avec 4 types d'adhésif, tous adaptés pour coller le béton frais. La résistance du béton varie entre 29.6 MPa et 44.3 MPa dans ces éprouvettes pull-off. La meilleure résine a une résistance de 3.47 MPa en pull-off est utilisée pour la construction des poutres.

Les six poutres sont testées en flexion 4 points avec une portée de 1500 mm et les résistances du béton sont à peu près les mêmes pour les différentes poutres (entre 36 et 43 MPa). Des raidisseurs en GFRP sont utilisés pour la catégorie "B" et pour deux poutres dans la catégorie "A". Les deux autres poutres sont rigidifiées par des raidisseurs en bois. L'espacement des raidisseurs est 75 mm le long des poutres. Dans les poutres de la catégorie "A", l'espacement entre les raidisseurs est augmenté en deux régions pour réduire la résistance au flambement.

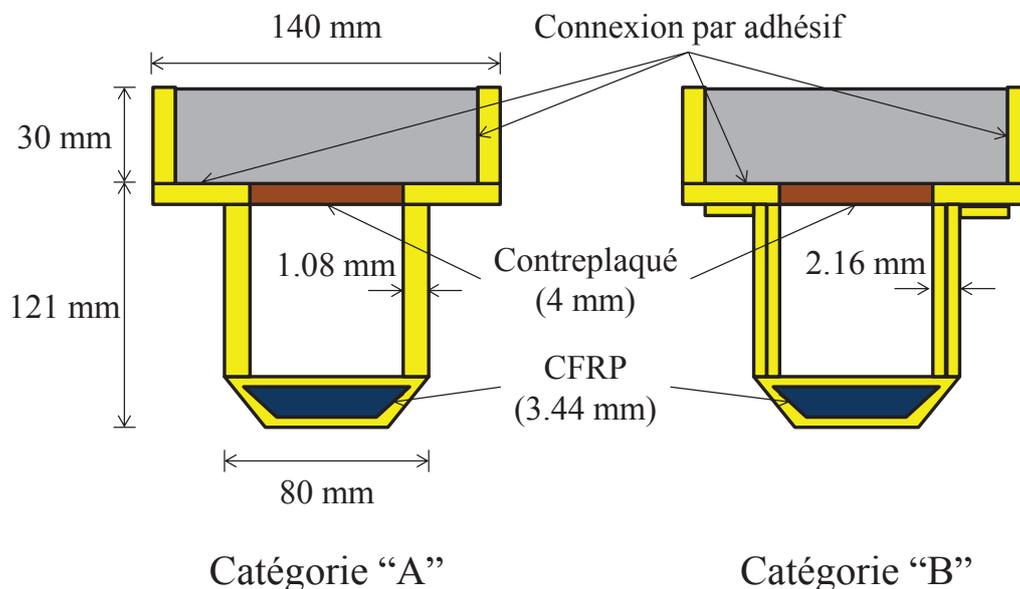


FIGURE 2.9: Les deux types des sections testés par Hulatt et al. 2003

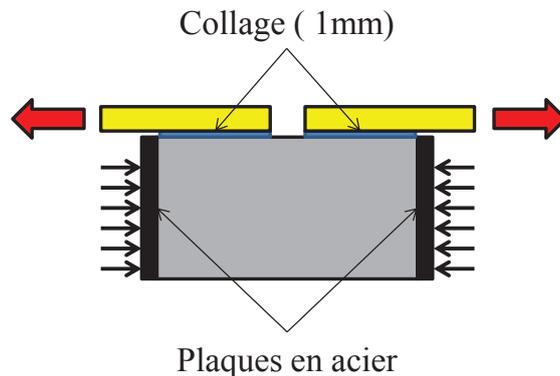


FIGURE 2.10: La configuration d'essai pull-off effectué par Hulatt et al. 2003

Les poutres de la catégorie "A" ont la rupture en flambement de l'âme dans les zones manquées des raidisseurs positionnées sur les zones cisillées. Les poutres de la catégorie "B" ont leur rupture en écrasement du béton dans la zone de flexion et aucun cisaillement à l'interface n'a été observé. Selon l'auteur, comme aucune rupture à l'interface n'a été observée, la connexion de cisaillement ne semble donc pas cruciale [Hulatt *et al.*, 2003b].

La section étudiée présente un coffrage complet du béton. Par contre, la connexion entre le contreplaqué et le GFRP/béton n'est pas indiquée comment établie. Si elle est établit par le collage, les zones de collage présentent des faiblesses dans la section vu que la surface du collage est très petite et elle est subi à un effort direct de cisaillement. Si le bois est à enlever après le durcissement du béton. Pour des sections plus large soumises à une charge centrale, la section risque le poinçonnement, sinon, une dalle plus large serait à dimensionner ce qui rend la section plus lourde est ensuite perd son point intéressant. D'ailleurs, ce travail présente l'essai pull-off pour la caractérisation de l'interface qui applique un cisaillement pur et permet à expérimenter précisément l'effort à l'interface.

2.2.8 Nordin et Täljsten 2004

[Nordin et Täljsten, 2004] ont adapté l'idée de [Deskovic *et al.*, 1995] de renforcer le GFRP par des bandes en CFRP. Par contre, cette fois le profilé est pultrudé en forme I. L'auteur essaie de comparer deux types de connexion : le collage et le boulonnage. Ainsi, il veut trouver l'influence de cette combinaison sur le comportement de GFRP tout seul. Pour cela, il a testé trois poutres en flexion 4 points (voir figure 2.11). Poutre "A", il s'agit d'un profilé en I renforcé par une bande de CFRP en fibre inférieure. Poutre "B" : poutre "A" avec une dalle du béton non armée, coulée sur place et une connexion par boulonnage. Poutre "C" : poutre "A" avec une dalle du béton préfabriquée, non-armée et une connexion par collage (époxy). Les poutres avaient la même travée de 2700 mm et testées dans la même configuration. La poutre "A" a eu une rupture prématurée à cause de l'instabilité. Pour éviter ce problème, les deux autres poutres ont été renforcées par des raidisseurs en bois. La poutre "B" a eu sa rupture en compression du béton avec aucun échec de la connexion à l'interface. La poutre "C" a eu sa rupture à une charge plus grande que celle de poutre "B" (6 %) mais avec un cisaillement à l'interface (cohésive dans le béton). Le comportement de la poutre collée montrait une rigidité plus grande que celle boulonnée. Par contre, aucune indication ne nous

donne la différence de résistance du béton en compression ni en traction entre les deux cas. Les deux poutres hybrides montraient une amélioration au niveau de rigidité et résistance ultime par rapport au profilé tout seul (poutre "A").

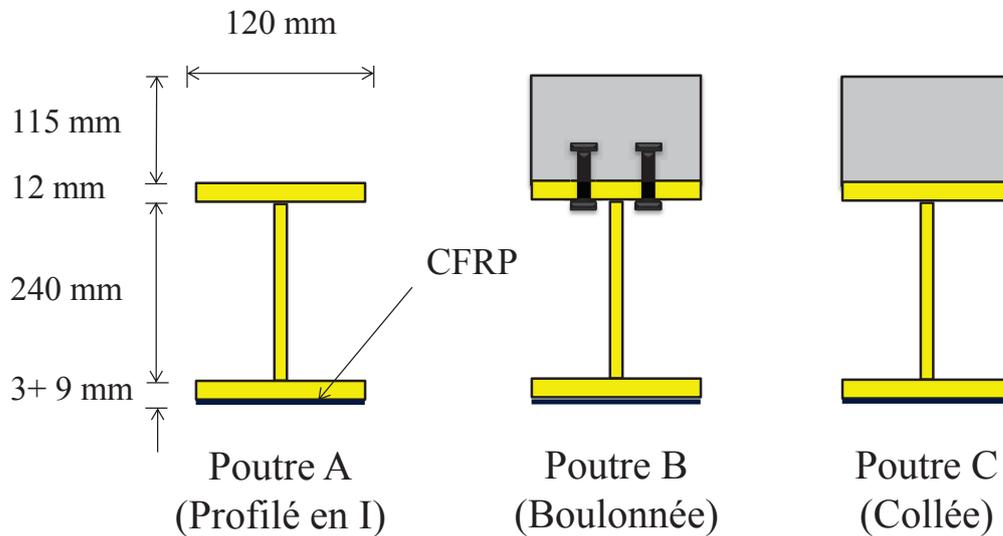


FIGURE 2.11: Les 3 poutres testées par Nordin et al. 2004

[Nordin et Täljsten, 2004] furent les premiers à proposer un profilé en I traditionnel. La dalle fait la même largeur que celle du profilé. Les deux modes de connexion sont testés. [Correia *et al.*, 2007, Correia *et al.*, 2009a] ont adapté la même section mais ils ont testé plus de poutres en plusieurs configurations et portées. Ces travaux montrent que la connexion par boulonnage peut fournir un comportement ductile avec une rupture en compression du béton. Les auteurs n'ont pas réussi à empêcher la rupture à l'interface dans le cas de collage.

2.2.9 Correia et al. 2007/2009

Dans cette étude, six poutres hybrides étaient testées. Une phase de caractérisation de l'interface par l'essai push-out était effectuée dans un premier temps. Deux types de connexion ont été testés : collage et boulonnage. A partir de ces résultats, la connexion à l'interface était choisie pour les différentes poutres.

Deux poutres boulonnées, HB1 et HB3, ont été construites et testées. Par ailleurs les autres poutres HB2, HB4a, HB4b et HB5 étaient collées. Les deux poutres HB1 et HB2 ont la même portée de 4000 mm et elles ont été testées en flexion 3 points. Toutes les autres poutres avaient une portée de 1800 mm et elles ont été testées en flexion 4 points.

La figure 2.12 présente les différentes sections des poutres. La dalle ayant les dimensions 400 mm x 100 mm était coulée sur place pour les poutres boulonnées, et préfabriquée pour les autres poutres. Le profilé pultrudé en GFRP était de la forme I avec les dimensions 200 mm x 100 mm x 10 mm.

La ruine de la poutre HB1 a été par compression du béton suivie par un voilement du profilé. L'auteur attribue cette observation au fait qu'après l'écrasement du béton, sa participation à re-

prendre l'effort tranchant diminue et donc l'augmentation de ce dernier sur l'âme du profilé qui cause le flambement. Cette conclusion est confirmée par sa modélisation 3D en MEF.

Pendant l'essai de HB2, un premier claquement a été entendu à une extrémité de la poutre après laquelle la charge continuait à augmenter jusqu'à un deuxième claquement à l'autre extrémité. Ces claquements correspondaient à une initiation d'une séparation à l'interface. La rupture s'est produite effectivement par un cisaillement à l'interface à une charge supérieure à celle qui correspondait au deuxième claquement. Il faut noter que cette valeur de charge est moins importante que celle atteinte par la poutre HB1.

La rupture de HB3 a été sans avertissement par cisaillement de la jonction âme-semelle. La poutre HB4a n'avait pas un renforcement au niveau d'appui ce qui a engendré une rupture prématurée par écrasement du profilé à l'extrémité. La poutre HB4b, avec des raidisseurs aux extrémités, a eu sa rupture en cisaillement à l'interface. HB5 ayant une dalle moins épaisse que les autres, avait une rupture en cisaillement du profilé.

L'auteur a développé un modèle numérique pour la poutre HB4b pour analyser les contraintes à l'interface. Les résultats montrent que les contraintes de cisaillement sont maximales à 100 mm du support puis sur la travée elles deviennent constantes. Les contraintes normales sont maximales au niveau du support. Ces valeurs dépassaient la contrainte ultime du béton en cisaillement ce qui explique le fait de séparation des deux matériaux. L'auteur finalement propose l'utilisation d'un système d'ancrage appliqué sur les extrémités pour résister au pelage.

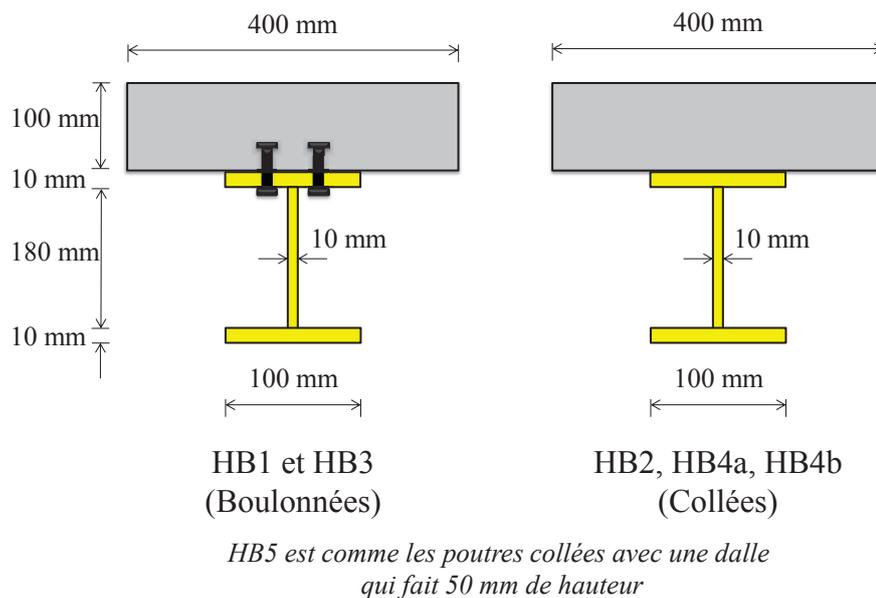


FIGURE 2.12: Les sections des poutres testées par Correia et al.2007-2009

2.2.10 Fam et Honickman 2010

Cinq tests ont été réalisés sur quatre différentes poutres en flexion quatre points (voir fig. 2.13). Tableau 2.2 résume les différentes poutres testées. A noter que la poutre G1 a été chargée en moment négatif jusqu'à 40 % de la charge ultime prévue puis déchargée (configuration "a"). Ensuite, la poutre a été chargée en moment positif jusqu'à la ruine (configuration "b").

Les profilés en GFRP avaient des raidisseurs en béton sur une longueur de 250 mm aux extrémités pour empêcher une rupture locale. La partie inférieure du trapèze en GFRP avait une résistance en flexion de 533 MPa et un module de 25.9 GPa. Le béton avait une résistance de 52.5 MPa le jour d'essai. L'époxy utilisée était une colle fraîche. Les butées en acier avaient une limite élastique de 685 MPa et une résistance ultime de 883 MPa. La dalle a été coulée sur place. La connexion a été conçue pour conduire à une rupture en flexion. Autres que les mesures classiques dans les essais de flexion, le glissement aux extrémités a été mesuré.

Poutre		Section	Connexion	Test	Flexion
G1	a	Profilé en boîte sans béton (GFRP seul)	Boulons + colle	Flexion en 4 points pour une même portée de 3.1 m	Moment négatif
	b				Moment positif
G2		Profilé en boîte avec béton (poutre hybride)	Colle		Moment positif
G3			Boulons + colle		Moment négatif
G4					

Tableau 2.2: Les différentes configurations testées par Fam et al. 2010

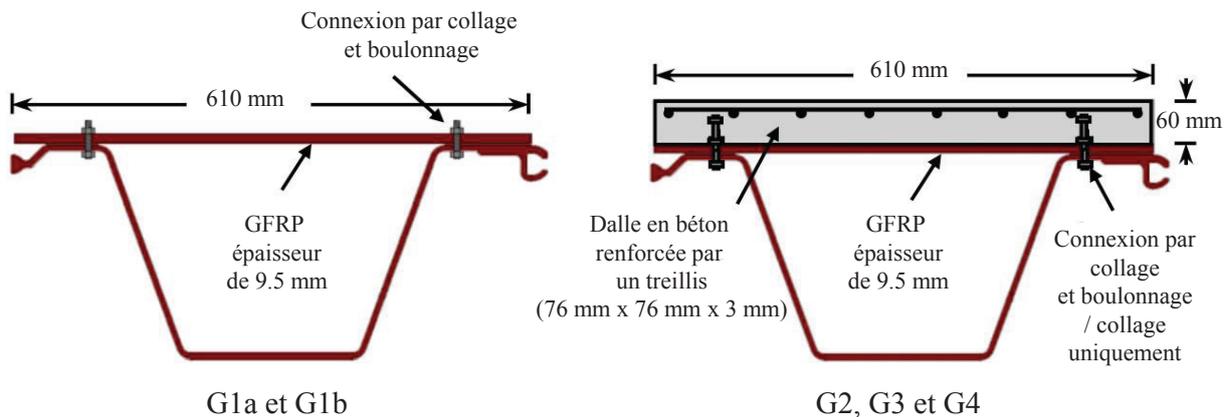


FIGURE 2.13: Les sections des poutres testées par Fam et al. 2010

Les résultats (voir figure 2.14) montrent qu'il n'y a pas de différence significative entre G2 et G3 en termes de rigidité. On peut dire que le mode de connexion soit adhésif ou adhésif avec des boulons n'a pas une modification de rigidité globale de la poutre. Aucun glissement n'a été enregistré pendant le test de G2. Par contre le glissement juste avant la rupture de G3 était 0.08 mm. G2 a eu une rupture par cisaillement à l'interface; cependant, la charge ultime dans G3 était 38 % plus grande que celle de G2. La combinaison de deux modes de connexion permettait une exploitation importante du composite (0.013) avec une rupture en compression du béton avec une déformation totale supérieure à 0.003. Sous moment négatif, la poutre sans béton (G1a) a présenté le même comportement comme au cas du moment positif. Par contre, la poutre hybride sous moment négatif présent un comportement beaucoup plus faible que la même poutre G3 sous moment positif.

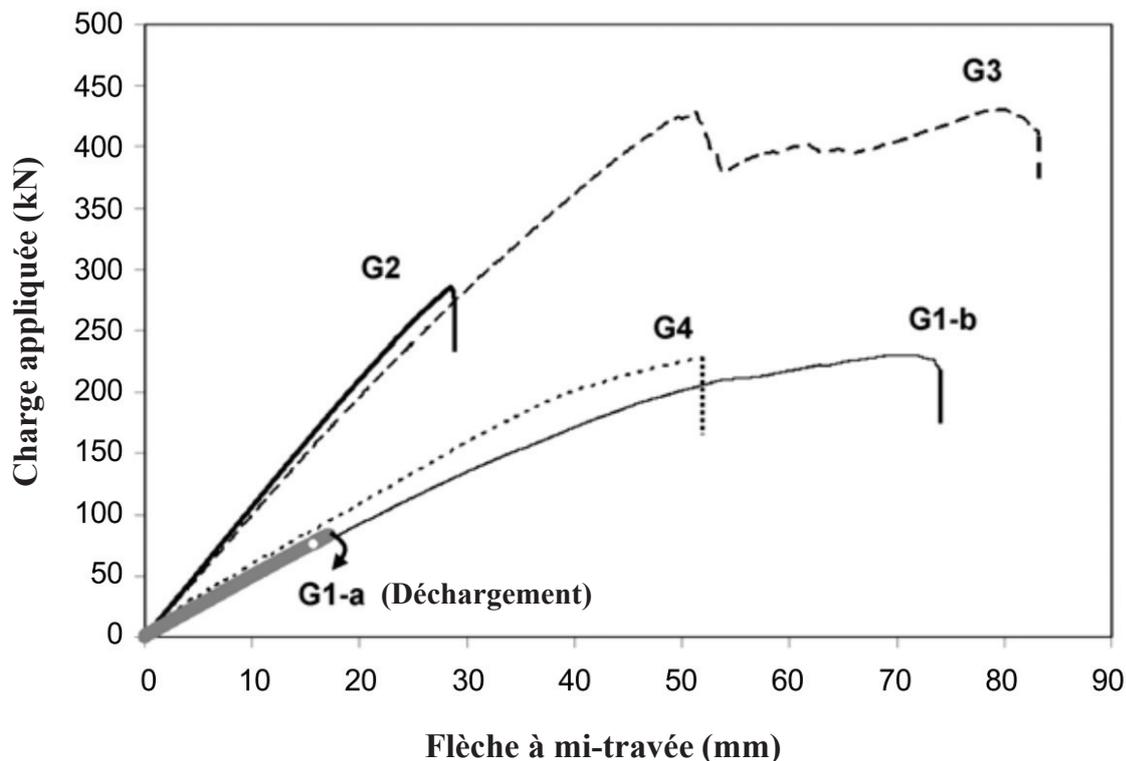
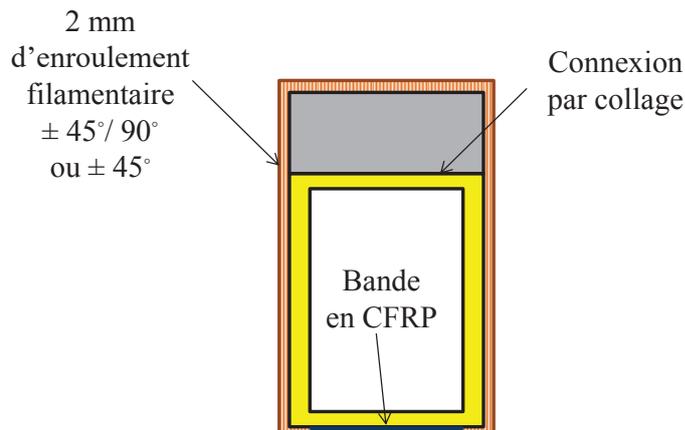


FIGURE 2.14: Les résultats force-flèche des poutres testées par Fam et al. 2010

[Fam et Honickman, 2010] présente une autre forme de poutres hybride avec une dalle plus large que les autres travaux. La connexion mixte est encore une fois présentée après [Deskovic *et al.*, 1995]. Ce mode de connexion prouve son intérêt concernant la résistance ultime mais en phase de service, il présente une rigidité identique à celle avec la colle seule. Cette étude, présente également le comportement en flexion négative des poutres. La poutre montre un comportement beaucoup moins faible qu'en flexion positive et c'est simplement lié à la forme de section. Autres travaux faits par [Correia *et al.*, 2009b] sur la flexion négative montrent un comportement plus performant avec une différente section et meilleur renforcement.

2.2.11 Chakraborty et al. 2011

Pour éviter le problème de cisaillement à l'interface et pour fournir une exploitation complète de GFRP, [Chakraborty *et al.*, 2011] a construit sa section hybride ayant un confinement en GFRP. Il s'agit d'un profilé en GFRP en boîte, une bande de CFRP collée sur la fibre inférieure et une dalle du béton préfabriquée non-armée collée sur la fibre supérieure. Ensuite, l'ensemble est confiné par l'enroulement filamentaire en GFRP. Selon l'auteur, cette configuration permet d'exploiter le CFRP en augmentant la rigidité et la capacité ultime et pas de l'utiliser comme avertissement avant la rupture [Deskovic *et al.*, 1995]. L'enroulement filamentaire, toujours selon l'auteur, fournit une augmentation de la résistance en cisaillement avec ses fibres à 45 degrés. D'ailleurs, ce confinement empêche la rupture prématurée par décollement à l'interface. Un total de 9 poutres est testé en flexion 4 points. Trois premières dans la première phase et 6 dans la deuxième phase (figure 2.15).



Phase 1 (3 poutres)

Béton haute performance (h =40 mm)
 Profilé pultrudé 152 x 102 x 6 mm³
 Bande en CFRP (ep=1.2 mm)
 Portée de 1.29 m

Phase 2 (6 poutres)

Béton normal (h=60 mm / 75mm / 90mm)
 Béton fibreux (h=60 mm / 75mm / 90mm)
 Profilé pultrudé 200 x 100 x 10 mm³
 Bande en CFRP (ep=1.4 mm)
 Portée de 1.71 m

FIGURE 2.15: Les sections dans les deux phases testées par Chakraborty et al. 2011

La rupture des poutres de la phase 1 a été par écrasement du béton. L'auteur attribue cette observation à un poinçonnement dans la section. La poutre avec le confinement dans les deux directions a eu sa rupture à une charge plus élevée que celle de la poutre sans confinement (60 % de variation). La direction de confinement entre 90 degrés et 45/90 degrés modifie la charge de ruine (17 %).

La rupture des poutres dans la phase 2 a été ductile : un premier avertissement par la délamination du confinement supérieure puis un écrasement du béton. Les poutres avec le béton normal montraient un comportement plus ductile que celle avec le béton fibreux malgré évidemment une charge de ruine plus élevée dans le dernier cas. Les courbes charges/flèche montraient aussi que plus la dalle est épaisse, plus le comportement est ductile. Il est à noter que les extrémités étaient rigidifiées par des blocs en plastique positionnés à l'intérieur du profilé. Aucune rupture à l'interface n'a été observée.

Une autre étude où le confinement a influencé le comportement est celle de [Aydin et Saribiyik, 2013]. Dans cette étude, des tubes en section carrée étaient remplis avec du béton. Les variables d'essai étaient le confinement et le traitement de la surface intérieure des tubes avant le coulage du béton. Des essais en 4 points sur une portée de 1350 mm ont été réalisés sur 4 différentes poutres. Les résultats montraient que le traitement de surface avec le confinement peuvent augmenter la résistance ultime de la poutre hybride de référence de 100 %.

L'auteur a réussi à renforcer l'interface par sa méthode de confinement. Cette technique est automatisée et peut être appliquée. Par contre, elle pose des problèmes au cas où les poutres auront besoin de réparation/vérification. En plus, vu que la rupture ductile n'était pas établie qu'avec du béton normal, la présence de CFRP ne présente aucun intérêt en phase ultime.

2.2.12 El-Hacha et Chen 2012

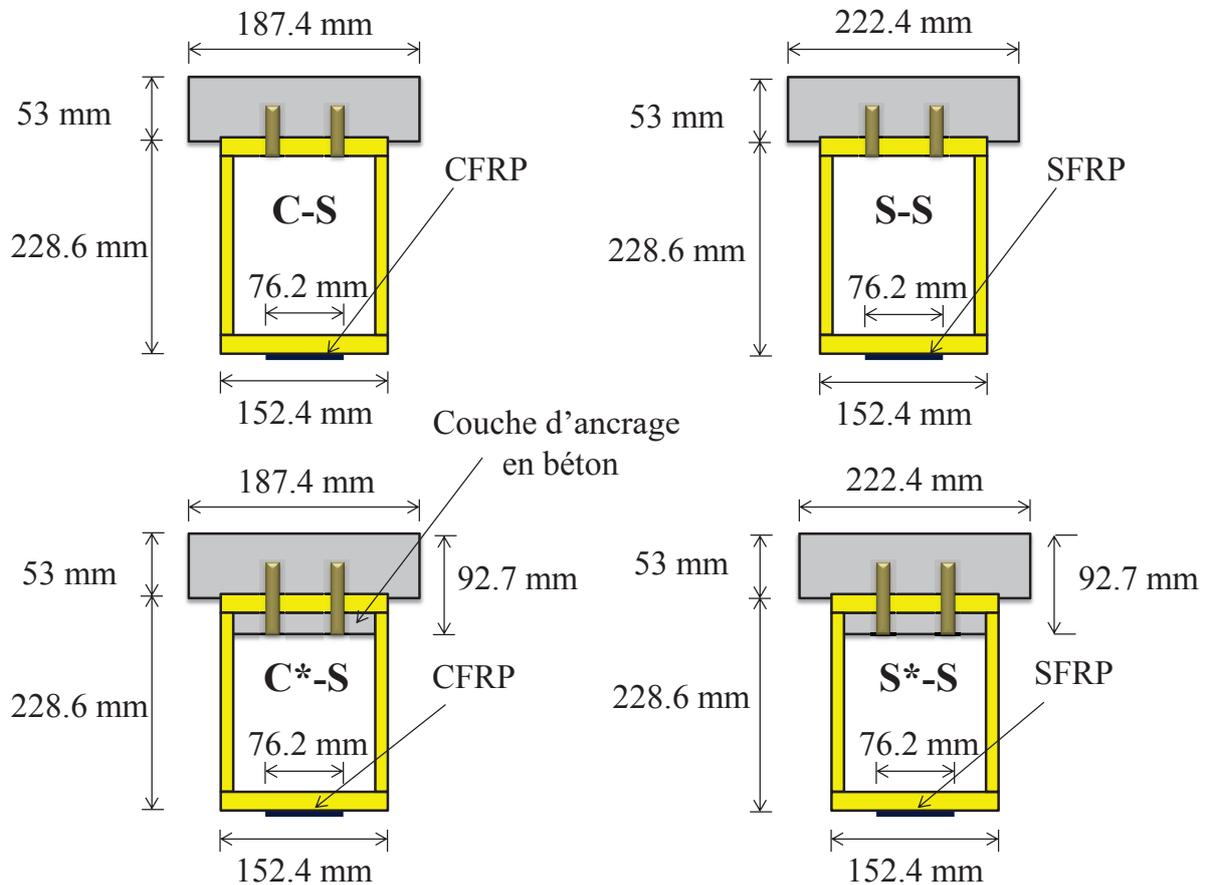


FIGURE 2.16: Les sections des poutres testées par El-hacha et al. 2012

Dans cette étude, les auteurs essaient de résoudre le problème de la rupture à l'interface. Quatre poutres hybrides ont été testées en deux phases. Il s'agit d'un essai en flexion 4 points avec une portée totale de 2900 mm. Un tube en GFRP est assemblé avec du béton UHP (coulé sur place et non armé) avec des butées en GFRP (positionnées dans des réservations) et une colle époxy fraîche. Les poutres ont été renforcées par des fibres de carbone ou acier dans la partie inférieure. Les quatre poutres sont représentées sur la figure 2.16.

La différence entre la phase 1 et 2 est l'ajout de granulats de silice collés sur la semelle supérieure du tube avant couler le béton pour favoriser la liaison mécanique.

Les poutres de la phase 2 avaient du béton coulé à l'intérieur du tube dans la partie supérieure pour augmenter l'ancrage de butées comme montré sur la figure 2.16.

Toutes les poutres avaient des raidisseurs en béton UHP aux extrémités avec une profondeur de 180 mm pour éviter les ruptures locales au niveau des appuis. Une poutre seule (un tube GFRP) était ainsi testée dans la même configuration comme une poutre référence pour la comparaison des résultats.

L'espacement des butées était calculé à partir de l'effort rasant total auquel est soustrait l'effort de cisaillement supporté par l'époxy. La semelle inférieure de GFRP avait une résistance ultime à la traction de 320 MPa et un module de 27 GPa. Le béton UHP avait une résistance de 140 MPa et un module de 45 GPa.

Les résultats de toutes les poutres sont représentés sur la figure 2.17. Les poutres ont eu un comportement linéaire élastique jusqu'à la ruine.

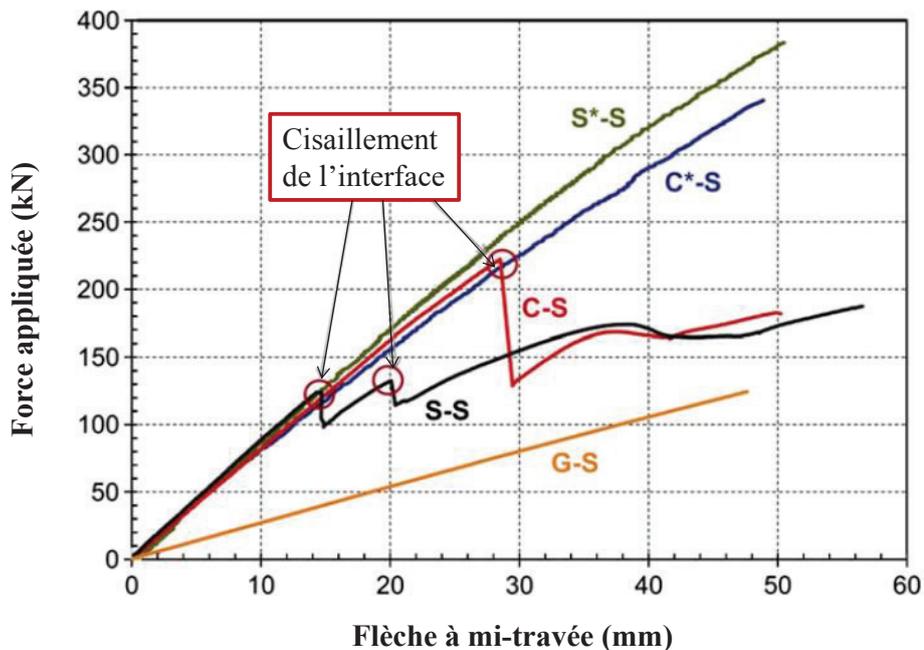


FIGURE 2.17: Les résultats des poutres testées par El-hacha et al. 2012

Les poutres de phase 1 ont présenté une rupture en cisaillement à l'interface avec la séparation entre le béton et le GFRP pour un effort de cisaillement à l'interface de 3.25 MPa et 1.85 MPa pour les poutres C-S et S-S respectivement. Dans ces cas, les butées ont été retirées avec le béton et parfois cisailées. Les poutres de phase 2 assuraient une action complète de composite avec une efficacité de la connexion à l'interface jusqu'à la rupture qui a été en cisaillement de l'âme à des charges qui sont 62 % et 34 % plus grandes que les charges ultimes obtenues dans la phase 1. L'effort de cisaillement à l'interface a été estimé supérieur à 4.99 MPa dans C*-S et 5.70 MPa dans S*-S.

Selon les auteurs, le deuxième type de connexion est efficace pour exploiter la capacité du GFRP en flexion. La zone du joint âme-semelle et la mi-hauteur du GFRP sont des points faibles dans le GFRP. Ils ont conclu que le comportement de la poutre hybride est limité par les propriétés mécaniques ultimes de chaque composant. Cette conclusion a été retirée après avoir une même flèche des poutres hybrides comme la poutre référence (profilé seul) (figure 2.17).

Ce travail a proposé la combinaison de butée en GFRP avec de la colle. Cette technique n'a montré son intérêt que dans le cas où les butées sont intégralement ancrées dans le béton. La présence du CFRP, ainsi que BUHP, et l'utilisation d'une technique complexe pour construire la section rend la section très chère même si un profilé pultrudé en GFRP est utilisé pour fournir le

bras de levier nécessaire entre le CFRP et le béton.

2.2.13 Nguyen et al. 2013

Trois poutres hybrides ont été construites avec une portée de 3000 mm (fig. 2.18). La dalle est préfabriquée en BFUHP (180 MPa en compression et 12 MPa en traction). Le profilé pultrudé en I a les dimensions 250 mm x 95 mm x 14 mm x 9 mm dont les semelles (95 mm x 14 mm) étaient fabriquées en GFRP et CFRP pour augmenter la rigidité et la résistance en traction/compression. L'âme (222 mm x 9 mm) était uniquement en GFRP pour économiser vu que l'âme subit moins d'efforts que les semelles. Deux poutres avec la même dalle (135 mm x 50 mm) mais avec différents types de connexion ont été testées en flexion 4 points. La poutre B avait une connexion par boulons uniquement cependant la poutre BE avait une connexion mixte : boulons et époxy. Une troisième poutre avec une dalle moins large (95 mm x 50 mm) a été testée avec une connexion mixte. Les deux premières poutres étaient dimensionnées pour une rupture en compression du béton et la troisième en compression du béton simultanée avec une rupture des fibres en flexion.

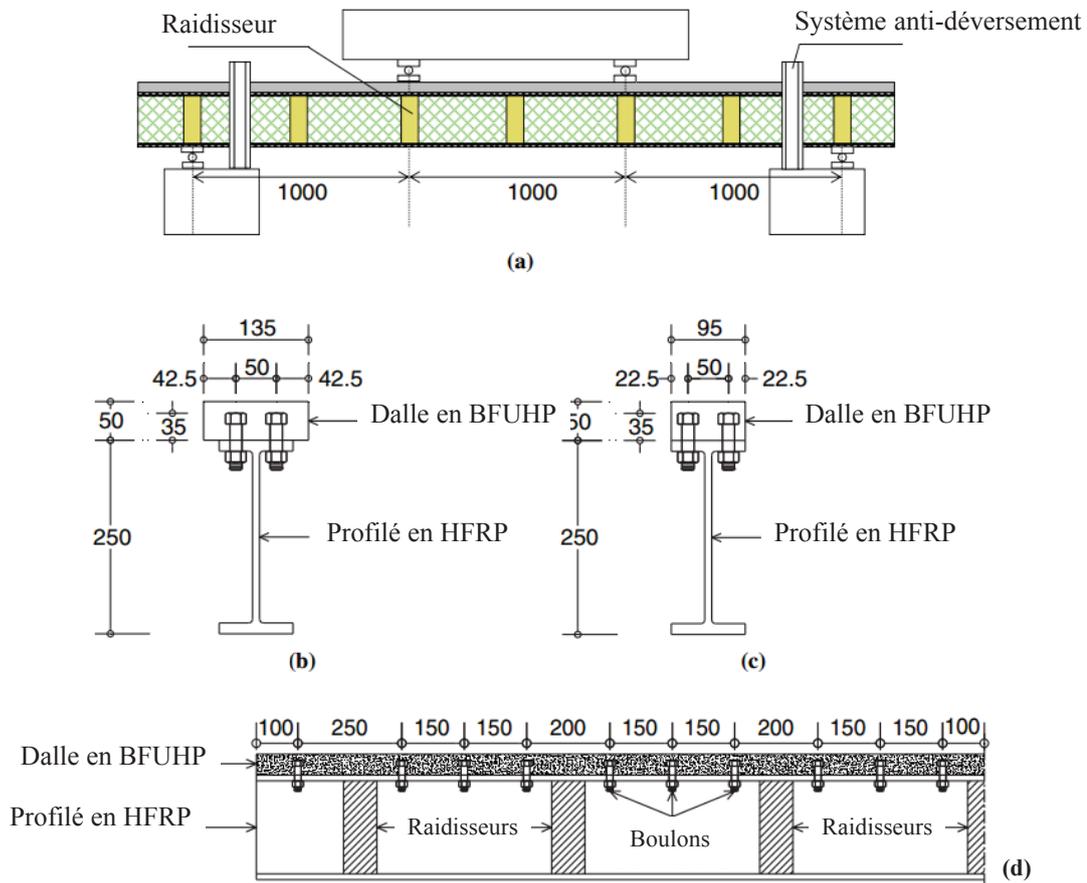


FIGURE 2.18: (a) Configuration de la flexion en 4 points (b) Section de deux poutres B-135-50 et BE-135-50 (c) Section de BE-95-50 (d) Espacement des boulons dans les 3 poutres

Les résultats expérimentaux obtenus ont été comme modélisés selon l'auteur. Aucune rupture à l'interface n'a été observée. Les mesures n'indiquaient aucun glissement dans les deux poutres

avec la connexion mixte. Par contre, à l'interface de la poutre B, le glissement était visible sur les diagrammes des déformations. Encore une fois, il est montré que la rigidité de la connexion mixte est plus importante que celle fournie par le boulonnage seul.

Une comparaison a été faite entre la poutre testée avec du BFUHP et une autre avec du béton normal. La comparaison montre une efficacité de la poutre proposée par rapport à celle en béton normal du point de vue moment ultime et dimensions de la dalle (poids propre), mais aucune comparaison d'un point de vue économique n'a été faite.

La connexion mixte est encore présentée dans ce travail avec le BFUHP. La première rupture de la poutre était au niveau de l'interface et à cause de cette quasi-séparation entre les matériaux et l'augmentation de contraintes de cisaillement le béton est écrasé. Le comportement n'est pas ductile et le BFUHP n'est pas exploité.

2.2.14 Neagoe et al. 2015

Dans cette étude récente, l'auteur voulait évaluer le comportement des poutres hybrides en tenant compte du glissement. 5 poutres (4 hybrides et 1 en BA) ont été testées en flexion 3 points en première phase. Des poutres identiques sont testées en flexion 4 points en deuxième phase. La portée était la même dans les deux phases et elle est égale à 1800 mm. Les différentes configurations sont présentées sur la figure 2.19. Le béton avait une résistance de 32.5 MPa.

Les poutres de la phase 1 (fig. 2.20) ont eu leur rupture par écrasement du béton. Par contre, celles de phase 2 (fig. 2.21) ont eu une rupture par cisaillement à la jonction âme-semelle sans écrasement du béton.

Les mesures du glissement ainsi que les observations après le démontage des poutres montraient que le glissement à l'interface est plus important dans le cas des poutres du modèle 2. Les mesures montraient aussi que le glissement a produit une quasi-séparation et l'apparition de deux axes neutres. Le profilé reprenait plus que 80 % des efforts de cisaillement à l'état ultime.

Cette étude propose la connexion par des boulons uniquement. La section est comme celle de [Correia *et al.*, 2007, Correia *et al.*, 2009a] et [Nordin et Täljsten, 2004]. Ce travail prouve encore une fois l'effet de glissement à l'interface dans le cas de boulonnage et l'importance de le limiter pour ne pas avoir de rupture fragile au niveau du profilé.

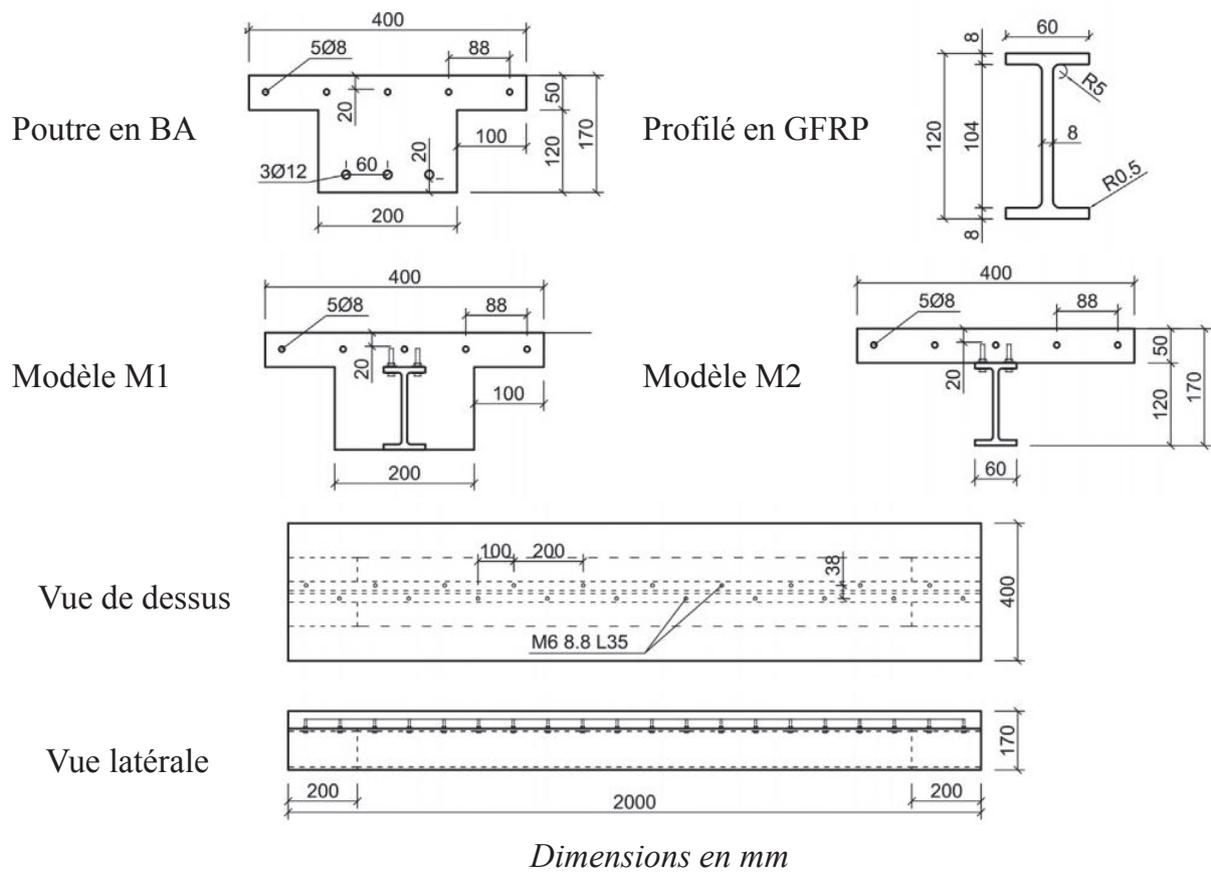


FIGURE 2.19: Les différentes configurations testées par Neagoe et al. 2015

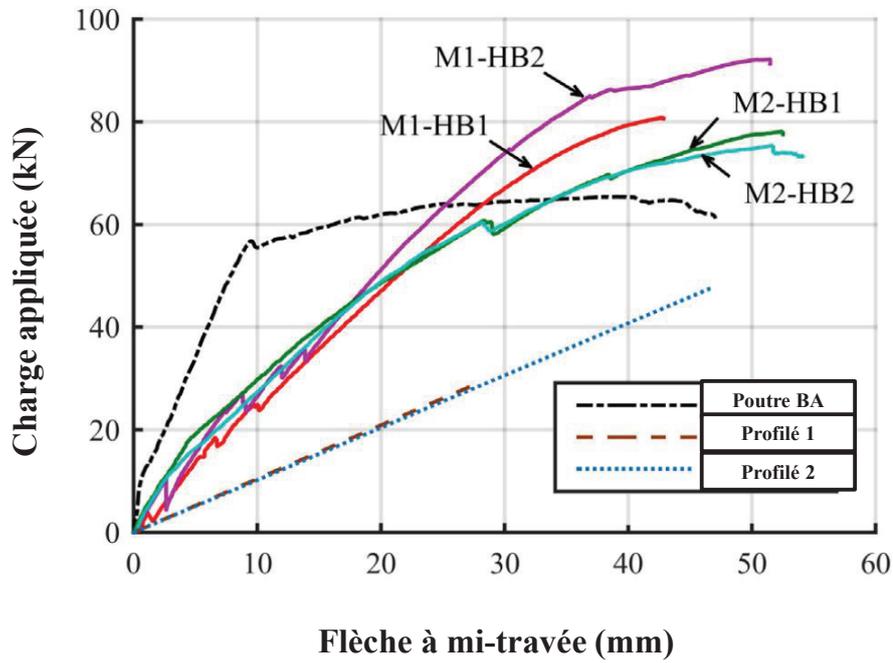


FIGURE 2.20: Les résultats obtenus pour les poutres de phase 1 par Neagoie et al. 2015

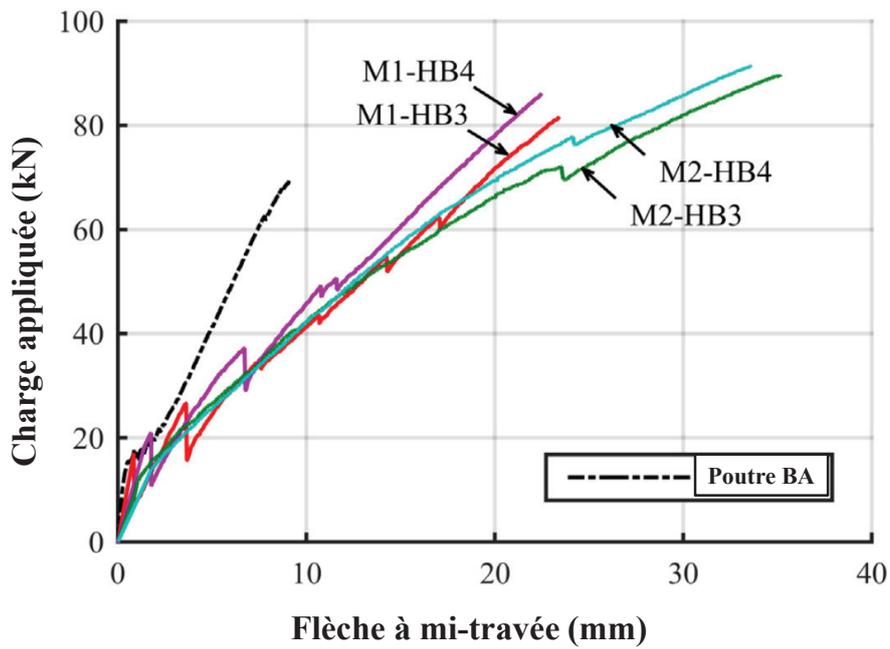


FIGURE 2.21: Les résultats obtenus pour les poutres de phase 2 par Neagoie et al. 2015

2.3 Tablier hybride

2.3.1 Chen et al. 2005

[Cheng *et al.*, 2005] ont associé des profilés en GFRP renforcés par CFRP en semelles inférieures et une dalle en béton polymère sans armatures. Le corps d'épreuve est présenté sur la figure 2.22. Le dispositif apparaît compliqué à mettre en oeuvre. Le béton avait une résistance moyenne de 45 MPa (trois dalles coulées séparément). Les extrémités ont été renforcées avec du béton armé. Le pont a été testé en plusieurs configurations en variant les points de chargement (centré/excentrique/4 points/5 points) sur une portée de 8530 mm. L'auteur a appliqué finalement trois charges centrées (flexion 5 points) jusqu'à la rupture par un cisaillement à l'interface et une séparation entre la dalle et la plaque en composite. Les déformations en fibre supérieure du béton et en fibre inférieure du profilé étaient plus faibles que les déformations ultimes. Malgré cette rupture prématurée, l'auteur note que la valeur de charge ultime est supérieure aux charges pondérées indiquées dans la norme.

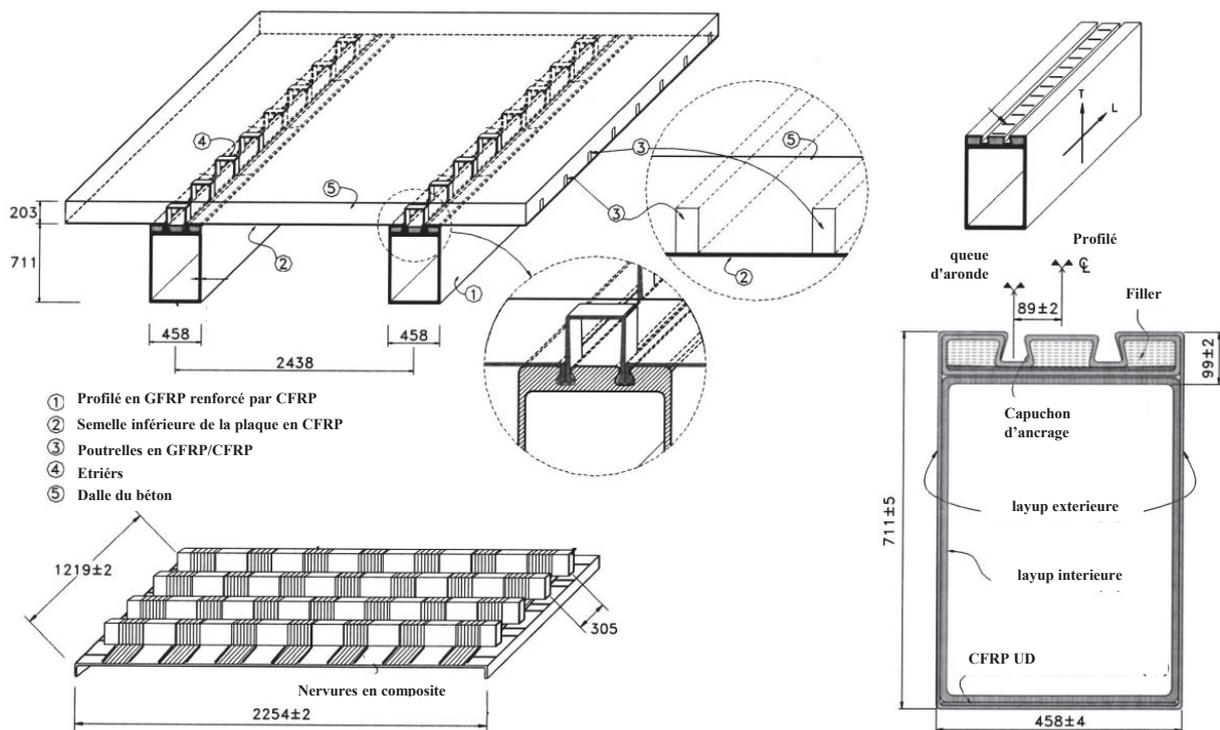


FIGURE 2.22: Le pont hybride testé par Chen et al. 2005

2.3.2 Keller et al. 2007

[Keller *et al.*, 2007] ont proposé une section d'un tablier de pont préfabriquée pour l'installation rapide. Il s'agit d'une plaque en composite avec des nervures en T pour résister à la traction,

un béton léger pour résister au cisaillement, et un BFUHP en partie supérieure pour résister à la compression. Le calcul montrait le BFUHP était inutile, il a été remplacé par du béton ordinaire non-armé coulé sur place. La section est présentée sur la figure 2.23. Les deux objectifs de ce travail étaient l'étude de la connexion à l'interface pour évaluer l'action du composite et l'étude de l'effet de la variation de la densité du béton léger. Pour cela, 8 poutres étaient testées avec deux types de connexion et deux types du béton léger (deux poutres par cas). Un mode de connexion est le collage par époxy fraîche, le deuxième est la connexion par frottement fournie par les nervures. Les 8 poutres étaient testées en flexion 3 points sur une travée de 4000 mm. La rupture des poutres non collée par cisaillement du béton léger (pour les deux bétons utilisés) était plus ductile que la même rupture des poutres collées qui était fragile. Cependant, les poutres collées étaient plus performantes (104 % d'augmentation de charge de ruine). L'augmentation de la densité du béton léger augmentait la charge de ruine également (80 % dans ce cas pour une augmentation de 18 % de densité). La connexion par collage prouve une autre fois qu'elle assure une action complète du composite vu qu'aucun glissement n'a été mesuré.

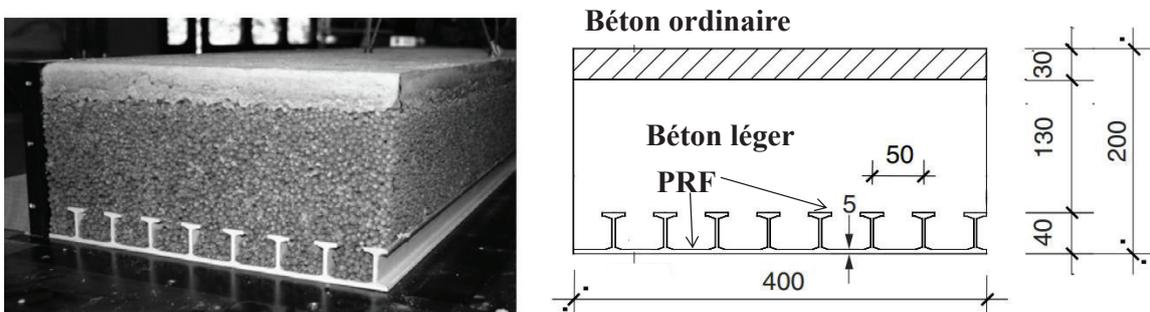


FIGURE 2.23: La section testée par Keller et al. 2007

2.3.3 Neto et La Rovere 2010

Une autre forme de section hybride qui peut être appliquée comme de tablier de pont est celle présentée par [Neto et La Rovere, 2010]. La section est une bi-poutre en GFRP et une dalle en béton ordinaire fibré, non-armé, et coulé sur place avec une résistance ultime à la compression de 38.6 MPa. La connexion entre ces deux matériaux est établie uniquement par collage. Les zones entre la fibre inférieure de la dalle et le bas de la section étaient remplies avec de la mousse. Cette mousse légère joue le rôle d'entretoise. Les détails sont présentés sur la figure 2.24. Pour caractériser l'interface l'auteur a effectué l'essai push out et le résultat montre une contrainte moyenne ultime (3 éprouvettes) de 2.53 MPa (l'écart type n'est pas indiqué) et la rupture est cohésive dans le béton. Trois bi-poutres avec une portée de 2800 mm et la section de la figure 2.24 étaient testées en flexion 4 points. Le comportement des trois structures est presque le même. La rupture de deux est en cisaillement à l'interface et par cisaillement du profilé pour la troisième pour des charges ultimes très proches.

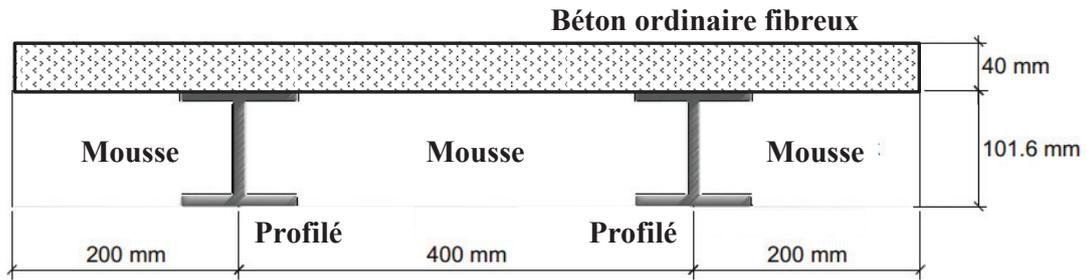


FIGURE 2.24: La section proposée par Neto et al. 2010

2.3.4 Gonilha et al. 2014

[Gonilha *et al.*, 2014] a construit un pont hybride d'une longueur de 11000 mm et une largeur de 2000 mm. Il s'agit de deux profilés GFRP en I (400 mm x 200 mm x 15 mm) qui jouent le rôle des poutres principales de pont. Ces deux profilés sont connectés par des entretoises qui sont des profilés en I (200 mm x 100 mm x 10 mm) (voir figure 2.25). La dalle de SFRSCC (BFUP auto compactant) a une épaisseur de 37.5 mm et une résistance ultime à la compression égale à 76 MPa. La connexion entre les poutres principales et la dalle est en époxy (17.3 MPa la résistance en traction) et des boulons M10 avec une résistance ultime en traction de 700 MPa avec un espacement de 300 mm. En statique, le pont était chargé en trois différentes configurations pendant une durée de 10-50 min par des moyens de réservoir de l'eau qui produisent 8.8 kN/m². Les flèches et les déformations sont enregistrées. Le comportement était élastique linéaire et aucun chargement à la ruine n'a été fait.



FIGURE 2.25: Construction du pont (Gonilha et al. 2014) (a) Pultrusion des profilés (b) Transport des poutres complètes (c) Coulage du béton (d) Mettre la colle en place (e) Assemblage des éléments (f) Mettre la poutre en position finale

2.4 Synthèse

Il ressort de cette étude bibliographique que le concept de poutre hybride FRP-béton est étudié depuis plus d'une vingtaine d'année mais que finalement, au regard de la période et en comparaison avec d'autres domaines (comme le renforcement des structures BA par exemple), un nombre assez limité de travaux significatifs peuvent être recensés, à caractère principalement expérimental.

Dans ces études, le profilé est généralement du GFRP, associé parfois à du CFRP (sous forme de bande mince en place dans les zones les plus tendues ou bien sous forme de confinement), et se présente soit sous la forme de tube, soit sous la forme de boîte ou I. La dalle peut être préfabriquée ou coulée sur place, armé ou non, et présente des performances mécaniques moyennes (45 MPA) voire très élevées (BFUP). La connexion entre la dalle et le profilé peut être réalisée par butées mécaniques (en acier de type boulons ou en GFRP sous la forme de petite barres), par collage (généralement de l'époxy) ou en associant butées et collage.

Les éléments étudiés sont essentiellement des mono-poutres et on trouve quelques bi-poutres, pas tous testés à la ruine. Les modes de ruine et performances sont présentés mais il n'y ressort pas de façon claire de règles générales ou de méthodes de dimensionnement. De plus, aucune étude ne compare les 2 modes de connexion principaux par des essais d'interface. Enfin, aucune étude ne comporte les 3 échelles d'analyse à savoir, la caractérisation des matériaux, celle de l'interface et le comportement d'éléments fléchis, de type mono-poutre ou bi-poutre.

Notre étude vise donc à enrichir les travaux existants en essayant d'apporter des réponses aux questions encore posées. La conception des corps d'épreuve testés doit rester simple pour être économiquement acceptable. C'est la raison pour laquelle nous retiendrons un profilé GFRP en I plus facilement adaptable aux 2 modes de connexion. Nos travaux s'inscrivent donc dans la continuité de ceux de Nordin et al., Correia et al., Nguyen et al., Neto et al. et Gonilha et al. Toujours pour des raisons de coût, nous retiendrons un béton de performances moyennes.

Nos travaux iront de la caractérisation des matériaux jusqu'à l'échelle d'une petite passerelle (environ 5 m de portée) en passant par la caractérisation d'interface. Les deux modes de connexion sont étudiés et comparés.

Première partie
Étude expérimentale

Chapitre 3

Caractérisation des matériaux

Smile, even if your heart is dripping blood.

Ali ibn abi talib (as)

Dans cette campagne d'essais, nous avons réalisé 7 séries d'essais push-out dénommées POPB1 à POPB7. Deux essais de flexion sur le profilé pultrude seul appelés Pu1 et Pu2, 8 essais de flexion sur des mono poutres hybrides désignées PB1 à PB8 et un essai de flexion sur un bipoutre nommé BPB1.

3.1 Béton

Le béton utilisé pour PB1/PB2 et POPB1 est un béton prêt à l'emploi de commerce (BPE WEBER) alors que pour tous les autres corps d'épreuve, il s'agit d'un béton conçu au laboratoire dont la composition est

- Ciment (CEM I 52,5); $C = 430 \text{ kg} / \text{m}^3$
- Sable (0/5 R); $S = 800 \text{ kg} / \text{m}^3$
- Gravier (8/20); $G = 1000 \text{ kg} / \text{m}^3$
- Eau; $E = 200 \text{ L} / \text{m}^3$

A chaque gâchée, des cubes de 100 mm et des cylindres $\phi 11 \times 22$ ou $\phi 16 \times 32$ ont été coulés pour la caractérisation en compression à 28 jours d'une part et d'autre part, le jour des essais de flexion ou des essais push-out. En guise de synthèse et en vue de l'exploitation, les figures 3.1, 3.2 et 3.3 rassemblent les caractéristiques des bétons le jour des essais push-out ou de flexion. Les dalles T1, T2 et T3 sont des dalles préfabriquées (voir les détails en section 5.1.2).

Les résultats obtenus montrent que pour le béton de PB1 et POPB1, $f_c = 42.4 \pm 0.7 \text{ MPa}$ et $f_t = 3.1 \pm 0.3 \text{ MPa}$ tandis que pour PB2, $f_c = 33.5 \pm 1.6 \text{ MPa}$ (Aucun essai de fendage n'a été fait pour PB2). Cet écart significatif provient à la fois de la différence d'âge des 2 bétons et de la variabilité intrinsèque des caractéristiques de ce BPE déjà observée dans des travaux précédents.

Pour le béton du laboratoire, la résistance en compression varie entre 42 MPa et 63 MPa ce qui s'explique essentiellement par les différents âges du béton et les petits ajustements en eau le jour du bétonnage. Il est à noter que dans le cas d'une dalle T1 de PB6, la résistance ne vaut que 28 MPa pour des raisons inexplicables.

3.2 Adhésif

L'adhésif utilisé est une colle époxy bi-composante de la marque : SIKADUR 31 CF pour PB1 à PB6 et POPB1 à POPB3 et SIKADUR -31 EF pour les autres corps d'épreuve collée. Ce changement d'adhésif a été nécessaire suite à l'arrêt de la commercialisation de la sikadur 31 CF. Selon les fiches techniques, les caractéristiques mécaniques de deux colles présentent des petites différences en termes de densité et propriétés thermiques. Néanmoins, la colle Sikadur-31 CF présente, en théorie, une meilleure résistance en compression et en flexion (30 % environs) mais il faut noter que les deux résines ont été testées selon des normes différentes dans les fiches techniques. Concernant la résistance en traction, selon la même norme ISO 527, la colle Sikadur -31 EF présente une meilleure résistance (10 % de différence). Les modules d'élasticité en compression et traction de Sikadur -31 EF sont plus grandes (30 %). Dans les sous-sections suivantes, nous allons présenter les résultats des essais de traction uni-axiale réalisés sur les deux types de la colle selon ISO 527-2 (2002).

3.2.1 Sikadur 31 CF

Chaque éprouvette haltère est chargée de façon monotone croissante jusqu'à la ruine avec une vitesse de déplacement du vérin de 3 mm/mn. Pendant l'essai, la force du vérin et son déplacement ainsi que la déformation dans la zone centrale des 3 premières éprouvettes ont été mesurées en continu. Les résultats des essais sont représentés sur les photos 3.4 (b) ainsi que sur la figure 3.5. On constate que le comportement est élastique plus ou moins linéaire jusqu'à la rupture fragile avec une contrainte à rupture de $17,7 \pm 3,9$ MPa et un module sécant de 8134 ± 503 MPa. La fiche technique indique, 18-24 MPa comme résistance en traction après 7 jours de durcissement et un module de Young de 5000 MPa à 14 jours à une température de 23 degré.

3.2.2 Sikadur 31 EF

Les éprouvettes ont été testées de la même manière que le sikadur 31 CF. Cependant, la déformation lors de chargement n'était pas mesurée. La contrainte maximale vaut $12,0 \pm 2,2$ MPa. Le comportement de la colle est non-linéaire. La valeur de résistance obtenue est moins importante que celle indiquée dans la fiche. D'ailleurs, la comparaison faite entre 30 et 200 jours de durcissement, montre une augmentation de l'ordre de 50 % de la valeur de module de rigidité [Alachek, 2017]. Cette observation est à prendre en compte lors de l'analyse des résultats.

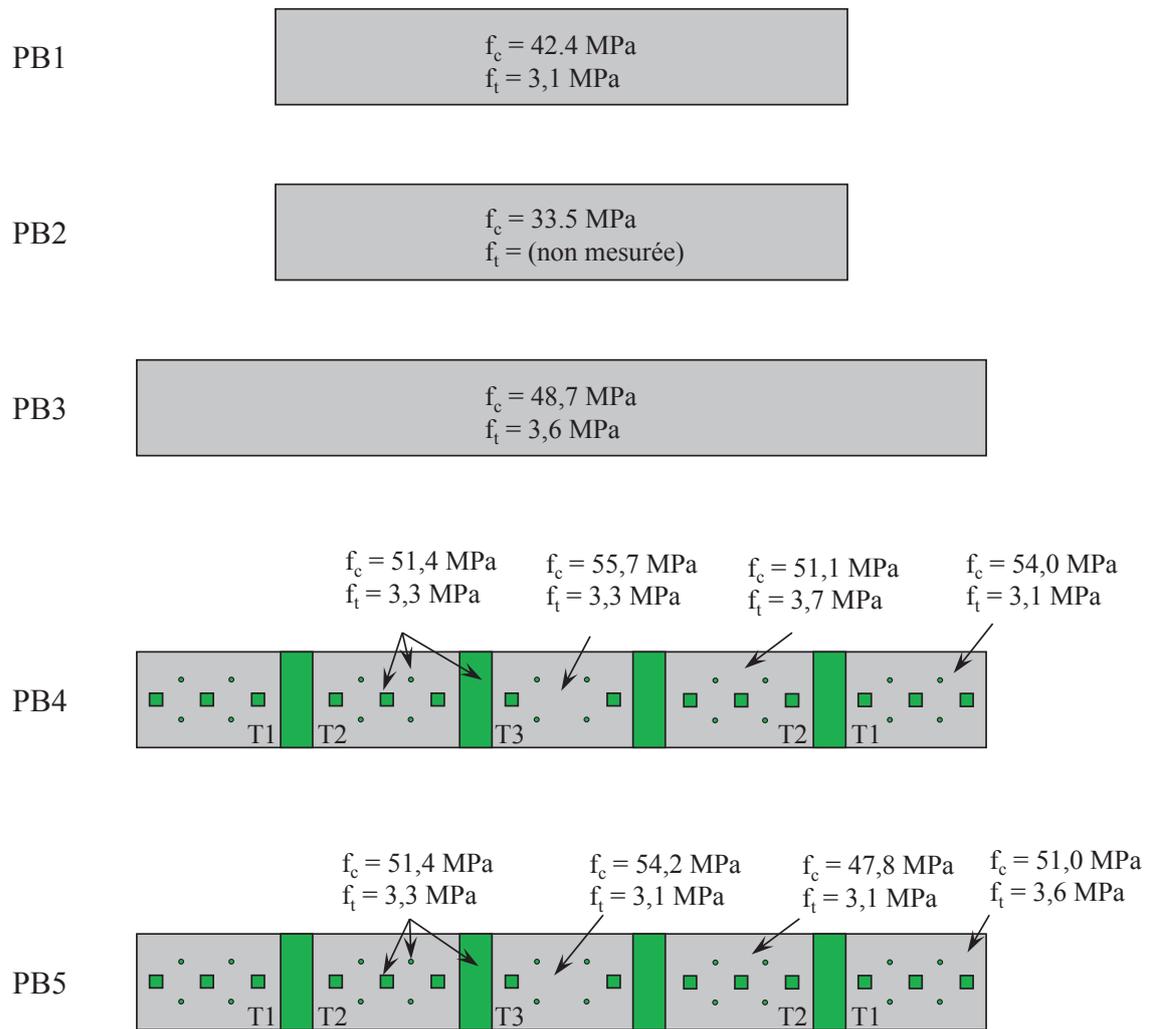


FIGURE 3.1: Vue de dessus des dalles des différents bétons le jour des essais

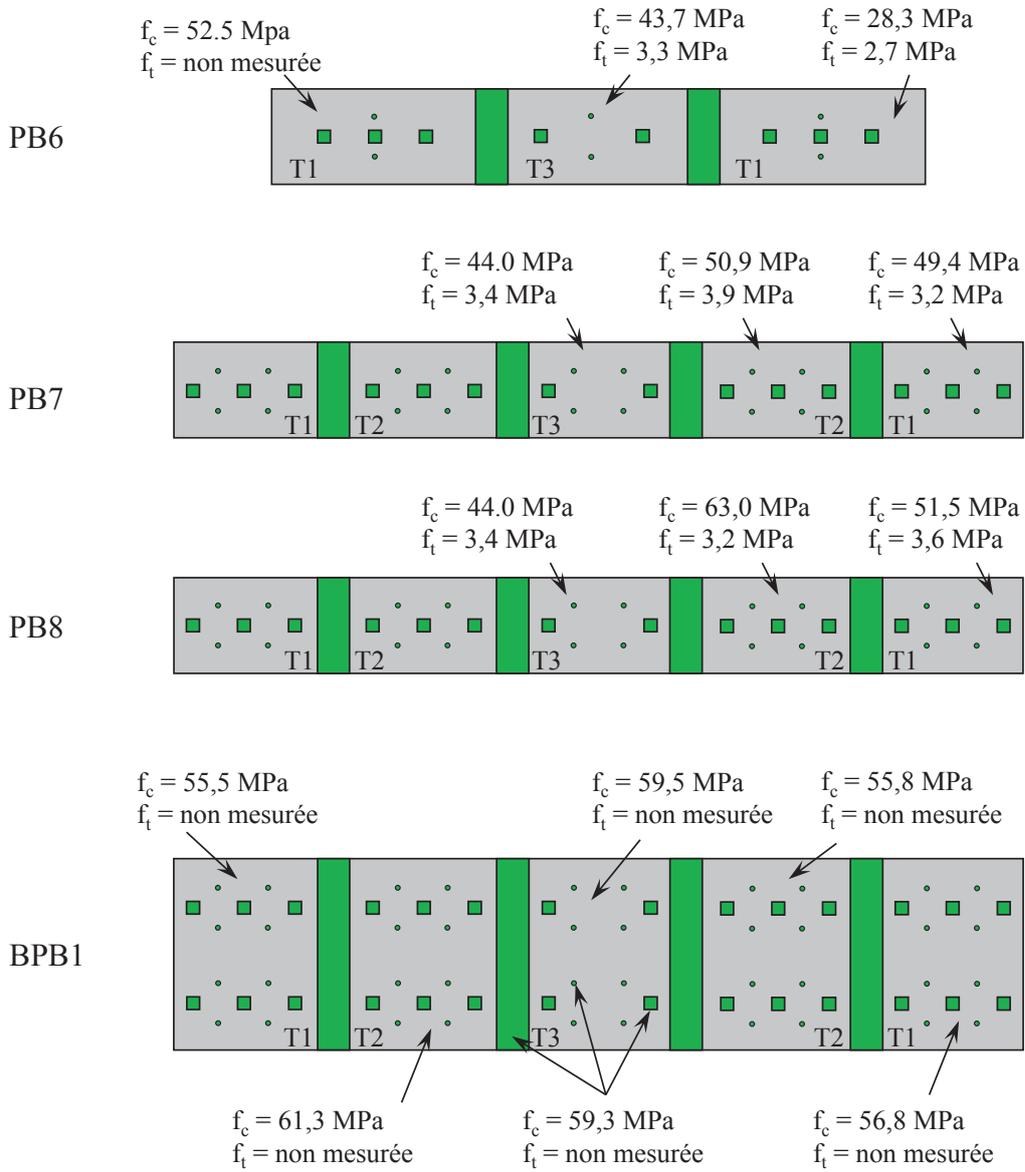


FIGURE 3.2: Vue de dessus des dalles des différents bétons le jour des essais

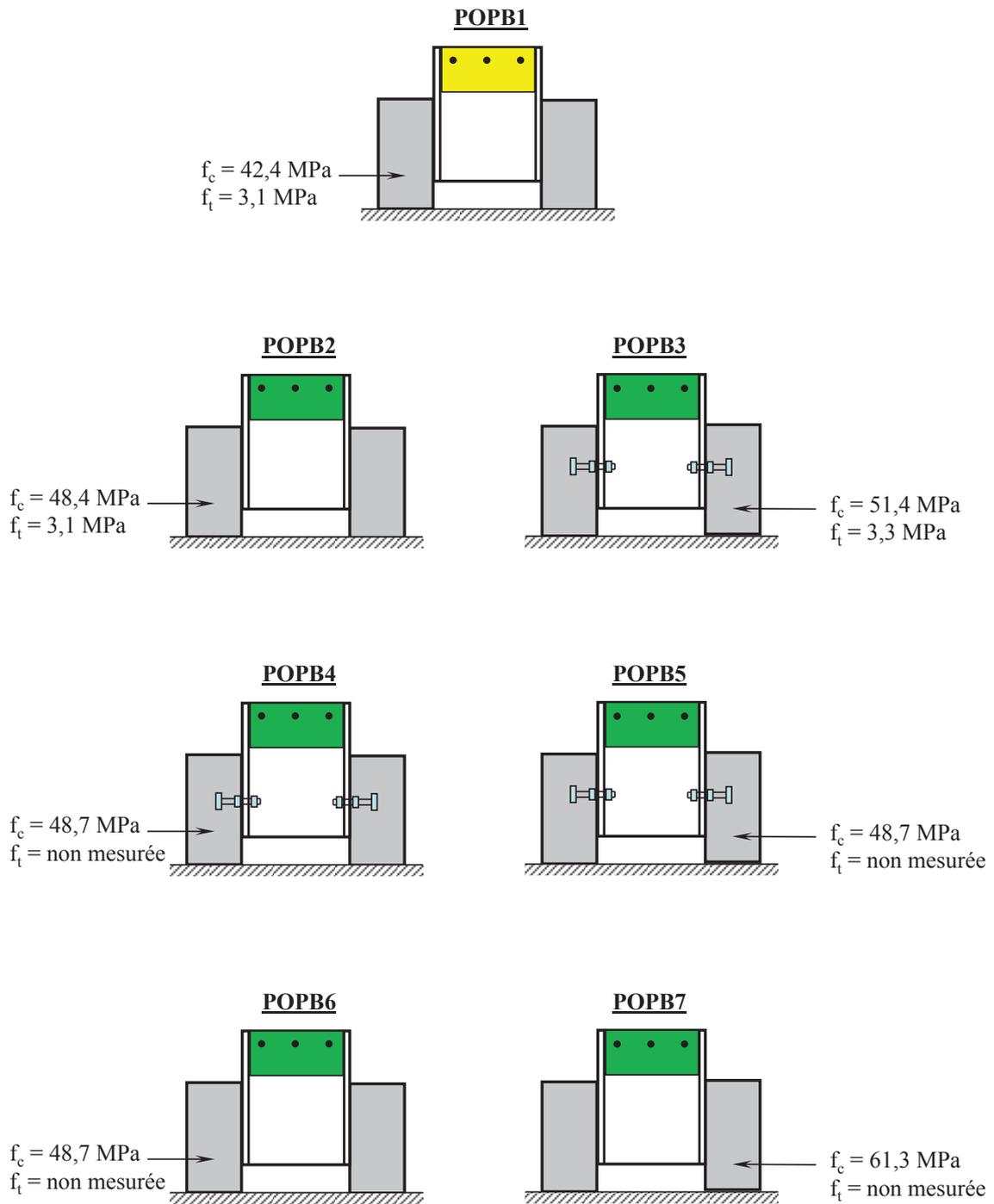


FIGURE 3.3: Vue d'ensemble schématique des caractéristiques des différents bétons le jour des essais

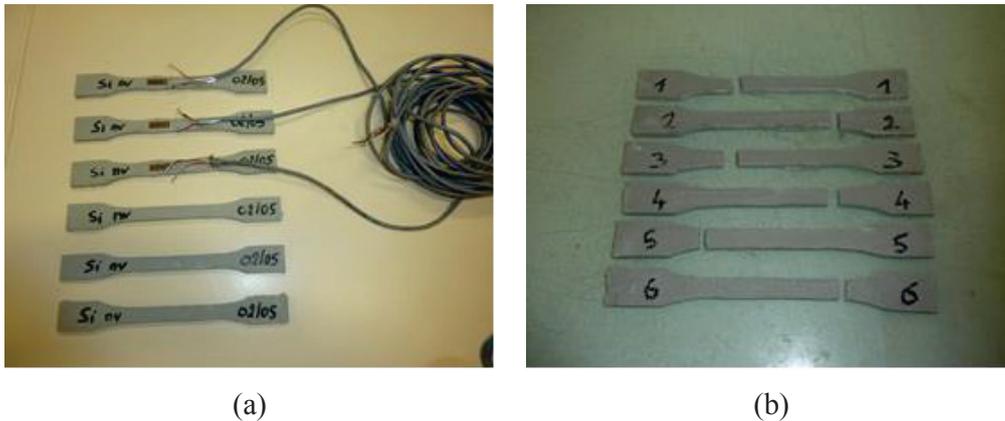


FIGURE 3.4: (a) Eprouvetttes d'adhésif à tester (b) Eprouvetttes d'adhésif ruinées

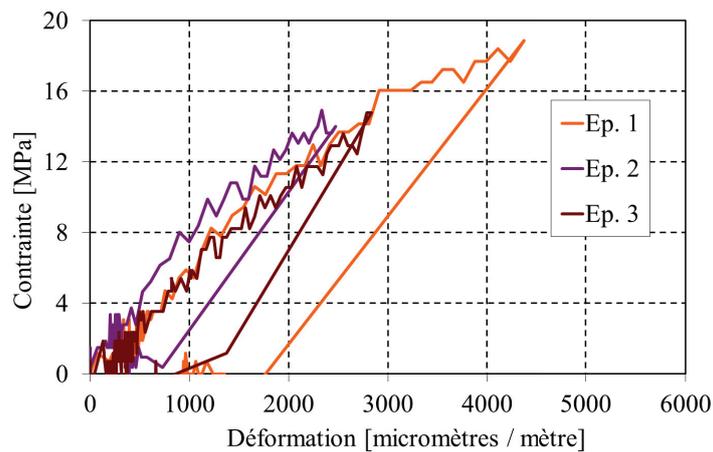


FIGURE 3.5: Résultats des essais de traction sur adhésif Sikadur 31 CF

3.3 Boulons

Les boulons sont utilisés chacun avec 2 écrous et 2 rondelles. Dans PB2, ce sont des boulons M8 6.8 de 8 mm de diamètre et de 60 mm de longueur. Dans PB3 et PB5, ce sont des boulons M10 6.8 de 10 mm de diamètre et de 80 mm de longueur. Les boulons utilisés pour la connexion dans PB7 sont des boulons 6.8 de 12 mm de diamètre et pour la connexion dans PB8, des boulons 8.8 de 10 mm de diamètre. D'ailleurs, les boulons utilisés pour la connexion dans BPB1 sont des boulons 8.8 de 12 mm de diamètre.

Les essais de caractérisation ont été réalisés sur une machine de traction à 200 kN de marque Zwick par l'équipe E. Cavène et A. Bouchair [E. Cavène, 2016]. Deux montages ont été utilisés, un pour les tests en traction et un pour les tests en cisaillement.

3.3.1 Montage en traction

Le système de montage en traction est constitué de 2 pièces massives en acier au travers desquelles le boulon est mis en place. La première tient la tête du boulon tandis que l'autre tient le bas de la tige au moyen de rondelles et écrous. Une coupe simplifiée du système est présentée en figure 3.6.

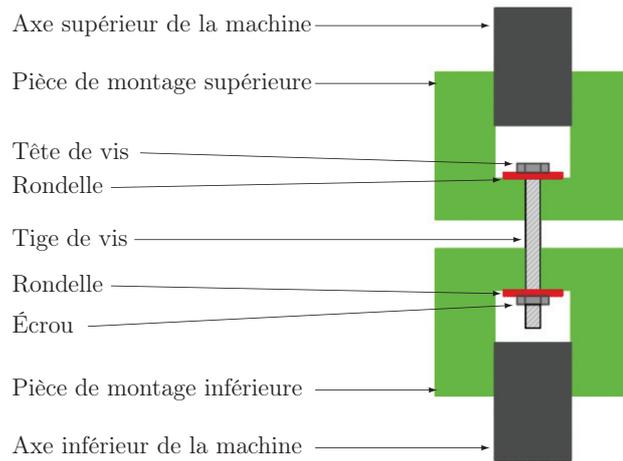


FIGURE 3.6: Coupe du montage en traction

3.3.2 Montage en cisaillement

Ce montage a pour vocation de créer une sollicitation de cisaillement dans la tige de la vis. Pour faciliter le maintien de cette dernière, le montage lui fait subir un double cisaillement. La photo de la figure 3.7 représente le montage. La grande proximité entre les deux plats situés de part et d'autre de la pièce de montage supérieure (mobile) a permis de limiter les effets de flexion de boulon sans pour autant les annuler totalement. Néanmoins les faciès de rupture des boulons montrent qu'il s'agit bien d'une rupture en cisaillement pur.

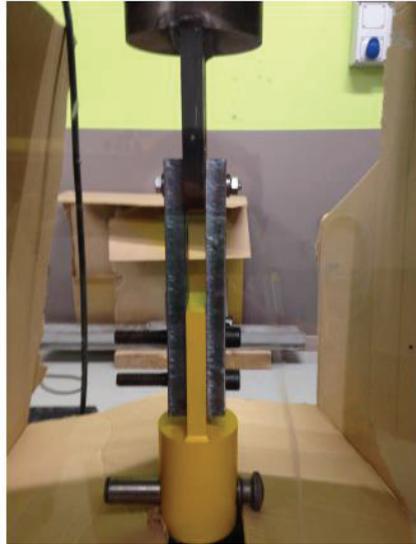


FIGURE 3.7: Photo du montage en cisaillement

3.3.3 Résultats

Les résultats sont présentés dans le tableau 3.1. De fait, la résistance mesurée est bien supérieure aux exigences sauf pour l'essai de cisaillement de M10 8.8. La résistance attendue en cisaillement est de 480 MPa. Ici la résistance en cisaillement est inférieure aux exigences de la norme NF-EN-1998-1-8. De par les efforts mis en jeu et la résistance de cette vis ainsi que sa géométrie il est possible d'envisager que la contribution du moment avec l'effort tranchant dans la vis ait conduit à une diminution de la résistance en cisaillement. Néanmoins, ce calcul n'a pas été mené.

Boulon	As (mm ²)	Expérience		EC3	
		Traction (MPa)	Cisaillement (MPa)	Traction (MPa)	Cisaillement (MPa)
M10 6.8	58	735.1 ± 18.1	424.5 ± 14.5	600	300
M10 8.8	58	876.1 ± 9.3	397.1*	800	480
M12 6.8	84.3	704.7 ± 18.1	388.8 ± 16.8	600	300
M12 8.8	84.3	845.6 ± 0.8	545.45 ± 1.1	800	480

* Un seul boulon a été testé

Tableau 3.1: Les résultats des essais de traction et cisaillement sur les boulons [E. Cavène, 2016]

3.4 Armatures

Les armatures du béton utilisées dans PB1, PB2 et PB4 à PB6 sont des armatures en barre HA S500 B. Dans les autres éléments testés, des treillis soudés ST25C sont utilisés. Des essais de traction ont été réalisés sur des barres prélevées dans le TS qui font entre 22 et 26 cm en longueur et 6,95 mm et 7,25 mm en diamètre. Cinq barres ont été testées avec une contrainte moyenne à rupture de 561,0 ± 6,1 MPa.

3.5 GFRP

Deux lots de profilés fabriqués par pultrusion ont été utilisés lors des essais. Le fournisseur est TOPGLASS-Italie. Le premier lot a été utilisé pour les poutres PB1-PB6 et POPB1-POPB3, et le deuxième pour tous les autres éléments.

Selon les fiches techniques, les deux types de profilé sont théoriquement les mêmes. Ils présentent une section en I doublement symétrique et sont constitués d'une matrice polyester et des fibres de verre E. Les semelles et l'âme ont une épaisseur de 10 mm. La largeur de la semelle est 100 mm. La hauteur totale de la section est 200 mm. Le profilé a un poids volumique de 1.75 t/m³ et une résistance en cisaillement de 30 MPa.

3.5.1 Essai du brûlage (burn-off)

L'essai du brûlage a été effectué uniquement pour le premier lot de pultrudé. Il consiste à appliquer au composite une température supérieure à la température de fusion de la matrice de telle sorte à effectuer sa combustion complète et ainsi connaître la répartition et la masse des fibres. Dans le cas de notre composite, la température de fusion des fibres de verre est estimée à 1400 °C et celle de la résine polyester à 255 °C. L'essai de brûlage a donc été réalisé à l'air libre, en faisant brûler les échantillons dans un bac en acier à l'aide de méthanol. Les échantillons brûlés ont été découpés directement dans les profilés à tester. Ils comportent un tronçon de section complète de 25 mm de long ainsi que des morceaux d'environ 23 mm de long selon l'axe du profilé : quatre morceaux de semelle, 1 morceau d'âme et 2 nœuds. Les dimensions précises des échantillons sont données sur la figure 3.8.

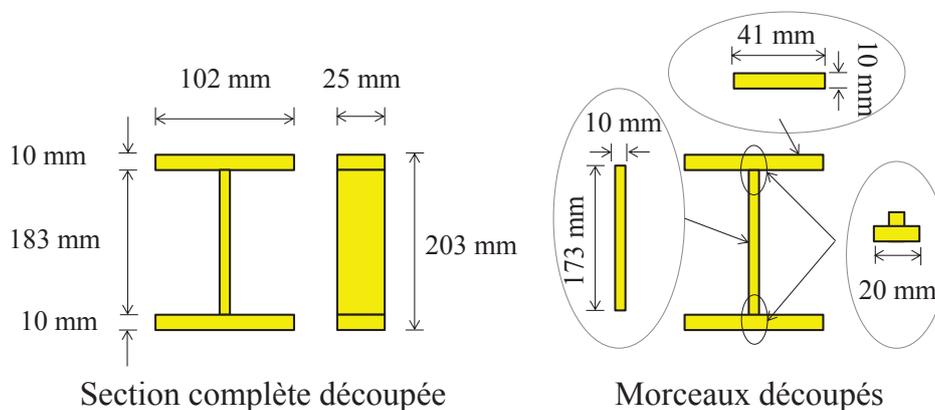


FIGURE 3.8: Géométrie des échantillons des essais de brûlage

Les différents échantillons ont d'abord été pesés puis brûlés. Une fois la combustion complète de la résine effectuée (voir fig. 3.9), les fibres restantes sont pesées. Le protocole de brûlage utilisé permet de séparer les fibres type par type (mat, rowing...) mais il est difficile de distinguer les différentes couches qui ont tendance à se mélanger. On constate que les fibres comprennent du mat et du rowing. La répartition détaillée n'a pu être observée de façon précise que pour l'échantillon prélevé dans l'âme. On constate que l'âme comporte 5 couches de mat et 4 couches de rowing distribuées de façon symétrique dans l'épaisseur.



FIGURE 3.9: Les échantillons après l'essai de brûlage

Le tableau 3.2 donne la distribution massique des fibres dans le profilé utilisé. Le composite contient environ 59 % de fibres en masse en moyenne. Toutefois, la distribution est très hétérogène dans la section : les semelles et la zone de jonction semelle/âme contiennent beaucoup plus de fibres que l'âme et en proportion plus de rowing que de mat. Cette distribution est habituelle dans les profilés pultrudés en I.

	Section complète		Âme		Semelle (4 morceaux)		Nœuds (2 morceaux)	
	% masse	% volume	% masse	% volume	% masse	% volume	% masse	% volume
Fibres longitudinales	43	27	26	15	52	35	57	28
Mats des fibres	16	10	20	12	16	10	12	6
Total fibres	59	37	46	26	68	45	69	34
Résine	41	63	54	73	32	55	31	66

Tableau 3.2: Pourcentages massique et volumique des fibres dans le profilé GFRP

3.5.2 Essai de traction

Pour le premier lot de profilé, les essais de traction ont été faits en deux phases. Dans la première phase, quatre éprouvettes de 25 cm de long, 4 cm de large et de 1 cm d'épaisseur ont été découpées dans les semelles (aucun essai de traction n'a été fait dans l'âme). La zone centrale de l'éprouvette 1 a été découpée de telle sorte à obtenir une section testée d'environ 10 x 10 mm². Les 3 autres éprouvettes ont simplement été entaillées aux extrémités sur 1,5 cm. La figure 3.10 précise la géométrie des éprouvettes.

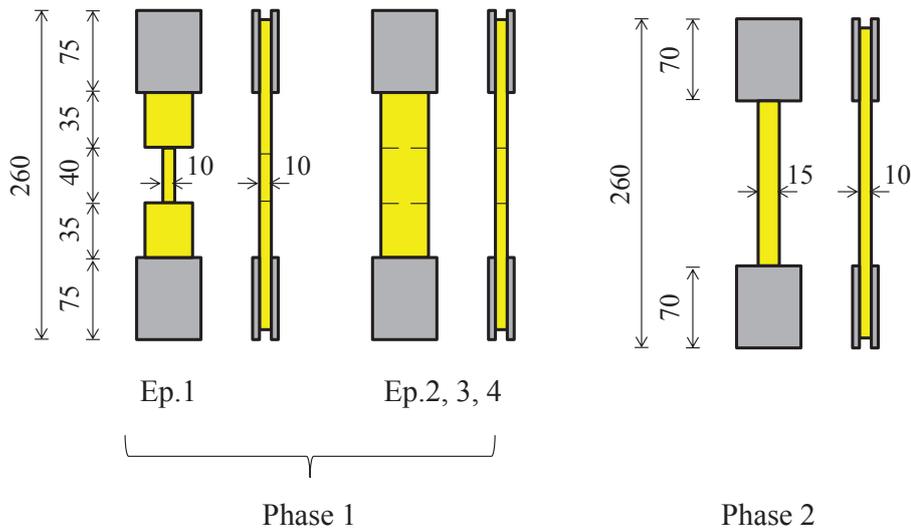


FIGURE 3.10: La géométrie des éprouvettes de traction (phase 1)

On utilise des talons aluminium collés à l'époxy afin d'éviter l'endommagement prématuré de la zone d'attache de l'éprouvette. Une jauge de déformation était collée sur chaque éprouvette. Puis, elles ont été testées en traction à une vitesse de déplacement imposée jusqu'à rupture. Pour l'éprouvette 1, le mode de ruine correspond à la rupture des fibres en traction tandis que celui des éprouvettes 2 à 4 est moins net avec une fissure oblique à proximité des mors. La figure 3.11 donne les courbes contrainte – déformation des 4 éprouvettes. Le comportement est élastique et pratiquement linéaire jusqu'à la rupture, la contrainte moyenne maximale à la ruine en traction vaut 309 MPa environ et la déformation moyenne maximale 9 %.

Toutefois, la confection des éprouvettes peut être améliorée ce qui devrait rendre plus régulier le mode de ruine obtenu. Pour cela, une deuxième phase a été effectuée. Dans la mesure du possible, pour cette deuxième phase, les essais de traction sur composites ont été effectués selon la norme ASTM D 3039M-08 (Standard Test Method for Tensile Properties of Polymer Matrix Composite Materials). Les essais de traction ont été réalisés sur vingt-deux éprouvettes parallélépipédiques. La technique de corrélation d'images a été également utilisée pour évaluer les déformations en fonction de la charge appliquée. Les détails de cette technique, ainsi que les propriétés du capteur optique sont données dans la section 4.4.

Les éprouvettes ont été découpées dans les semelles et dans l'âme. Chaque éprouvette a une longueur d'environ 25 cm et une section nominale de 14.5 mm x 10 mm. Des plaques d'aluminium ont été utilisées comme dans la première phase pour éviter le glissement entre la partie composite et le talon collé (mode de rupture type GAT). Les éprouvettes sont testées sur la machine de traction Zwick 1475, à une vitesse de chargement imposée de 1 mm/min. A titre d'exemple, les photos d'une éprouvette avant et après essai sont données sur la figure 3.12. Pour 17 autres essais, la rupture a bien été obtenue dans le composite. L'éprouvette 15 subit une rupture explosive en milieu d'éprouvette, 12 éprouvettes ont connu le même type de rupture. L'éprouvette 13 subit une rupture explosive multiple, en milieu d'éprouvette et à la jonction avec les mors. Les diagrammes des contraintes en fonction du déplacement de la traverse sont donnés sur la figure 3.11. On observe une contrainte moyenne à rupture de 307.3 ± 42.8 MPa pour les éprouvettes découpées dans l'âme

et 396.6 ± 45.8 MPa pour celles découpées dans les semelles. Ame et semelles confondues, nous obtenons une contrainte à rupture de 356.0 ± 62.9 MPa. Les contraintes moyennes à rupture sont calculées en prenant en compte tous les essais réalisés. On a clairement une résistance à rupture différente pour l'âme et les semelles. Concernant la rigidité des éprouvettes, la figure 3.11 semble montrer une rigidité plus faible pour les éprouvettes prises dans l'âme. En ce qui concerne la corrélation d'images, sur les 16 éprouvettes testées, seules 2 donnent des résultats exploitables. Pour les 14 autres, l'analyse par corrélation d'image ne donne pas de conclusion exploitable. Ceci peut être expliqué par une des raisons suivantes :

- le mouchetis est mal effectué ou mal capturé par le capteur optique, rendant impossible l'analyse. Le logiciel de corrélation ne donne pas de résultat. Pour pallier ce problème, un soin particulier doit être apporté à la réalisation du mouchetis et à l'éclairage. Un éclairage LED doit être préféré.
- L'éprouvette subit un déplacement hors plan lors du chargement progressif à partir du début de l'essai. Ce déplacement modifie la distance entre l'éprouvette et le capteur optique, influant sur la dimension d'un pixel sur la surface de mesure. Alors, le logiciel de corrélation d'images mesure une déformation faussée. Pour pallier ce problème, l'éprouvette doit être correctement centrée dans le mors.
- L'éprouvette subit un déplacement hors plan par paliers au cours de l'essai. Ce déplacement modifie la distance entre l'éprouvette et le capteur optique, influant sur la dimension d'un pixel sur la surface de mesure. Alors, le logiciel de corrélation d'image mesure une déformation faussée.

La figure 3.11 montre les diagrammes contrainte-déformation pour l'éprouvettes n° 8, 17 et 19. Les déformations moyennes sont déterminées par corrélation d'image, en calculant l'allongement d'un segment D1 d'une longueur initiale de 250 pixels (± 20 px), pris au centre de l'éprouvette. Pour les éprouvettes n° 8 et 19, prises dans la semelle, on obtient un comportement linéaire, avec des modules de rigidité de 28,4 GPa et 33,2 GPa, respectivement. La rigidité est mesurée dans la partie centrale du diagramme, en excluant le début de l'essai (mise en tension de l'éprouvette) et la rupture. L'éprouvette 17 illustre les problèmes rencontrés lors de la mesure par corrélation d'image. Pour l'éprouvette n° 17, on observe des sauts dans la mesure de la déformation. Ces sauts empêchent de mesurer la rigidité de l'éprouvette tout au long de son chargement.

En conclusion, la campagne d'essai n°2 sur vingt-deux éprouvettes de traction (10 dans l'âme, 12 dans les semelles) permet de tirer les enseignements suivants :

- La contrainte à rupture dans les semelles et l'âme du profilé est différente 307.3 ± 42.8 MPa dans l'âme contre 396.6 ± 45.8 MPa dans les semelles.
- La rigidité dans les semelles et l'âme du profilé semblent différentes. Toutefois cette différence n'est pas quantifiée.
- La mesure des déformations par corrélation d'image impose une grande rigueur dans la mise en place de l'essai. Sur 16 éprouvettes, seuls 2 donnent des résultats exploitables.
- Les modules de rigidité en traction mesurés pour les éprouvettes n°8 et 19 sont respectivement de 28,4 GPa et 33,2 GPa. La déformation à rupture est de l'ordre de $1,6 \cdot 10^{-2}$.
- La mesure des déformations par corrélation d'image 2D impose que l'éprouvette reste dans un plan vertical tout au long de l'essai. Cela implique que l'éprouvette soit centrée par rapport aux mors, et que la chaîne de chargement soit alignée dès le début du chargement.

Pour éviter le risque de ne pas avoir des résultats exploitables avec la technique de corrélation d'images, il a été décidé pour les éprouvettes de deuxième type de profilé que des jauges soient

collées sur la section d'éprouvettes pour mesurer la déformation.

Des éprouvettes de la même section que celles du lot 2 ont été testées de la même manière sur la même presse. Dans la semelle, le module d'élasticité vaut 33.5 ± 9.5 GPa et la contrainte à la rupture 396 ± 56 MPa. Les éprouvettes de l'âme, comme pour l'autre profilé, présentent une résistance moins importante que la semelle avec une contrainte maximale à la ruine de 346 ± 41 MPa et un module d'élasticité de 27.6 ± 2.5 MPa. Les autres caractéristiques mécaniques sont disponibles sur le lien téléchargeable ([Fiche technique](#)).

Le module de cisaillement est estimé à partir des valeurs de module longitudinal et d'un essai de flexion sur les pultrudés seuls (voir détails en sous-section 6.7.1). Dans le tableau 3.3, un bilan d'essais de traction est présentés.

	Résistance moyenne en traction en MPa (Semelles)	Résistance moyenne en traction en MPa (Ame)	Module d'Young moyenne en traction en GPa (Semelles)	Module d'Young moyenne en traction en GPa (Ame)
Lot 1	397 ± 46	308 ± 43	30.8 ± 3.4	-
Lot 2	396 ± 56	346 ± 41	33.5 ± 9.6	27.6 ± 2.5

Tableau 3.3: Résultats d'essais de traction

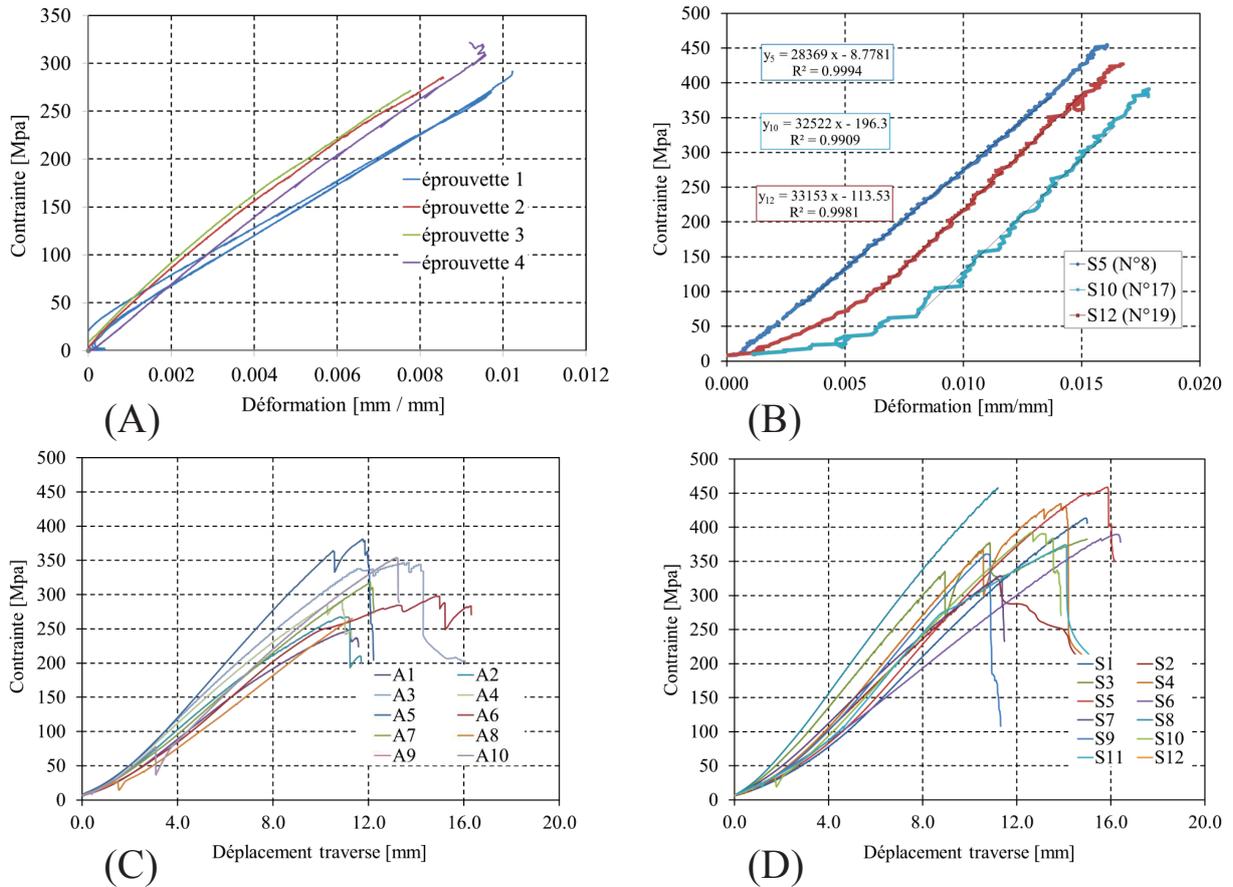


FIGURE 3.11: (A) Les résultats des essais de traction de phase 1 (B) Les courbes contraintes-déformation des éprouvettes exploitables phase 2 (C) Les courbes contraintes-déplacement des éprouvettes coupées de l'âme (phase 2) (D) Les courbes contraintes-déplacement des éprouvettes coupées de la semelle (phase 2)



FIGURE 3.12: Une éprouvette de la phase 2 avant (gauche) et après (droite) l'essai (phase 2)

Chapitre 4

Caractérisation de l'interface

If you succeed in misleading somebody, Do not think of him of being a big fool, Rather think about how he trusted you.

Ali ibn abi talib (as)

4.1 Introduction

Le test push-out, normalisé pour la construction mixte acier-béton et connu sous le nom de test push standard dans [EC4, 2004], a été étudié dans la littérature avec différents composants pour caractériser la connexion à l'interface dans les structures mixtes et pour analyser son comportement en cisaillement. [Pallarés et Hajjar, 2010] présente une liste des travaux faits sur le push out dans la construction mixte acier-béton. Les premiers essais push-out ont été faits par [Viest, 1956] en 1956. Il a observé trois modes de rupture : la rupture en cisaillement du goujon, rupture en écrasement du béton au niveau des goujons, et une rupture mixte. Ce test a été utilisé pour caractériser l'interface collée dans la construction mixte acier-béton [Jurkiewicz et Hottier, 2005, Larbi *et al.*, 2007, Jurkiewicz *et al.*, 2011, Berthet *et al.*, 2011] avec trois modes de rupture principaux observés : rupture cohésive dans la colle, rupture cohésive dans le béton ou rupture mixte. Ce test a également été utilisé pour caractériser la connexion béton-bois [Steinberg *et al.*, 2003, Ceccotti *et al.*, 2007, Faggiano *et al.*, 2009].

Dans les structures hybrides FRP-béton, on remarque l'utilisation d'essai pull-off [Correia *et al.*, 2009a, Hulatt *et al.*, 2003b] pour l'interface collée. L'essai push out a été utilisé pour évaluer l'adhérence de confinement entre le béton et le FRP [Roeder *et al.*, 1999, Li *et al.*, 2005] et pour les planchers hybrides FRP-béton [Gai *et al.*, 2013]. Une autre forme de configuration push out est l'élément FRP (l'âme) perforé assemblé avec deux substrats en béton peut être trouvée [Nam *et al.*, 2007, Bahleda *et al.*, 2013].

A notre connaissance, aucun essai push-out sur l'interface collée n'a été publié à ce jour. Les seuls essais "push-out boulonnés" faits sur l'interface FRP/béton sont ceux de [Correia *et al.*, 2009a], [El-Hacha et Chen, 2012] et [Nguyen *et al.*, 2014]. Dans [Correia *et al.*, 2009a], pour chaque type de boulon il n'y avait qu'une éprouvette testée. Trois séries ont été testées différant uniquement par résistance du béton : 27, 37 et 51 MPa avec trois types différents de boulons. [Nguyen *et al.*, 2014] a testé 14 éprouvettes push out. L'objectif de ses essais est d'évaluer le comportement à l'interface entre le GFRP/HFRP et le BFUHP (160 MPa moyenne en compression). Quatre modes de connexion métallique ont été utilisés : boulons acier inox, boulons acier inox avec haute résistance contre la corrosion, boulons acier sans têtes inclinés dans les substrats et boulons en GFRP. Pour quelques éprouvettes, une connexion mixte avec le collage par époxy a été effectuée.

En conséquence, en raison du manque de données comparatives sur les deux types de connexion pour un béton de performance moyenne, nous avons décidé de lancer une campagne d'essai push-out pour caractériser l'interface, c'est l'objet de ce chapitre.

4.2 Définition des corps d'épreuves

Sept séries de tests ont été effectuées au cours de cette étude expérimentale. Les séries sont désignées POPB1 à POPB7, avec 5 spécimens identiques pour chaque série (voir tableau 4.1). Chaque éprouvette est composée d'un tronçon de GFRP en I de 200 mm de long relié à 2 petites dalles de béton de 200 x 200 x 100 mm³ (type 1) ou 200 x 100 x 100 mm³ (type 2). La géométrie des éprouvettes est détaillée dans la figure 4.1. Les propriétés mécaniques des différents matériaux sont dans la section 6.4.

Dans les éprouvettes collées, l'épaisseur de la colle n'est pas contrôlée mais estimée inférieure à 1 mm. Dans les éprouvettes boulonnées, chaque semelle est connectée à la dalle par deux bou-

lons situés sur les deux côtés de l'âme (4 boulons par éprouvettes). Trois types des boulons d'une longueur de 80 mm sont utilisés : M10 6.8m, M10 8.8, et M12 6.8 dans series POPB3, POPB4 et POPB5 respectivement.

Séries	Substrats en béton				Boulons	Type de colle / surface totale collée (mm ²)
	Hauteur (mm)	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)	Résistance ultime moyenne en compression (MPa)		
POPB1	200	100	200	42.4 ± 0.7	-	époxy 31 CF / 30000
POPB2	200	100	200	48.4 ± 3.7	-	époxy 31 CF / 30000
POPB3	200	100	200	Substrat 1: 48.7 ± 1.7	4 M10 x 80 mm nuance 6.8	-
				Substrat 2: 51.4 ± 0.6		
POPB4	200	100	100	Substrat 1: 48.7 ± 1.9	4 M10 x 80 mm nuance 8.8	-
				Substrat 2: 61.3 ± 1.1		
POPB5	200	100	100	Substrat 1: 48.7 ± 1.9	4 M12 x 80 mm nuance 6.8	-
				Substrat 2: 61.3 ± 1.1		
POPB6	200	100	100	48.7 ± 1.9	-	époxy 31 EF / 30000
POPB7	200	100	100	61.3 ± 1.1	-	époxy 31 EF / 30000

Tableau 4.1: Les différentes séries d'éprouvettes push-out

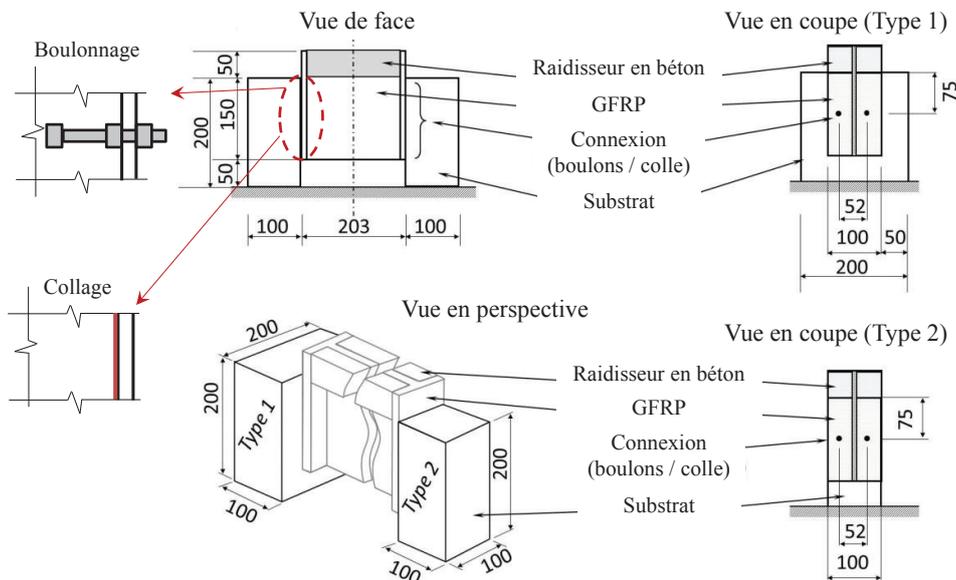


FIGURE 4.1: Les dimensions des éprouvettes (unités en mm)

4.3 Préparation des corps d'épreuve

L'ensemble des photos 4.2 illustre la fabrication de corps d'épreuve.

4.3.1 Les éprouvettes collées

Les étapes de confection sont les suivantes : bétonnage des dalles, rectification des dalles (sauf pour POPB1), sablage (ponçage pour POPB7) / dépoussiérage. Les tronçons de pultrudé ont été époussetés et dégraissés à l'acétone. Les dalles ont été collées en 2 fois avec deux jours d'intervalle.

Les corps d'épreuve ont été munis en partie supérieure de raidisseurs destinés à renforcer la zone d'application du chargement et à éviter une rupture locale prématurée au niveau du point d'application de la charge. En bois pour POPB1, ils ont été remplacés par des raidisseurs en béton dans les autres séries, plus simple à réaliser.

4.3.2 Les éprouvettes boulonnées

Les profilés ont préalablement été découpés, percés puis les boulons ont été mis en place (1 paire par face). Une semaine sépare le bétonnage des deux dalles. Les dalles sont armées d'un cadre HA8. Dans le but d'assurer une géométrie optimale, un surfacage au mortier a été réalisé sur les faces inférieures des dalles.

4.4 Configuration d'essai

Pour POPB1, une fois correctement mis en place, chaque corps d'épreuve a été chargé de façon monotone croissante jusqu'à rupture avec un pilotage en force le plus régulier possible (estimation de la vitesse de chargement par la lecture du cadran). Seule la force maximale a été enregistrée.

Pour toutes les autres séries, les essais ont été réalisés sur la machine de traction / compression WOLPERT. Les essais ont été effectués avec une vitesse de déplacement de traverse de 0,6 mm / min (POPB2 et POPB3) et 1.0 mm/min (POPB4 à 7). Après un petit calage éventuel des corps d'épreuve, le déplacement augmente jusqu'à obtention de la ruine. Pendant chaque essai, on enregistre la force et la course du vérin.

En outre, la technique de corrélation d'images (DIC) a également été utilisée sauf pour les séries POPB1 et POPB2.

La DIC est utilisé pour évaluer le comportement à l'interface entre le profil du béton et du GFRP. En effet, la DIC est une méthode de mesure sans contact, qui fournit des données globales, contrairement aux LVDT et les capteurs laser qui donnent des mesures locales seulement [Chu *et al.*, 1985, McCormick et Lord, 2010, Hild et Roux, 2012].

Le logiciel de corrélation d'image ([Icasoft](#)) a été utilisé pour effectuer la mesure des champs de déplacement au niveau de la jonction profilé / béton. L'acquisition est faite avec un capteur optique CCD BlueFOX , mvBlueFOX 224G, équipé d'un objectif JINON HF16SA-1 1 :1.4/16 mm piloté par le logiciel Icasnap. Les spécifications du matériel optique sont données dans le tableau 4.2.

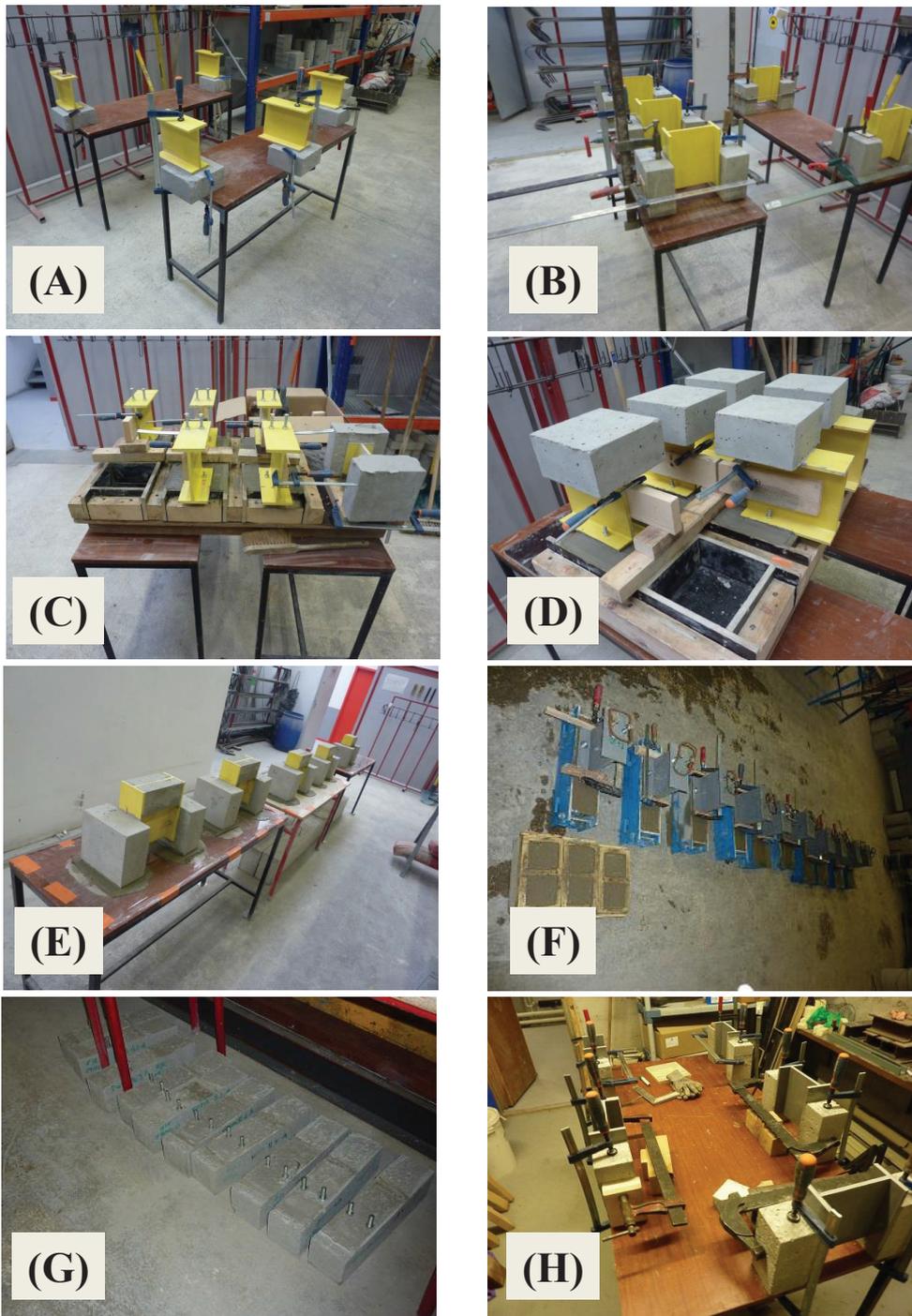


FIGURE 4.2: (A) Collage du premier substrat (Type 1-collage) (B) Collage du deuxième substrat (Type 1-collage) (C) Coffrage pour le coulage du premier substrat (Type 1-boulonnage) (D) Coulage du deuxième substrat (Type 1-boulonnage) (E) La série POPB2 (collée) (F) Coulage du premier substrat (Type 2-boulonnage) (G) Boulons ancrés dans le substrat après le décoffrage (H) Collage du deuxième substrat (Type 2-collage)

mvBlueFOX 224G CCD		FUJINON 1 :1.4/16mm HF16SA-1	
Format capteur	CCD, niveaux de gris	Mise au point	Manuelle
Resolution	1600 x 1200 Px	Ouverture	Manuelle
Fréquence maximale	16 Hz	Distance focale	16 mm
Format capteur	7.18 x 5.32 mm (1/1.8 ‘’)	Plage d'ouverture	F1.4 – F22
Taille pixel	4.4 x 4.4 μm	Plage de mise au point	0.1 m - ...
Temps d'intégration	30 μs – 10s		

Tableau 4.2: Propriétés du capteur optique

Le logiciel est utilisé en mode manuel, sans synchronisation. La course du vérin est lue sur la machine de traction par l'opérateur qui déclenche le capteur optique tous les 0,1 mm. La synchronisation entre la machine de traction et l'ordinateur portable pilotant le capteur optique n'est pas disponible au moment de l'essai. Les corps d'épreuve sont préparés spécialement pour la corrélation; un mouchetis noir et blanc est appliqué sur la zone d'intérêt (visible sur les figures 4.3 et 4.4).

Dans un premier temps, une peinture blanche est appliquée à la bombe afin de recouvrir complètement la zone d'intérêt. Après 24h de séchage, un mouchetis noir est effectué, à la bombe, sur cette même zone en prenant soin d'obtenir un ensemble de points noirs irrégulier par la taille et la répartition. Les essais sont ensuite réalisés au minimum 24h après l'application du mouchetis.



FIGURE 4.3: Le mouchetis sur les éprouvettes

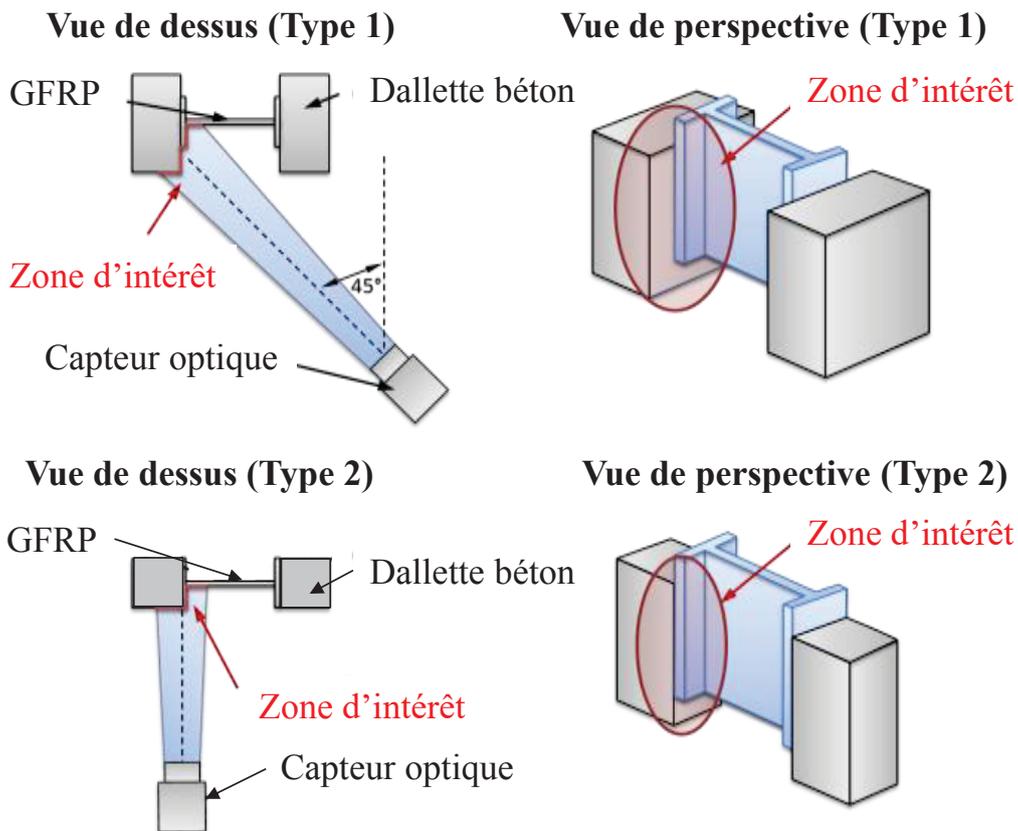


FIGURE 4.4: Les zones d'intérêt pour les deux types d'éprouvettes

Pour POPB2 et POPB3 le capteur optique est placé à 45° par rapport à l'éprouvette, à une distance d'environ 0,60 m comme indiqué sur la figure 4.4. Ainsi, les faces visibles du profilé et du bloc béton ne sont pas dans un même plan, il faudra en tenir compte lors de l'exploitation des résultats.

Cependant, pour POPB4 à 7 les surfaces frontales sont coplanaires et le capteur optique est placé perpendiculairement à leur plan à une distance d'environ 0,60 m.

Les images obtenues, clichés en niveau de gris de 1600 par 1200 pixels, sont comparées dans le logiciel Icasoft en mode séquentiel. Par défaut, les valeurs suivantes sont utilisées pour le calcul de corrélation d'image :

- Pattern size, min = 25, max = 32
- Grid step = 9
- Precision = 1/100 pixels
- Large strain calculation : non utilisé.

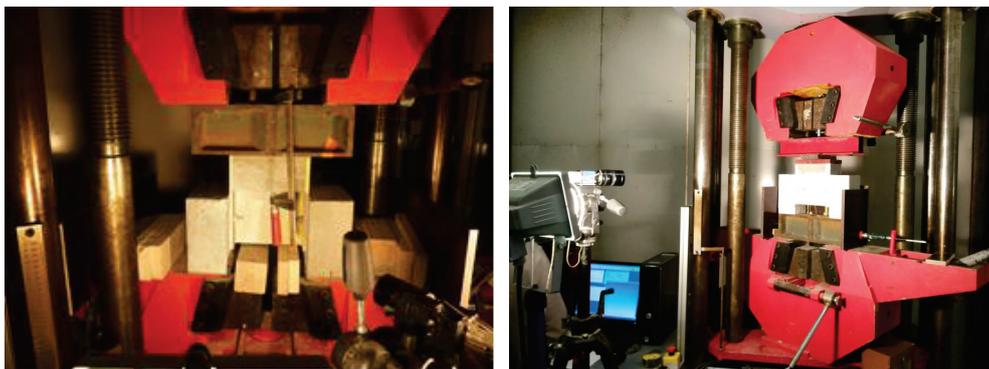
Suivant le matériel utilisé, et la taille et la distance de l'éprouvette au capteur, la dimension théorique d'un pixel sur la surface de mesure est estimée à environ $165 \mu\text{m}$. Cette dimension est cependant recalculée pour chaque essai en prenant un cliché de l'éprouvette avec un régle métallique. Cette méthode permet d'obtenir l'échelle entre dimension réelle et dimension sur le cliché. Avec une ouverture de 16, la profondeur de champs calculée est de 20,3 cm. Cette distance est suffisante. Elle permet d'obtenir la netteté sur l'ensemble de la zone d'intérêt. La résolution annoncée du logiciel Icasoft est le 1/100e de pixel. On a donc une résolution de $1,3 \mu\text{m}$ pour les essais de

push-out. Cette résolution reste toutefois théorique et probablement surestimée dans les faits.

Pour les éprouvettes de POPB2 et POPB3, la différence de distance entre le point de l'aire d'intérêt (AOI) le plus éloigné du capteur et le point le plus proche est estimée aux alentours de 50 mm, ce qui correspond à une variation de $\pm 4,2 \%$ de la distance éprouvette-capteur estimée à 600 mm. Ainsi, la dimension d'un pixel sur la surface de mesure, qui est directement proportionnelle à la distance éprouvette-capteur, varie de $\pm 4,2 \%$ autour de la valeur moyenne de $165 \mu\text{m}$. Par conséquent, la précision des mesures de déplacements verticaux pour l'ensemble de l'AOI est de $\pm 4,2 \%$.

4.5 Résultats

La photo 4.5 illustre le dispositif typique de chargement. On peut noter que pour le type 1, la camera fait un angle d'environ 45 degrés par rapport au plan de collage alors que dans le type 2, elles sont parallèles. Les courbes force – déplacement pour toutes les séries (sauf pour POPB1 où le déplacement n'a pas été mesuré) sont données sur la figure 4.6.



Type 1 (Capteur à 45°)

Type 2 (Capteur à 90°)

FIGURE 4.5: Dispositif d'essai

4.5.1 Les éprouvettes boulonnées

4.5.1.1 Mode et charge de ruine

Les séries POPB3, 4 et 5 sont des éprouvettes boulonnées. Les différences sont dans les dimensions des dalles de béton type 1 (POPB3) ou type 2 (POPB4 et POPB5) et dans la nuance et le diamètre des boulons utilisés (voir tableau 4.1). Les 3 séries montrent des similitudes, en termes de charge ultime, mais avec différents modes de rupture.

Pour POPB3 et 4, toutes deux avec boulons M10, la rupture se produit après la plastification des boulons. Ils sont fortement inclinés vers le bas comme le montre la figure 4.7.

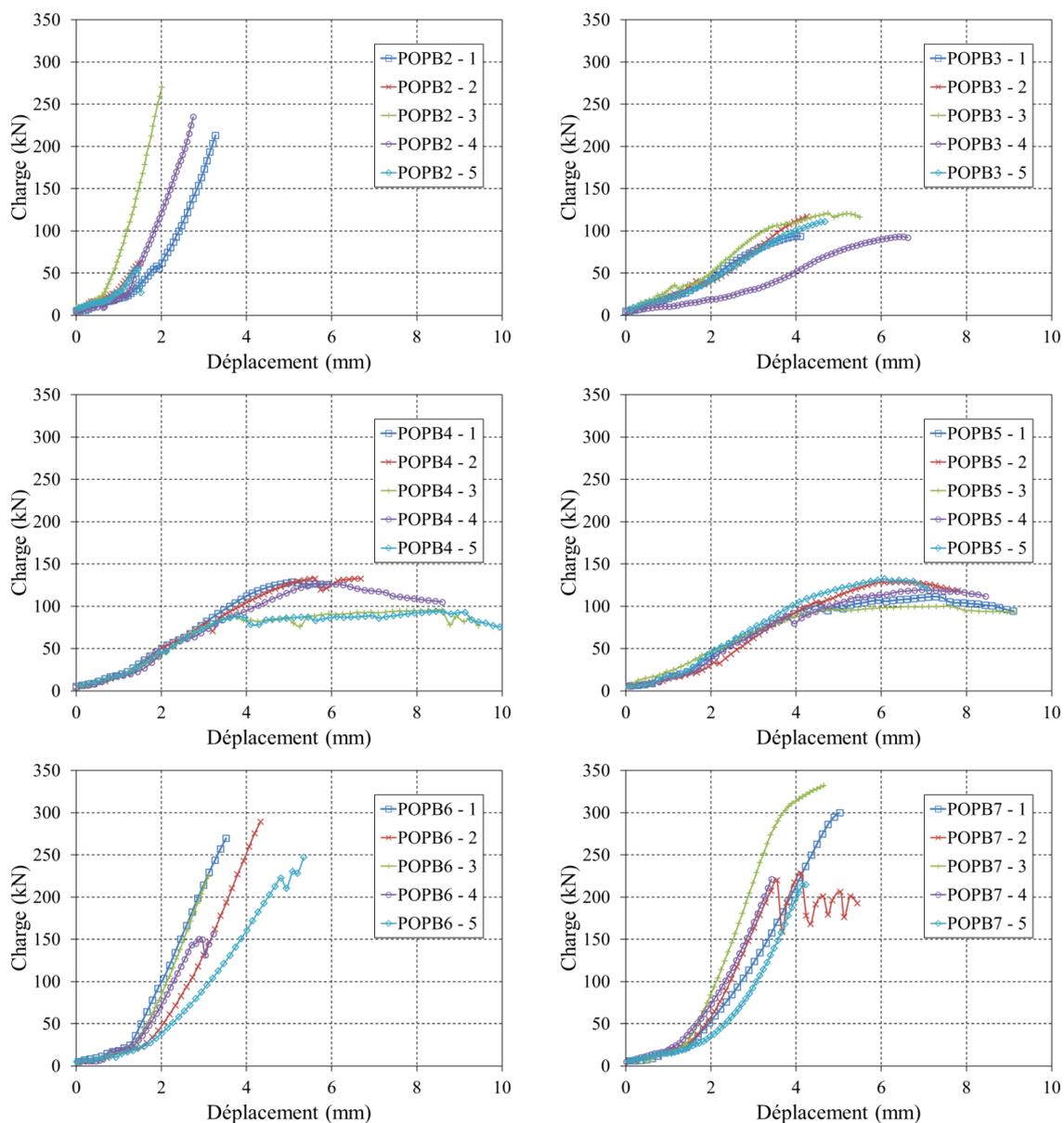


FIGURE 4.6: Les courbes force-déplacement des POPB2 à POPB7

POPB4 présente également une certaine fissuration du béton autour des boulons qui conduit à un comportement ductile avec un déplacement significatif après la charge ultime. Les dalles de béton pour POPB3 ne présentent aucun signe d'endommagement, même autour de la zone du boulon ce qui n'est pas surprenant compte tenu de la valeur assez élevée de la résistance du béton ($f_c = 51,4$ MPa – voir tableau 4.1). La rupture est plus fragile, les boulons cisailent directement après la charge maximale. D'autre part, pour POPB5, avec des boulons M12, aucun cisaillement des boulons n'est observé à la fin de l'expérience. La rupture se produit uniquement par éclatement du béton autour des boulons.

Les modes de rupture sont alors différents même si les courbes force-déplacement se ressemblent. Pour presque tous les spécimens, après une phase de mise en charge, la force augmente avec le dé-

placement de façon linéaire jusqu'à environ 80 % de la charge à rupture puis devient fortement non linéaire jusqu'à la force maximale est atteinte à un déplacement de 4 à 6 mm et finalement, elle chute rapidement dans le cas de POPB3 et la charge diminue lentement pour POPB4 et 5 à cause de la propagation des fissures. Les charges de rupture moyennes sont données dans le tableau 4.3.

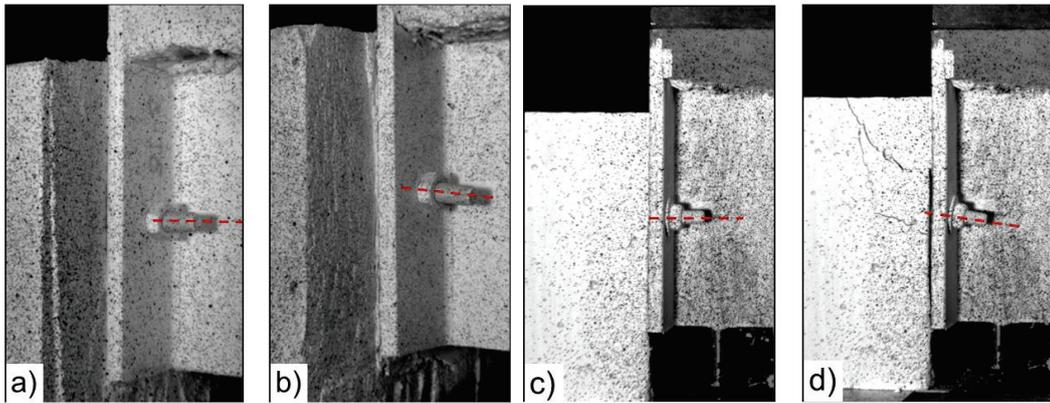


FIGURE 4.7: ZOI (a) POPB3-5 état initial (b) POPB3-5 état final (c) POPB5-3 état initial (d) POPB5-3 état final

Eprouvette	Charge ultime (kN)	Charge ultime moyenne (kN)	Effort ultime repris par boulon (kN)	Effort ultime moyenne repris par boulon (kN)	Mode de rupture
POPB3 - 1	94.2	107.7 ± 13.3	23.6	26.9 ± 3.3	Plastification suivie par cisaillement des boulons
POPB3 - 2	117.5		29.4		
POPB3 - 3	122.1		30.5		
POPB3 - 4	93.2		23.3		
POPB3 - 5	111.3		27.8		
POPB4 - 1	131.7	116.6 ± 19.6	32.9	29.2 ± 4.9	Rupture mixte : Plastification des boulons + fissuration du béton
POPB4 - 2	133.1		33.6		
POPB4 - 3	96.5		24.1		
POPB4 - 4	127.6		31.9		
POPB4 - 5	94.1		23.5		
POPB5 - 1	111.7	119.3 ± 12.2	27.9	29.8 ± 3.0	Fissuration suivie par l'éclatement du béton
POPB5 - 2	129.1		32.3		
POPB5 - 3	103.3		25.8		
POPB5 - 4	119.6		29.9		
POPB5 - 5	132.9		33.2		

Tableau 4.3: La charge de ruine des éprouvettes boulonnées

On remarque qu'augmenter le diamètre ou la nuance du boulon augmente la charge ultime et modifie le mode de rupture. Cependant, les dimensions des substrats influent également le mode de ruine. Les dalles de POPB4 et 5 sont plus étroites ce qui signifie que les boulons sont plus proches de la surface du béton (la distance à la face frontale du béton est de 73 mm pour le type 1 contre 23 mm pour le type 2). Cela peut expliquer la fissuration observée dans POPB4 et 5.

Le tableau 4.4 présentent les équations pour calculer l'effort ultime d'un boulon : dans un assemblage acier-acier (EC3), dans une poutre mixte acier-béton (EC4), et à partir des essais push-out de : [Chinn, 1965], [Slutter et Driscoll Jr, 1963], [Goble, 1968] et [Ollgaard *et al.*, 1971].

Valeurs de calcul de résistance	EC 3 classe 6.8 (résistance au cisaillement d'un goujon)	$F_{v,Rd}=0.5 f_{ub}A_s$
	EC 3 classe 8.8 (résistance au cisaillement d'un goujon)	$F_{v,Rd}=0.6 f_{ub}A_s$
	EC 4 (rupture par cisaillement du goujon)	$P_{Rd}=0.8 f_u A_s$
	EC 4 (rupture par écrasement du béton)	$P_{Rd}=0.29 d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}$
Courbes fitting	Chin et al.	$P_{max}=0.8 d^2 f_{ck} \sqrt{\frac{4000}{f_{ck}}}$
	Slutter et al.	$P_{max}=52.1 d^2 \sqrt{f_{ck}}$
	Goble et al.	$P_{max}=49.4 d^2 \sqrt{f_{ck}}$
	Ollgaard et al.	$P_{max}=0.336 A_d \sqrt{f_{ck} E_{cm}}$

f_{ub} : Résistance à la traction d'un boulon

f_u : Résistance à la traction d'un goujon

E_{cm} : Module élastique du béton

f_{ck} : Valeur caractéristique de la résistance en compression sur cylindres du béton

A_d : L'aire nominale d'un goujon

d : Le diamètre nominal d'un goujon

Tableau 4.4: Les différents approches pour calculer la résistance ultime des boulons

Le tableau 4.5 compare les différents efforts obtenus expérimentalement à ceux calculés à partir des formules existantes.

	M10 6.8 (POPB3)	M10 8.8 (POPB4)	M12 6.8 (POPB5)	M12 8.8 (pas d'essai)
Rr moyenne obtenue en push- out (kN)	26.9 ± 3.3	29.2 ± 4.9	29.8 ± 3.0	-
Rc moyenne calculée à partir des essais de traction (kN) (EC3)	21.32	30.48	29.70	42.70
Rc théorique selon EC3 (kN)	17.40	27.84	25.29	40.46
Rc théorique pour une rupture en cisaillement selon EC4 (kN)	27.84	37.12	40.46	53.95
Rr pour une rupture dans le béton selon EC4 (kN)	33.51	35.63	51.31	-
Rc selon Chin et al. (kN)	32.02	33.56	48.33	-
Rc selon Slutter et al. (kN)	32.97	34.56	49.77	-
Rc Goble et al. (kN)	31.26	32.77	47.19	-
Rc selon Ollgaard et al. (kN)	22.52	23.95	34.80	-

Rr : La résistance d'un goujon à la rupture

Rc : La résistance en cisaillement d'un boulon

Tableau 4.5: Comparaison entre les résultats expérimentaux et le calcul à partir des formules existantes

La charge de ruine donnée par l'EC4 est un peu plus élevée que celle de l'EC3 probablement parce que le nombre de goujons dans un pont est beaucoup plus élevé que le nombre de boulons dans un assemblage. On voit bien que les valeurs calculées à partir des essais de caractérisation des boulons dans la section 3.3 sont proches des valeurs obtenues lors de push-out. Effectivement, les boulons montraient des contraintes ultimes en traction f_u supérieures aux valeurs réglemen-

taires (EC3). On remarque que toutes les formules (sauf celle de EC3) surestiment la résistance ultime d'un boulons pourtant que les différents travaux montrés ont établie leurs formules à partir des résultats push-out. L'EC3 sous-estime l'effort pour M10 6.8 pourtant la ruine de POPB3 a été par cisaillement des boulons. Cependant, il donne des valeurs très proches dans le cas de M10 8.8 et M12 6.8 ce qui explique la plastification des boulons observé expérimentalement. L'équation donnée par L'EC4 pour une rupture dans le béton surestime la résistance pour POPB4 et POPB5. L'optimisation de l'équation en variant le facteur 0.29 (voir tableau 4.4) n'a pas réussi à diminuer significativement la valeur de R^2 ce qui est fortement lié au fait que les deux charges de ruine expérimentales sont proches malgré une différence de diamètre des boulons. Une formule empirique est en conséquence proposée pour une rupture en béton :

$$P_{Rd} = \alpha \left(\frac{A_d}{d} \right)^\beta \sqrt{f_{ck} E_c m} \quad (4.5.1)$$

Pour $\alpha=17$ et $\beta=0.1062$, cette équation donne une valeur de R^2 inférieure à 2×10^{-8} pour l'ensemble (POPB4 et POPB5). Cette précision obtenue peut être liées au fait que les deux séries ont la même résistance du béton. L'application de la même equation sur POPB3 donne une valeur de 27.46 kN ce qui est supérieure à la résistance correspondant de la rupture en cisaillement ce qu'on a vu expérimentalement. Néanmoins, la fiabilité de cette équation devrait être validée par d'autres résultats expérimentaux surtout que l'effet de glissement, plus présent dans le cas de boulons que des goujons soudés, n'est pas pris en compte.

Les valeurs de h_{eff}/d sont 4 et 3.3 pour POPB3/4 et POPB5 respectivement. Selon les statistiques faites par [Pallarés et Hajjar, 2010], pour un béton ordinaire, 81.6 % des éprouvettes ayant $h_{eff}/d \geq 4$ présentent une rupture en cisaillement des boulons, 81.3 % des éprouvettes ayant $h_{eff}/d \leq 4$ présentent une rupture en béton ou une rupture mixte. Ces statistiques sont cohérentes avec les résultats que l'on a obtenus.

4.5.1.2 Les courbes force-glissement

La caractérisation du glissement est faite en suivant le déplacement des points P1 à P3 et C1 à C3. Comme indiqué figure 4.8, ces points sont placés sur le profilé et le bloc béton, de part et d'autre de la jonction. Le calcul du glissement est fait en comparant les déplacements verticaux des points en vis-à-vis.

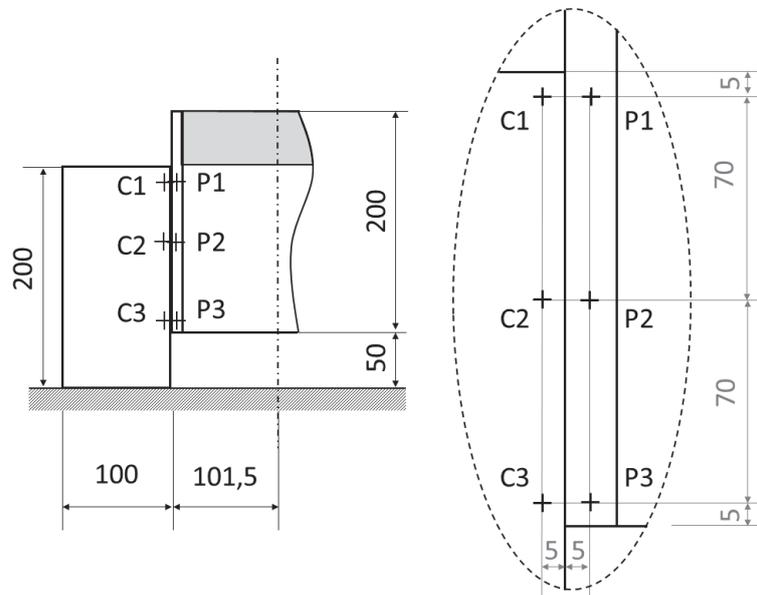


FIGURE 4.8: Positions des points de mesures P1 à P3 et C1 à C3 (gauche), vue de face (droite) zoom-in sur ces points (unités en mm)

Les 3 courbes de glissement relatif entre les points P1-C1. P2-C2 et P3-C3 en fonction de la charge sont confondues sur la courbe moyenne ; l'écart-type reste inférieur à $35 \mu\text{m}$. La même observation est obtenue pour toutes les éprouvettes boulonnées. En conséquence, le glissement entre le substrat de béton et le profil pultrudé peut être considéré comme constant le long de l'interface. En conséquence, le glissement moyen (valeur moyenne des paires 1, 2 et 3) sera pris en compte ci-après.

Un total de 15 essais sur des éprouvettes boulonnées a été testé et enregistrées par le capteur optique. Ils sont tous exploitables du point de vue de la DIC. Les courbes force par boulon en fonction du glissement moyen pour POPB3. 4 et 5 sont représentées sur la figure 4.9. Ces courbes permettent de déterminer la rigidité/flexibilité de la connexion. En effet, la rigidité de la connexion sera nécessaire pour évaluer le comportement à l'interface des éléments hybrides GFRP-béton boulonnés.

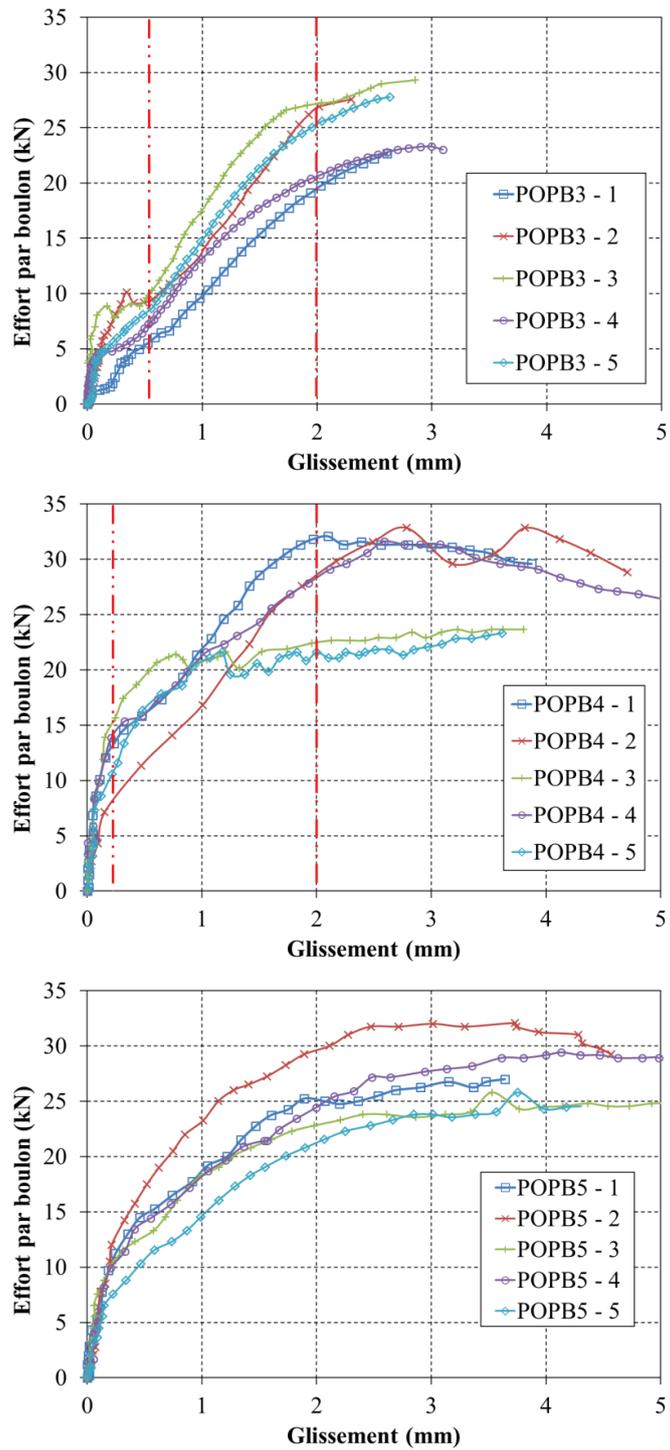


FIGURE 4.9: Effort par boulon en fonction du glissement pour les éprouvettes boulonnées

Pour POPB3, les courbes force-glissement peuvent être divisées en trois parties. Initialement, le glissement est très faible jusqu'à environ 2 à 4 kN par boulon. Le substrat et le profilé GFRP se

déforment ensemble. Ensuite, dans la deuxième partie, la dalle de béton et le profilé GFRP commencent à se séparer. Un glissement vertical se produit et augmente presque proportionnellement à la force par boulon (voir Figure 4.9). D'un glissement de 0,5 mm à 2,0 mm, la courbe peut être considérée comme linéaire. Dans cette phase, l'évolution du glissement est avec une déformation élastique du boulon. A la fin de cette phase, le glissement accélère. Les boulons cèdent ; le glissement augmente rapidement jusqu'à la rupture totale. Pour POPB3, la portion post-pic de la courbe est très limitée. La rupture se produit presque immédiatement après que la charge ultime ait été atteinte. Ces trois phases de glissement sont visibles pour toutes les éprouvettes POPB3, avec des petites variations. La ruine s'est produite en cisaillement d'un ou deux boulons simultanément.

Pour POPB4, deux comportements différents sont observés (voir la figure 4.9). Les éprouvettes 1, 2 et 4 présentent un comportement similaire à celui de la série POPB3. Les courbes peuvent être divisées en 3 phases : légère évolution du glissement, suivie d'une progression linéaire, se terminant par l'atteinte de la charge de ruine. Les différences restent dans le niveau de charge et de glissement ainsi que dans le comportement post-pic. La charge maximale de 32,7 kN ($\pm 0,7$ kN) est atteinte après un glissement de 2 mm, la charge de post-pic reste relativement constante pour un autre glissement de 2 mm. Les essais se terminent par une fissuration totale du béton. Bien que les boulons aient été plastifiés, aucun n'a été cisailé. Les courbes force-glissement pour les éprouvettes POPB4-3 et 5 sont légèrement différents. Environ 90 % de la charge maximale est atteinte après un glissement de 0,9 mm uniquement. Ensuite, une sorte de plateau apparaît et la charge monte lentement jusqu'à un maximum de 23,8 kN pour un glissement de 3,7 mm lorsque le béton se fissure totalement.

Pour POPB5, 5 spécimens donnent des résultats similaires. La connexion est très rigide au début des courbes puis s'adoucit progressivement jusqu'à ce que le plateau soit atteint. La charge maximale se produit généralement à la fin des courbes, après un glissement significatif. Pendant la seconde moitié de la courbe, lorsque plus de 90 % de la charge ultime est atteinte, plusieurs fissures sont observées sur l'éprouvette, mais la charge continue à augmenter. Puis la rupture se produit par claquement du béton. Malgré la forte inclinaison des boulons, aucun n'a été cisailé.

La comparaison des résultats de POPB3 à la série 5 montre que l'augmentation de la nuance ou du diamètre des boulons augmente la charge par boulon pour un glissement donné ; autrement dit, le glissement est plus petit pour une charge de cisaillement donnée. D'autre part, il a également modifié le mode de ruine, passant du cisaillement des boulons à la rupture du béton notant que toutes les éprouvettes ont la même profondeur dans le béton.

Afin de calibrer la relation entre la charge et le glissement pour prédire le comportement mécanique des éléments hybrides de béton GFRP boulonnées, un ajustement de la courbe est effectué pour trouver les paramètres d'ajustement pour toutes les éprouvettes testées. Les courbes de charge-glissement pour POPB4 et 5 montrent un comportement de plateau et l'adaptation de courbe est basée sur l'équation exponentielle 4.5.2 proposée par [Nguyen *et al.*, 2014]. Les courbes de charge-glissement pour POPB3 montrent un comportement quasi-linéaire et l'ajustement de courbe est basé sur l'équation linéaire proposée 4.5.3.

$$\frac{P}{P_u} = 1 - ab^s \quad (4.5.2)$$

$$\frac{P}{P_u} = cs + d \quad (4.5.3)$$

Avec P = charge appliquée ; P_u = charge ultime expérimentale ; a, b, c and d = paramètres d'ajustement ; s = glissement.

Les valeurs moyennes de a et b sont respectivement 0,916 et 0,274 pour POPB4 et 0,912 et 0,367 pour POPB5. Les valeurs moyennes c et d sont respectivement 0,436 et 0,068 pour POPB3, comme présenté dans le tableau 4.6. Le coefficient moyen de détermination (R^2) pour POPB3 à 5 est respectivement de 0,982, 0,967 et 0,983 ce qui indique qu'il existe un bon accord entre l'ajustement de la courbe et les mesures. Les figures 4.10 à 4.12 montrent la relation entre le glissement et le rapport P / P_u pour toutes les éprouvettes boulonnées. Le comportement linéaire pour POPB3 et le comportement avec le plateau pour POPB4 et 5 sont clairement observés.

Eprouvette	a	a moyenne	b	b moyenne	c	c moyenne	d	d moyenne	R^2
POPB3 - 1					0.402	0.436 ± 0.040	0.024	0.068 ± 0.033	0.993
POPB3 - 2					0.445		0.049		0.989
POPB3 - 3	-	-	-	-	0.494		0.095		0.965
POPB3 - 4					0.396		0.105		0.98
POPB3 - 5					0.444		0.067		0.984
POPB4 - 1	0.908	0.916 ± 0.013	0.304	0.274 ± 0.188	-	-	-	-	0.973
POPB4 - 2	0.924		0.518		0.962				
POPB4 - 3	0.928		0.019		0.975				
POPB4 - 4	0.922		0.352		0.964				
POPB4 - 5	0.898		0.175		0.96				
POPB5 - 1	0.909	0.912 ± 0.022	0.349	0.367 ± 0.063	-	-	-	-	0.978
POPB5 - 2	0.943		0.309		0.986				
POPB5 - 3	0.901		0.311		0.982				
POPB5 - 4	0.884		0.444		0.983				
POPB5 - 5	0.924		0.424		0.987				

Tableau 4.6: Les paramètres utilisés dans les lois constitutives des éprouvettes boulonnées

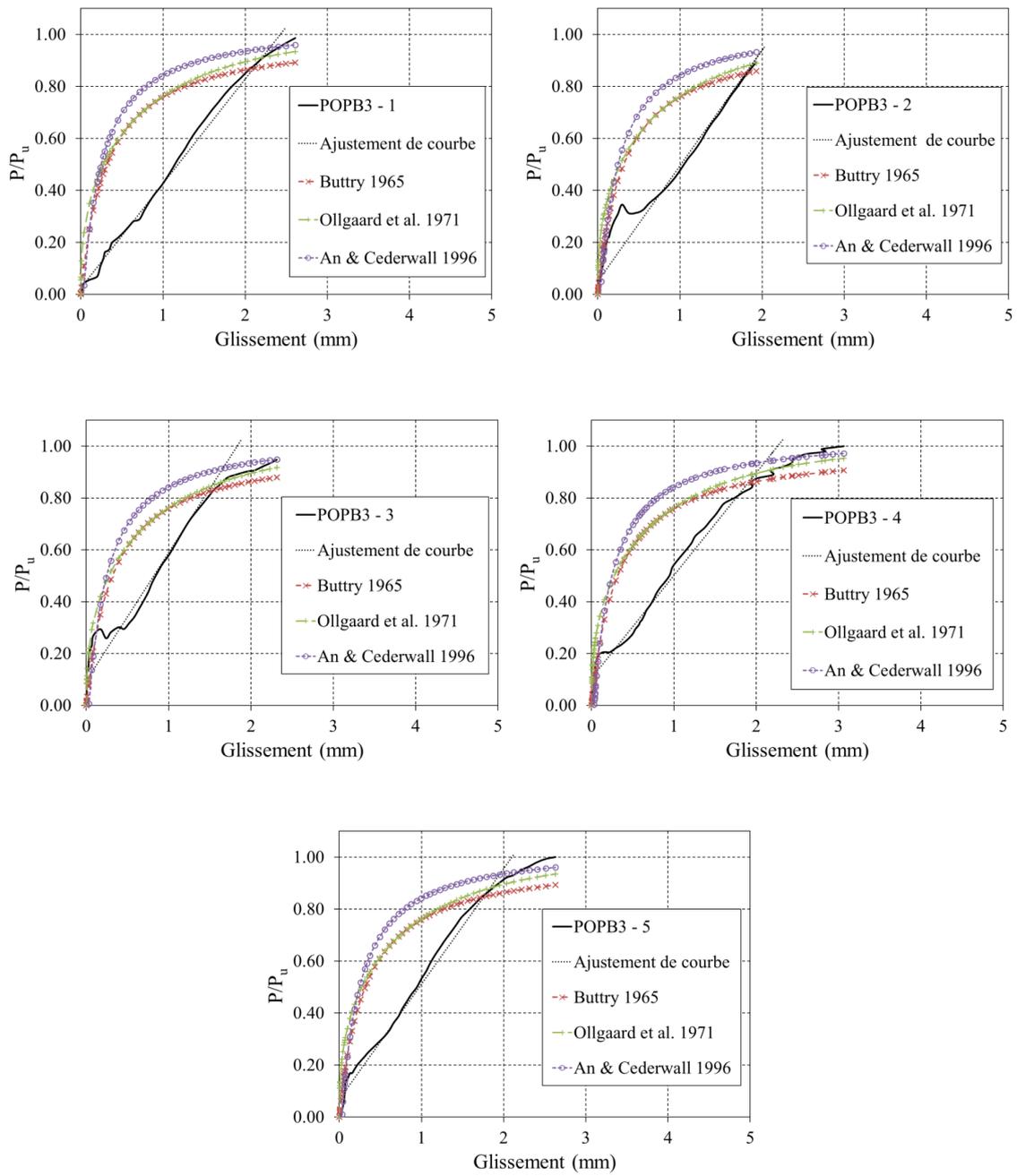


FIGURE 4.10: Les courbes charge-glissement de POPB3

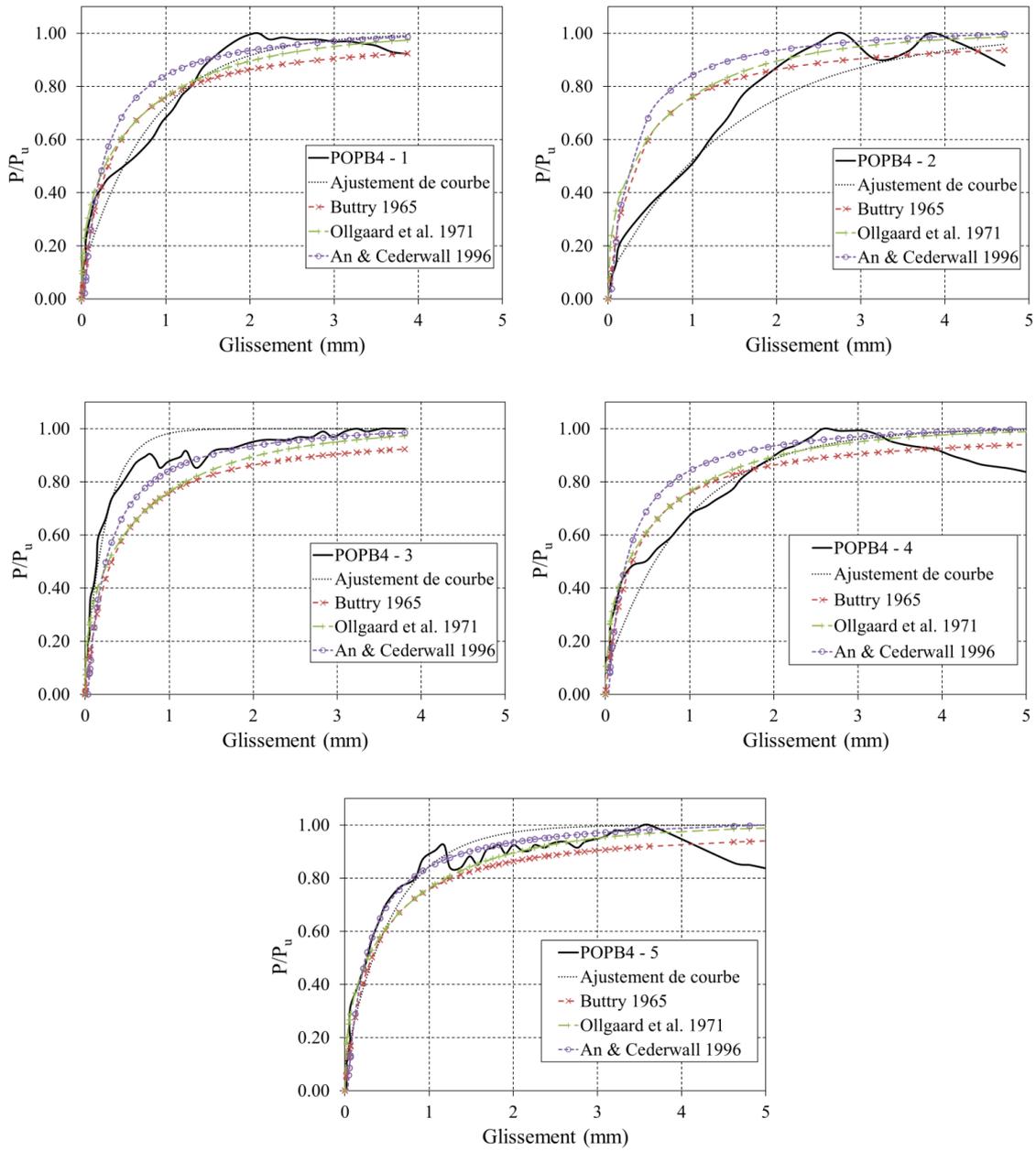


FIGURE 4.11: Les courbes charge-glisement de POPB4

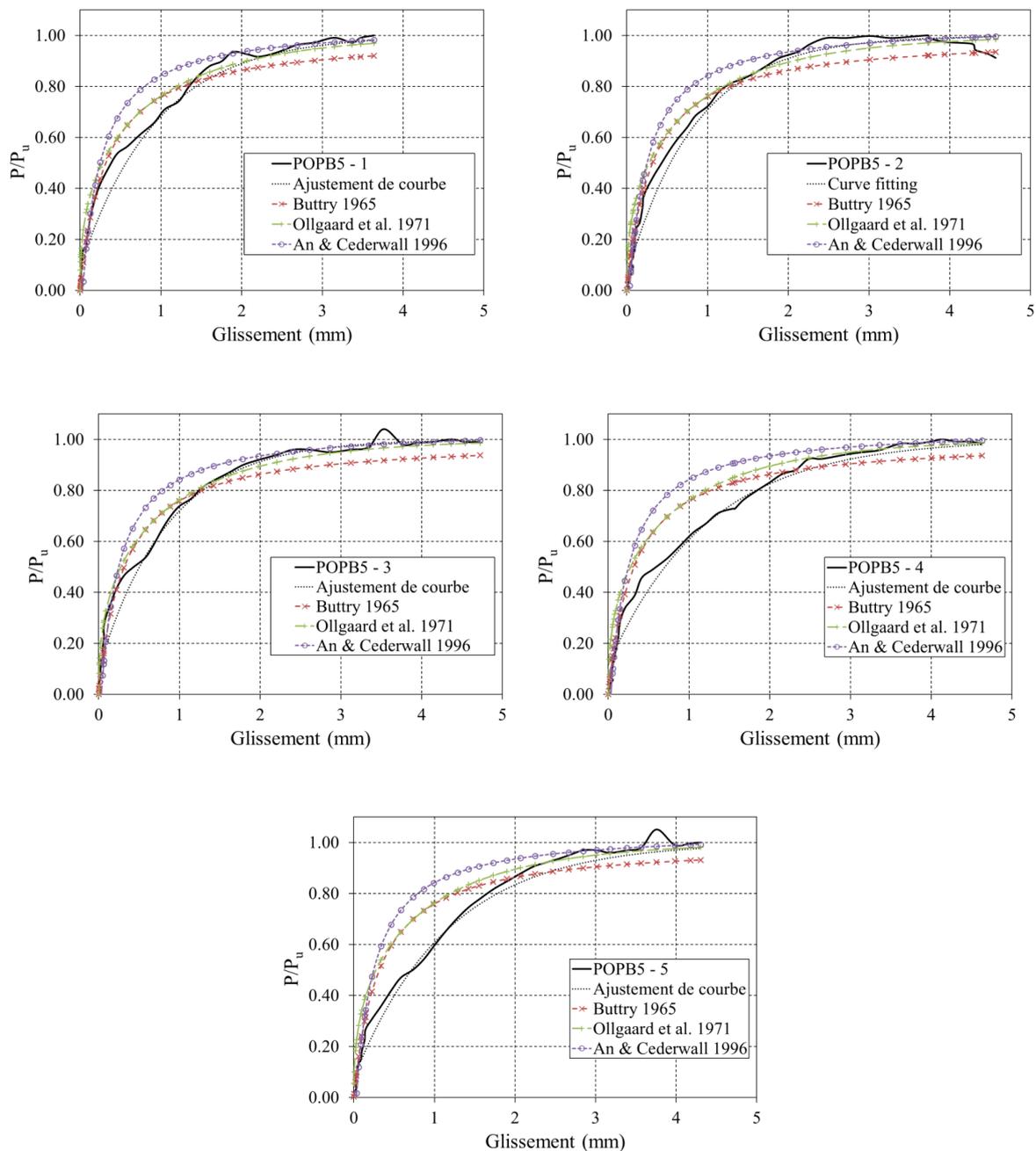


FIGURE 4.12: Les courbes charge-glissement de POPB5

Enfin, les lois constitutives basées sur l'équation 4.5.2 et 4.5.3 ainsi que les paramètres a , b , c et d du tableau 4.6 se révèlent être représentatifs du comportement au cisaillement du GFRP-béton boulonné. Des relations charge-glissement des essais push-out boulonné (acier-béton) sont disponibles dans la littérature. [Buttry, 1965] et [Ollgaard *et al.*, 1971] ont proposé des équations empiriques 4.5.4 et 4.5.5 pour des éprouvettes avec du béton ordinaire. D'ailleurs, [An et Cederwall, 1996] ont

proposé une équation empirique 4.5.6 pour des éprouvettes avec du béton à haute performance.

$$\frac{P}{P_u} = \frac{31,496s}{1 + 31,496s} \quad (4.5.4)$$

$$\frac{P}{P_u} = (1 - e^{-18s})^{\frac{2}{5}} \quad (4.5.5)$$

$$\frac{P}{P_u} = \frac{4,44(s - 0,031)}{1 + 4,24(s - 0,031)} \quad (4.5.6)$$

Où P = charge appliquée ; P_u = charge de rupture expérimentale et s = glissement.

Les équations 4.5.4 à 4.5.6 sont représentées sur les figures 4.10 à 4.12 pour la comparaison avec les courbes expérimentales. Avec un comportement quasi linéaire, les courbes expérimentales de POPB3 ne sont pas corrélées avec les équations empiriques. Ces spécimens ne présentent pas de comportement de plateau et le glissement mesuré à la ruine est inférieur à ce qui est observé dans la littérature. Un glissement de 6 à 10 mm est fréquemment mesuré dans [Buttry, 1965] et [Ollgaard *et al.*, 1971] alors que le glissement maximal pour la série POPB3 est de 3,7 mm.

Les équations empiriques sont plus proches des expériences dans les cas de séries POPB4 et 5. Généralement, les équations empiriques surestiment légèrement la rigidité de la connexion au début de l'essai. Ensuite, après un glissement de 2 mm, les courbes sont effectivement proches l'une de l'autre avec l'équation 4.5.6 toujours au-dessus des autres. En considérant la dispersion des résultats, les équations empiriques sont en bon accord avec les résultats expérimentaux.

4.5.2 Les éprouvettes collées

4.5.2.1 Mode et charge de ruine

Les charges de ruine sont donnée dans le tableau 4.7. La ruine de POPB1 se produit systématiquement par cisaillement du béton le long et à proximité de la surface de collage avec une petite surface (d'un timbre-poste pour fixer les idées) de composite arraché. Le mode de ruine est donc principalement une rupture cohésive dans le béton. La contrainte moyenne ultime de cisaillement est 1.8 ± 0.77 MPa ce qui nettement inférieur à f_t du béton. On constate également une disparité assez forte des résultats. Ces différentes observations, plutôt décevantes, s'expliquent en grande partie par le non-rectification des dallettes. Pour cela, cette série ne sera pas prise en compte dans l'analyse générale.

Les séries POPB2, 6 et 7 sont des éprouvettes collées. Les différences sont dans la préparation des surfaces collées : sablage (POPB2 et POPB6) et le ponçage électrique (POPB7), et les dimensions des dalles de béton : type 1 (POPB2) ou de type 2 (POPB6 et POPB7). Les 3 séries montrent des similitudes, en termes de comportement fragile, de charge de ruine ainsi que le mode de rupture. La figure 4.6 montre les courbes de charge-déplacement des éprouvettes collées. On peut observer que la rigidité de la connexion est beaucoup plus élevée que celle des éprouvettes boulonnées comme déjà montré dans les travaux anciens (voir section 2.2). Après le contact entre l'éprouvette et la presse, la charge augmente très rapidement jusqu'à la charge de ruine fragile.

Les éprouvettes POPB2 présentent une charge ultime moyenne de 243,0 kN ($\pm 27,5$ kN) tandis que celle de POPB6 est de 242,2 kN ($\pm 51,2$ kN). La rupture est très fragile et principalement cohésive dans le béton près de l'interface. Un certain décollement à l'interface est également observé

sur certaines éprouvettes. La comparaison entre POPB2 et 6 ne montre pas d'influence significative des dimensions des dalles de béton sur les résultats des essais.

POPB7 présente également un mode de rupture fragile avec rupture cohésive dans le béton près de l'interface. La charge de ruine moyenne est légèrement plus élevée avec 263,0 kN ($\pm 51,2$ kN). Cependant, il est à noter que les éprouvettes POPB2-2 et POPB2-5 ne sont pas exploitables en raison d'une mauvaise manipulation. En conséquence, les résultats de ces éprouvettes ne seront pas pris en compte. Par ailleurs, POPB6-4 a également subi une ruine pour une faible charge ultime, mais aucun défaut notable n'a été observé et le résultat du test est conservé. De plus, la résistance à la compression du béton est significativement plus élevée pour POPB7 que POPB2 et 6 (environ 26 % plus élevée). En conséquence, il semble que la préparation de surface liée n'est pas le paramètre le plus pertinent, puisque la rupture se produit principalement dans le béton.

Avant la rupture des éprouvettes collées, aucune déformation n'est visible à l'œil nu, puis tout à coup, un ou les deux substrats se séparent de façon brutale. La contrainte de cisaillement ultime moyenne (supposée constante) pour 13 échantillons est de 8,35 MPa ($\pm 1,5$ MPa).

Eprouvette	Charge ultime (kN)	Charge ultime moyenne (kN)	Contrainte de cisaillement ultime (MPa)	Contrainte moyenne ultime de cisaillement (MPa)	Mode de rupture
POPB2 - 1	216.5	243 \pm 27.5	7.2	8.1 \pm 0.92	Rupture cohésive du béton à proximité de l'interface
POPB2 - 2	-		-		
POPB2 - 3	270.4		9.03		
POPB2 - 4	241.7		8.07		
POPB2 - 5	-		-		
POPB6 - 1	275.5	244.2 \pm 52.3	9.2	8.07 \pm 1.74	Rupture cohésive du béton à proximité de l'interface
POPB6 - 2	296.1		9.87		
POPB6 - 3	231.5		7.73		
POPB6 - 4	159.7		5.33		
POPB6 - 5	247.2		8.23		
POPB7 - 1	302	263 \pm 51.2	10.07	8.77 \pm 1.71	Rupture cohésive du béton à proximité de l'interface
POPB7 - 2	233.4		7.77		
POPB7 - 3	332.6		11.1		
POPB7 - 4	229.2		7.63		
POPB7 - 5	217.5		7.27		

Tableau 4.7: La charge de ruine des éprouvettes collées

[Savoia *et al.*, 2003] et [Nakaba *et al.*, 2001] présentent des modèles non-linéaires pour modéliser le comportement à l'interface. [Neubauer et Rostasy, 1999] et [Monti *et al.*, 2003] ont des modèles linéaires. [Neubauer et Rostasy, 1999] et [Monti *et al.*, 2003] expriment la contrainte maximale à l'interface par :

$$\tau_{max} = 1.8\beta_w f_t \quad (4.5.7)$$

avec

$$\beta_{w-neubauer} = \sqrt{1.125 \frac{2 - \frac{b_f}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \quad (4.5.8)$$

$$\beta_{w-monti} = \sqrt{1.5 \frac{2 - \frac{b_f}{b_c}}{1 + \frac{b_f}{100}}} \quad (4.5.9)$$

avec b_f la largeur du profilé et b_c la largeur du substrat et f_t la résistance ultime en traction.

Cependant [Savoia *et al.*, 2003] et [Nakaba *et al.*, 2001] expriment la contrainte maximale à l'interface par :

$$\tau_{max} = 3.5 f_c^{0.19} \quad (4.5.10)$$

Plusieurs autres travaux lient la contrainte ultime à l'interface à la résistance du béton. En appliquant la même equation sur nos mesures expérimentales, une modification de l'equation 4.5.10 est faite :

$$\tau_{max} = 0.2845 f_c^{0.8873} \quad (4.5.11)$$

Dans le tableau 4.8, cette valeur obtenue est comparée avec des formules existantes dans la littérature. On voit que les modèles sous-estiment la contrainte de cisaillement à l'interface. Cela peut être liée au fait que ces travaux ont développé les équations en testant (pull-off)/modélisant des plaques minces/bandes collées sur le béton et non pas des profilés collés comme notre cas.

En effet, cet écart peut être lié au fait que dans l'essai push out le cisaillement à l'interface est accompagnée par une compression transversale qui augmente la résistance à l'interface.

	Moyenne expérimentale (MPa)	Neubauer et al. (MPa)	Monti et al. (MPa)	Nakaba et al. / Savoia et al. (MPa)
POPB2	8.1 ± 0.9	6.5	5.9	7.3
POPB6	8.1 ± 1.7	5.3	4.8	7.3
POPB7	8.8 ± 1.7	6.0	5.5	7.7

Tableau 4.8: Comparaison entre les contraintes ultimes expérimentales et les calculs existants

4.5.2.2 Les courbes force-glissement

Un total de 15 éprouvettes collées a été exploité par la corrélation d'images. Deux éprouvettes de la série POPB2 ne sont pas prises en compte pour les raisons indiquées dans la section précédente.

La figure 4.13 montre le champ de déplacement vertical à la surface de l'éprouvette POPB6-1 pour 3 valeurs de charge différentes. Il n'y a pas de discontinuité claire dans le champ de déplacement. Les déplacements verticaux mesurés dans le substrat et le profilé ne sont pas uniformes. La variation de déplacement à travers l'échantillon est due à la déformation du béton et du GFRP mais

pas nécessairement à la déformation à l'interface. Cette observation montre que la mesure de glissement pour des éprouvettes collées est difficile à réaliser de manière reproductible. La mesure du déplacement est très sensible du positionnement des points de mesure. Contrairement aux LVDT, qui mesurent un glissement moyen, ici la définition de ce qu'on appelle le glissement devrait être clarifiée.

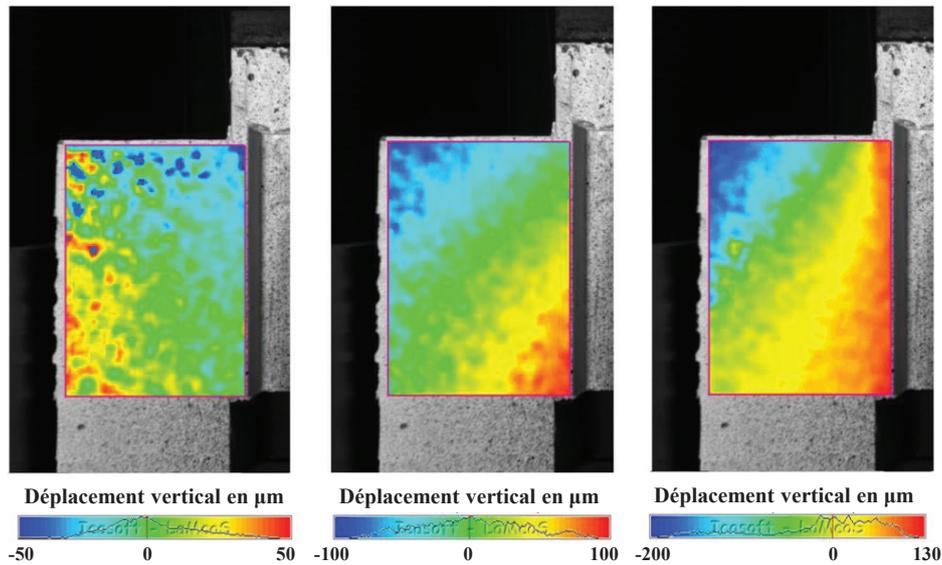


FIGURE 4.13: POP6-1. Le champ de déplacement vertical sous 0.8 kN (gauche) 55.0 kN (centre) et 274.0 kN (droite)

Afin d'être cohérent avec la mesure de glissement sur les éprouvettes boulonnées, la même méthode est utilisée pour les éprouvettes collées. Le glissement est défini comme la valeur moyenne de la différence entre les déplacements verticaux des paires P1-C1, P2-C2 et P3-C3 comme le montre la figure 4.8. Cette définition implique deux conséquences :

- Le positionnement des points C_i et P_i doit être fait avec soin, une légère erreur pourrait influencer sur un résultat de façon significative
- Le déplacement vertical du GFRP v/s béton et la déformation de l'éprouvette sont du même ordre, la déformation de l'éprouvette donc influence le glissement mesuré et plus la distance entre P_i et C_i est élevée, plus le glissement est élevé.

Avec cette définition du glissement, les figures 4.15 et 4.14 sont représentées pour les séries POPB6 et 7 respectivement. Malheureusement, seuls 6 tests ont donné des résultats cohérents et ont pu être traités. La série POPB2 n'a pas donné des résultats satisfaisants puisque la zone d'intérêt du spécimen type 1 n'est pas incluse dans un seul plan. Par conséquent, la mesure du déplacement est perturbée ; la taille du pixel et le déplacement du pixel dépendent de la distance au capteur optique. Ce problème est surmonté pour les spécimens de type 2 (POPB6 et 7) où les surfaces avant du GFRP et du béton sont dans le même plan, ce qui rend la mesure de déplacement plus précise. Parmi les séries POPB6 et 7, 4 spécimens n'ont pas été traités en raison de (i) mauvais mouchetis (POPB6-3 et POPB7-4) (ii) mauvaise qualité d'image (POPB7-1 et POPB7-2). Les résultats des essais de poussée sur les éprouvettes collées montrent un glissement très limité avant la rupture. Essentiellement, le comportement peut être considéré comme linéaire jusqu'à rupture fragile. Un

glissement maximum de 98 μm est observé pour POPB6-2 tandis qu'un glissement de 27 μm est mesuré à la rupture de POPB6-4.

Plusieurs modèles sont disponibles dans la littérature. Pour représenter le comportement de l'interface collé, [Neubauer et Rostasy, 1999] exprime le comportement selon l'équation suivante :

$$\frac{\tau}{\tau_{max}} = \frac{s}{s_0} \quad (4.5.12)$$

avec $s_0 = 0.202\beta_{w-neubauer}$

Un modèle linéaire de la même forme est présenté par [Monti *et al.*, 2003] mais avec une autre définition de s_0 :

$$s_0 = 2.5\tau_{max} \left(\frac{t_a}{E_a} + \frac{d_{ref}}{E_c} \right) \quad (4.5.13)$$

avec t_a et E_a l'épaisseur et le module d'élasticité de la colle respectivement et E_c le module d'élasticité du substrat et $d_{ref} = 50$ mm.

Par ailleurs, [Nakaba *et al.*, 2001] et [Savoia *et al.*, 2003] présente la même forme d'équation non linéaire mais avec la variation de la valeur de "n" et s_0 .

$$\frac{\tau}{\tau_{max}} = \frac{s}{s_0} \left[\frac{n}{(n-1) + \left(\frac{s}{s_0}\right)^n} \right] \quad (4.5.14)$$

avec $n_{nakaba} = 3$ et $n_{savoia} = 1.86$ et $s_{0-nakaba} = 0.065$ et $s_{0-savoia} = 0.051$.

Ces modèles sont représentés sur les figures 4.14 et 4.15. On voit que ces modèles ne représentent pas le comportement de nos corps d'épreuve de façon satisfaisante avec les paramètres proposés.

En conséquence, nous avons cherché à ajuster les paramètres de ces modèles pour représenter au mieux le comportement de nos éprouvettes. L'équation 4.5.13 est utilisée en prenant comme base le coefficient "2.5" et la valeur de d_{ref} . Par ailleurs, L'éprouvette POPB7-3 qui représente un comportement non-linéaire était modélisé par un modèle équivalent à celui de [Nakaba *et al.*, 2001] mais en variant la valeur de "n" et " s_0 ".

Les différents paramètres d'ajustement sont représentés sur le tableau 4.9. Malgré le nombre limité des éprouvettes exploitables, on remarque que la loi linéaire peut être ajustée pour représenter le comportement des éprouvettes collées en push-out. Toutefois, d'autres essais nous paraissent nécessaires pour confirmer ces premiers résultats.

	Modèle linéaire			Modèle non-linéaire		
	Coefficient	d_{ref}	R^2	S_0	n	R^2
POPB6-1	2.6923	53.3138	0.1088	x	x	x
POPB6-2	4.1819	78.0870	0.0699	x	x	x
POPB6-4	2.0912	43.5408	0.0589	x	x	x
POPB6-5	3.7305	70.6201	0.1021	x	x	x
POPB7-3	x	x	x	0.0319	2.2784	1.2543
POPB7-5	2.8534	56.3336	0.0366	x	x	x

Tableau 4.9: Les différents paramètres d'ajustement des courbes pour les éprouvettes collées

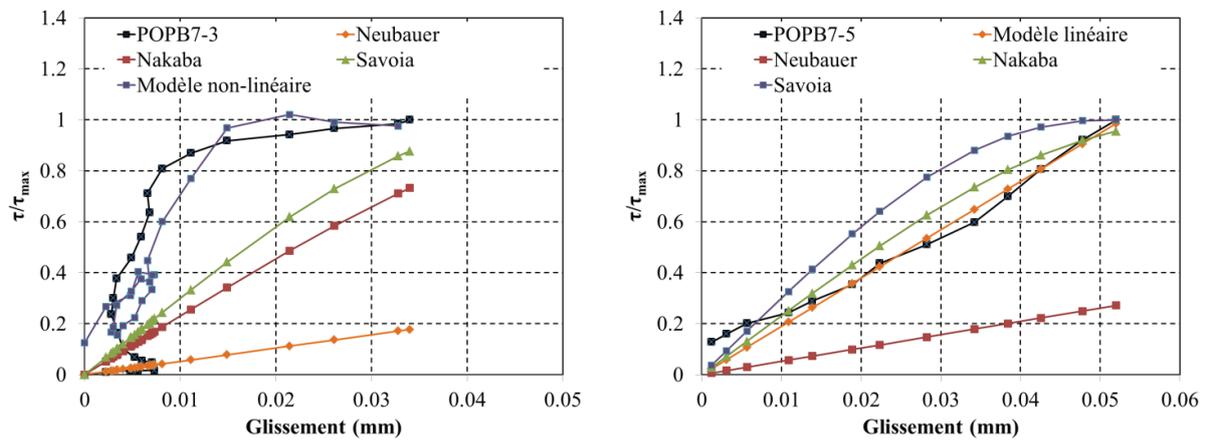


FIGURE 4.14: Les courbes τ/τ_{max} -glissement pour la série POPB7

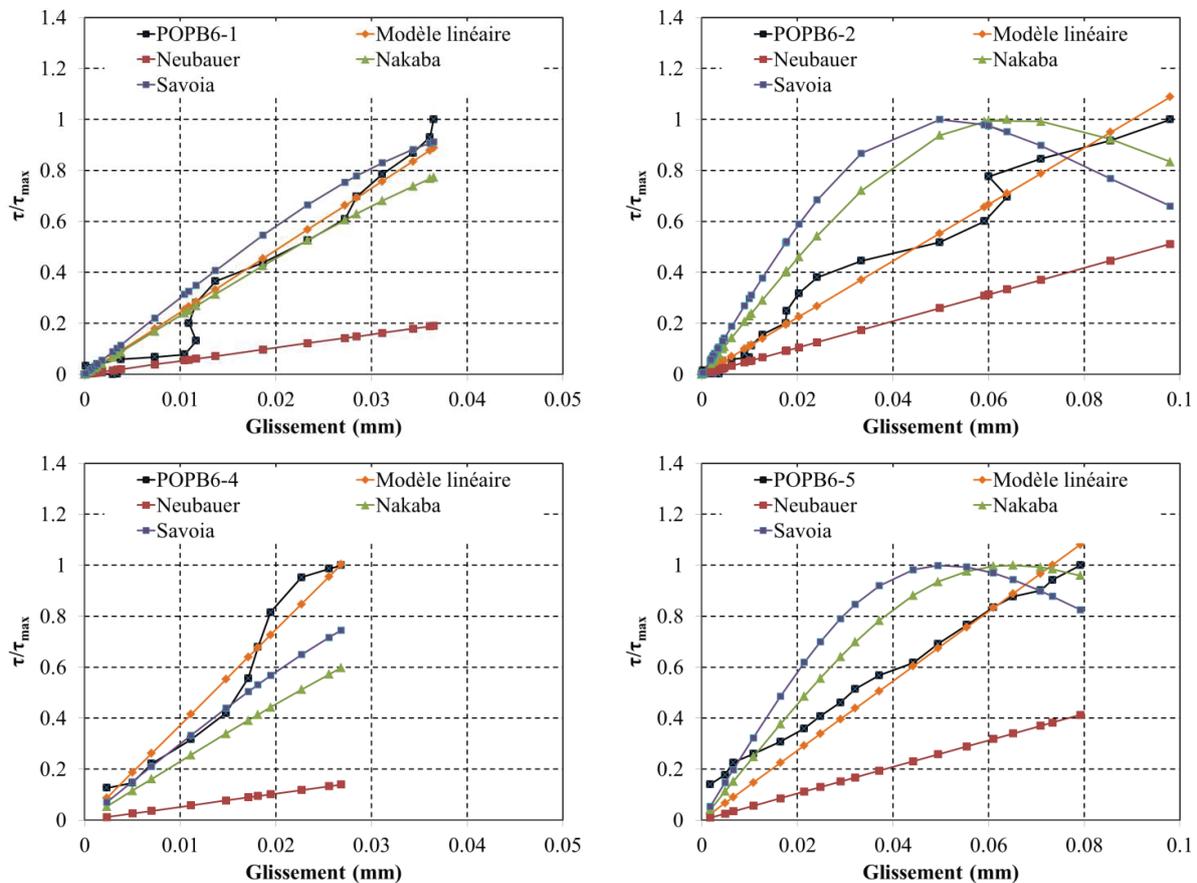


FIGURE 4.15: Les courbes τ/τ_{max} -glissement pour la série POPB6

4.5.3 Bilan

Pour les éprouvettes boulonnées, augmenter la résistance du boulon induit à une augmentation de la charge de ruine et une modification du mode de rupture. Ce dernier étant par plastification/cisaillement du boulon devient par écrasement du béton avec des boulons plus performants. Les résistances ultimes des boulons cisailés sont cohérentes avec les essais de caractérisation. En ce qui concerne le comportement, les courbes ainsi que les charges de ruine sont en bon accord avec des modèles existants pour des connexions acier-béton.

Pour les éprouvettes collées, pour une surface de collage constante, malgré une différence dans les dimensions des dalles, la contrainte moyenne ultime de cisaillement à l'interface et le mode de ruine sont sensiblement les mêmes pour les différentes séries. Aucune rupture n'a été observée au niveau de la connexion. La ruine s'est produite par cisaillement du béton à l'interface. En ce qui concerne le comportement, la connexion par collage induit une réponse rigide plutôt linéaire. La différence entre les résultats expérimentaux et les modèles existants vient en grande partie de différence d'essais et de matériaux (bandes minces de fibres dans la littérature). Un modèle analytique est développé en s'appuyant sur un modèle existant. Les résultats sont acceptables mais des autres campagnes d'essais collées sont nécessaires pour vérifier sa validation.

Chapitre 5

Essais de flexion

Work for a Better Life as if you live forever, And work for Better End as if you die tomorrow.

Ali ibn abi talib (as)

5.1 Définition et réalisation des corps d'épreuve

Nous avons fabriqué et testé jusqu'à la ruine 9 poutres et 1 bipoutre. Le tableau 5.1 donne une vue d'ensemble des essais.

5.1.1 Géométrie

Dans tous les corps d'épreuve, le profilé en GFRP est pultrudé en I, de section 200 mm de hauteur, 100 mm de largeur, et 10 mm d'épaisseur (même épaisseur de semelle et de l'âme). Il est à noter que les profilés de PB7, PB8 et BPB1 proviennent d'un lot différent de celui des autres corps d'épreuve.

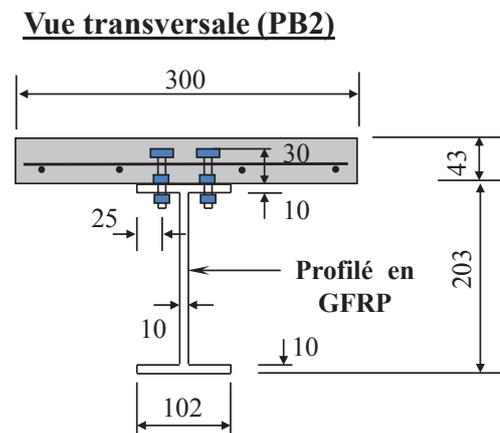
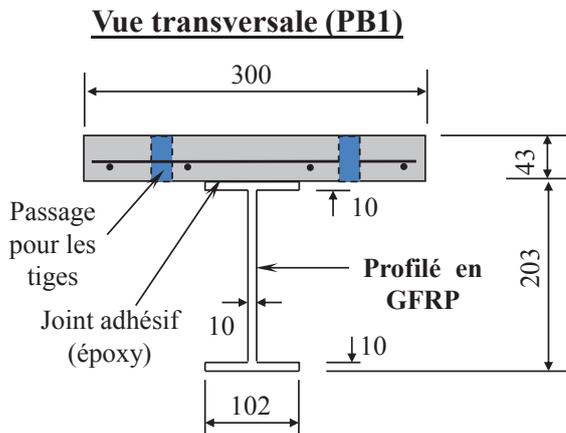
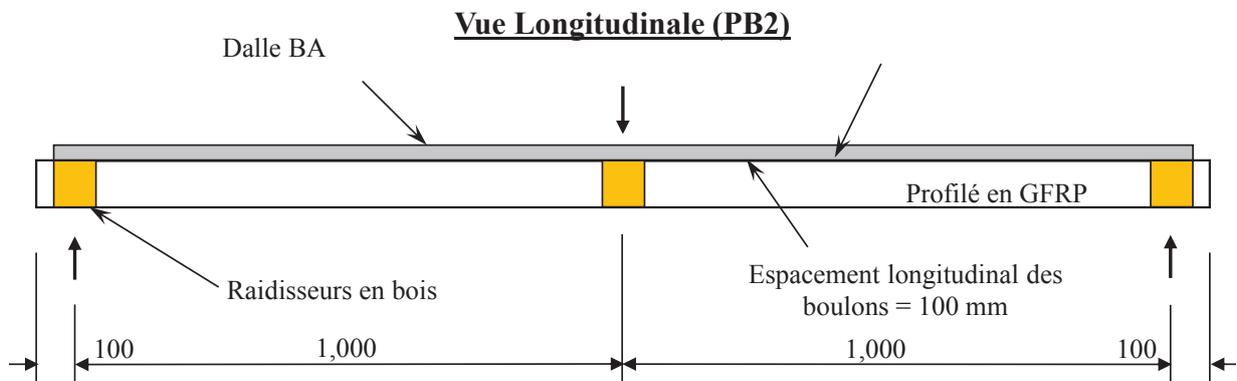
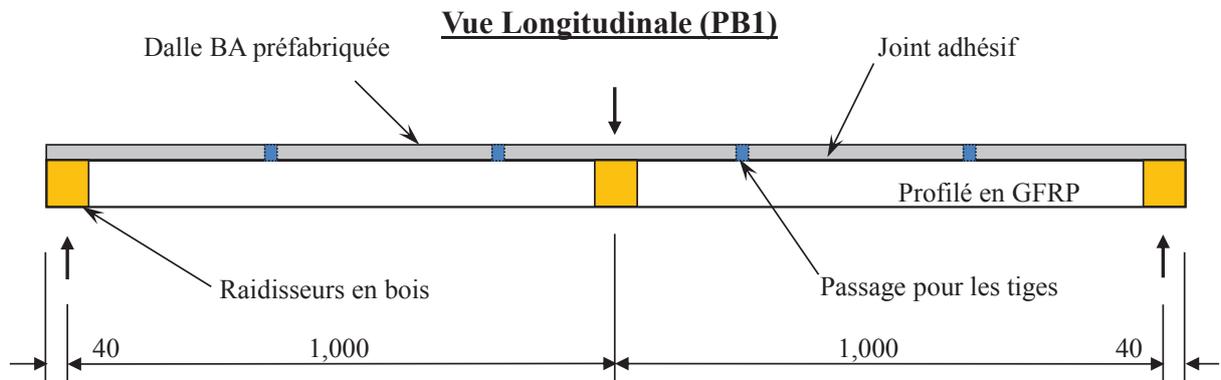
Les 3 poutres Pu1, PB1 et PB2 présentent une portée de 2.0 mètres. Pour PB1 et PB2, la dalle est de section 300 x 43 mm^2 . Cette dalle est monobloc et elle est armée longitudinalement de 4 HA8 et transversalement, de 4 HA8 par mètre. Les trois poutres ont été munies des raidisseurs en bois aux extrémités et au centre pour éviter la rupture prématurée.

Les poutres PB3 à PB8 (sauf PB6) présentent une portée de 4.8 mètres. La poutre PB6 a une portée de 2.61 mètres. Les poutres sont constituées d'une dalle de section 600 x 70 mm^2 . La dalle de PB3 est monobloc et elle est armée d'un ST25C ce qui correspond à HA7 $e = 150$ mm dans les 2 directions. Les dalles de PB4 à PB6 sont constituées de tronçons préfabriqués armés longitudinalement de 4 HA8 et transversalement de 4 HA8 par mètre. Les mêmes dalles ont été construites pour PB7 et PB8 mais elles avaient les mêmes armatures que la dalle de PB3 (ST25C). Ces tronçons sont de 3 types différents (T1, T2, T3) qui se différencient principalement par la disposition du ferrailage. Tous les profilés sont munis de raidisseurs en béton armé aux appuis. PB3, PB4 et PB5 sont munis des raidisseurs à mi-travée aussi. Chaque raidisseur est armé d'un cadre et de 4 « boulons » HA8.

La bi-poutre BPB1 présente lui aussi une portée de 4.8 mètres. Il est constitué d'une dalle de section 1200 x 70 mm^2 . Cette dalle est constituée de tronçons préfabriqués armés d'un ST25C. Les deux poutres sont munies de raidisseurs en béton armé aux appuis. Par ailleurs, quatre entretoises en GFRP (tubes 100 mm x 100 mm) ont été mises en place entre les deux profilés constituant la bipoutre. La connexion de chaque entretoise a été assurée par 4 cornières en GFRP (2 cornières avec chaque profilé). La connexion tube-cornière et cornière-profilé était assurée au moyen de deux boulons.

Pour les poutres "longues" (PB3 à PB5, PB7 et PB8), la portée et les dimensions de la dalle ont été choisies pour correspondre approximativement à l'échelle 1/2 d'une passerelle réelle de 10 m de portée et en tenant compte des moyens de levage disponibles. Pour les poutres courtes (PB1, PB2 et PB6), c'est approximativement une réduction à l'échelle 1/4 qui a été choisie. Les vérifications de la stabilité latérale et le voilement de l'âme sont disponibles dans [Deskovic *et al.*, 1995], [Holmes et Just, 1983] et [Timoshenko et Gere, 1961].

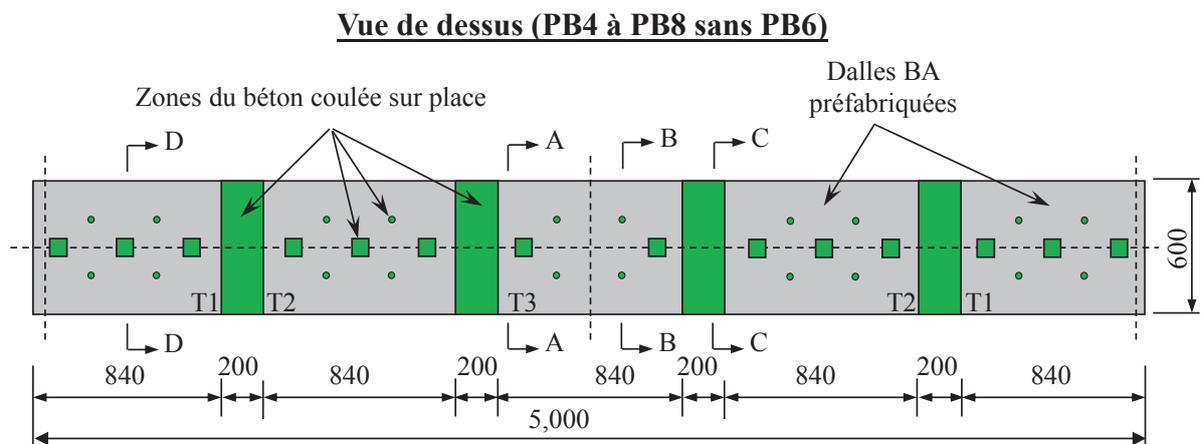
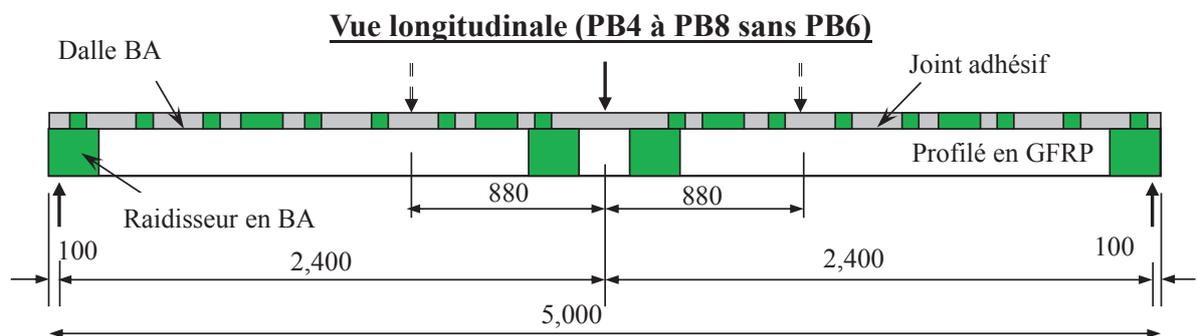
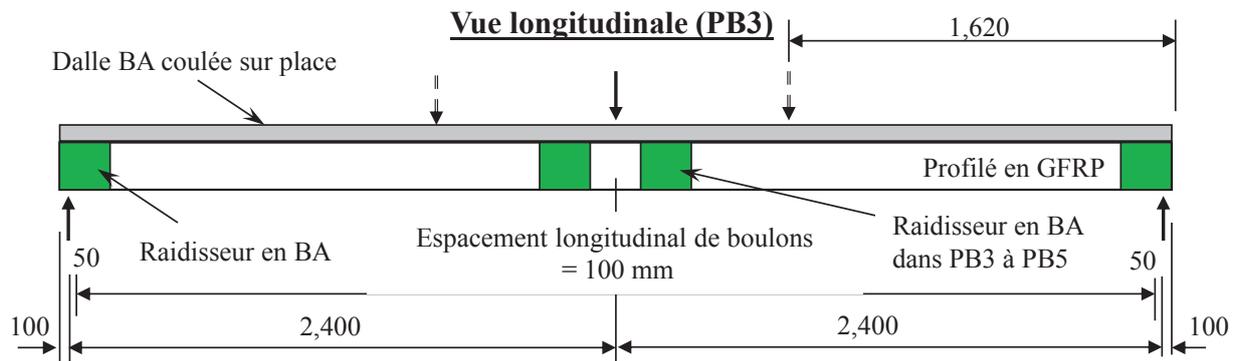
La géométrie, le ferrailage et le schéma statique de chargement de chaque élément sont définis sur les figures 5.1 à 5.6.



Armatures: S500
 - longitudinal e: 4 HA8
 - transversal e: HA8 e = 250 mm
 Enrobage de 10 mm

Boulons 6.8 D = 8 mm h = 60 mm

FIGURE 5.1: Les vues longitudinales et transversales de PB1 et PB2



↓ Position de charge en flexion 3 points

⇓ Position de charge en flexion 4 points

■ Raidisseur en BA

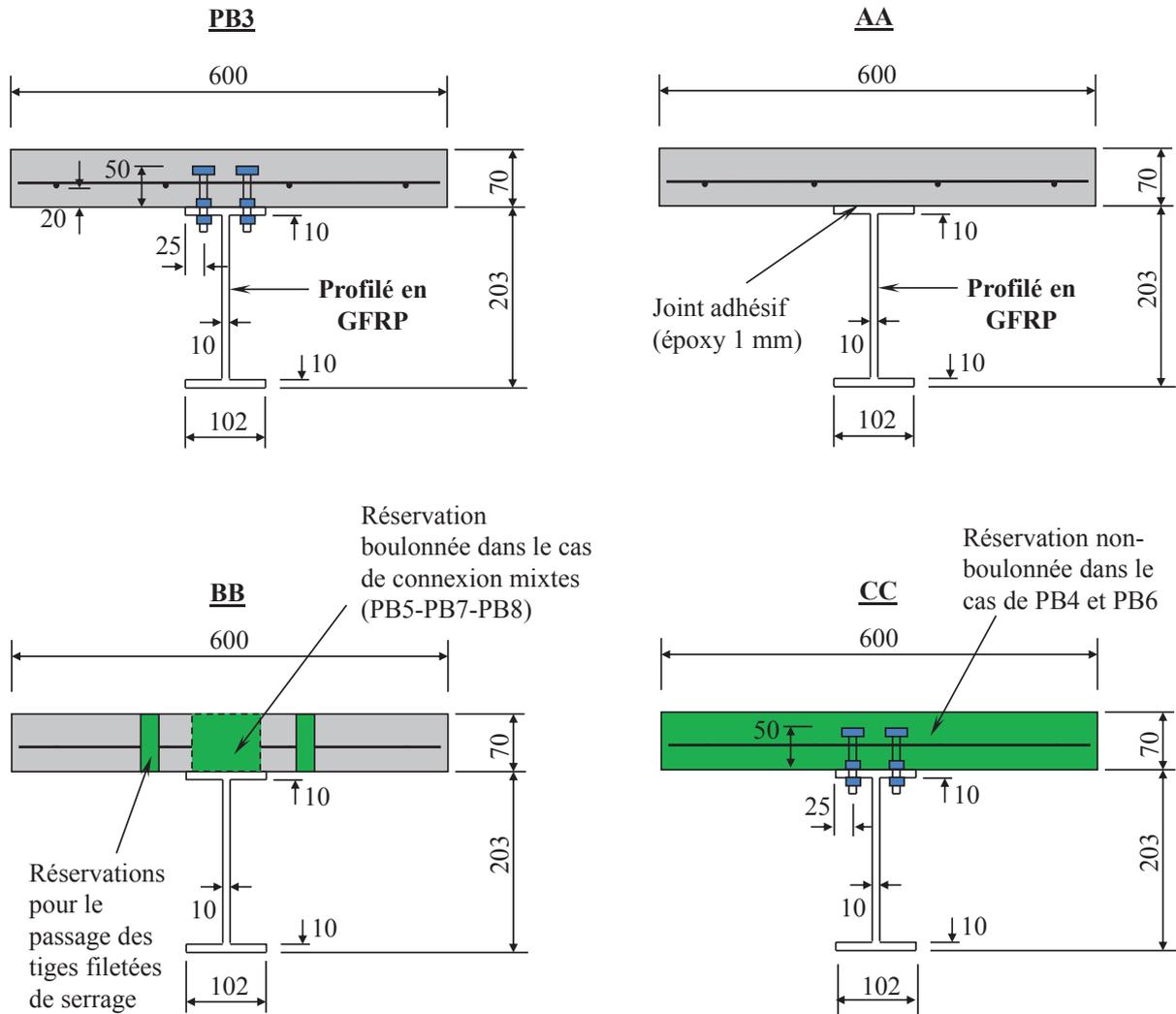
• Zones de passage pour les tiges

■ Réservations pour les boulons

■ Zone de reprise du béton / Réservations pour les boulons

FIGURE 5.2: Les vues longitudinales et de dessus de PB3 à PB8 sans PB6

Vue transversales (coupes)



Boulons

- 6.8 D = 10 mm h = 80 mm (PB3)
- 6.8 D = 10 mm h = 80 mm (PB5)
- 6.8 D = 12 mm h = 80 mm (PB7)
- 8.8 D = 10 mm h = 80 mm (PB8)

Armatures

- ST25C armatures (PB3, PB7, PB8)
 - longitudinale : HA7 e = 150 mm
 - transversale : HA7 e = 150 mm
- Enrobage de 20 mm
- Barres (PB4 à PB6)
 - longitudinale : 4 HA8
 - transversale : HA8 e = 266 mm
- Enrobage de 20 mm

FIGURE 5.3: Les vues transversales (coupes) de PB3 à PB8

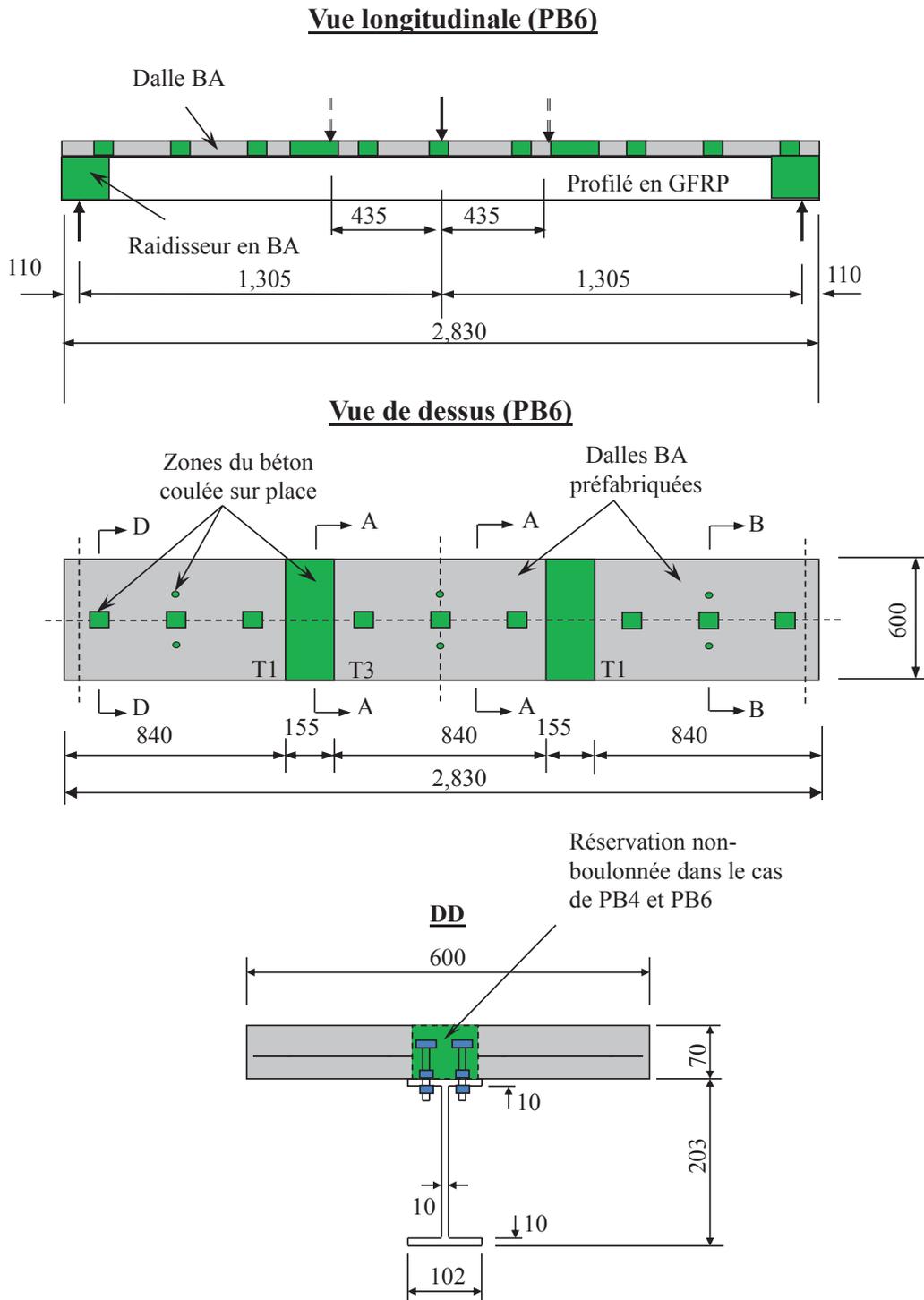
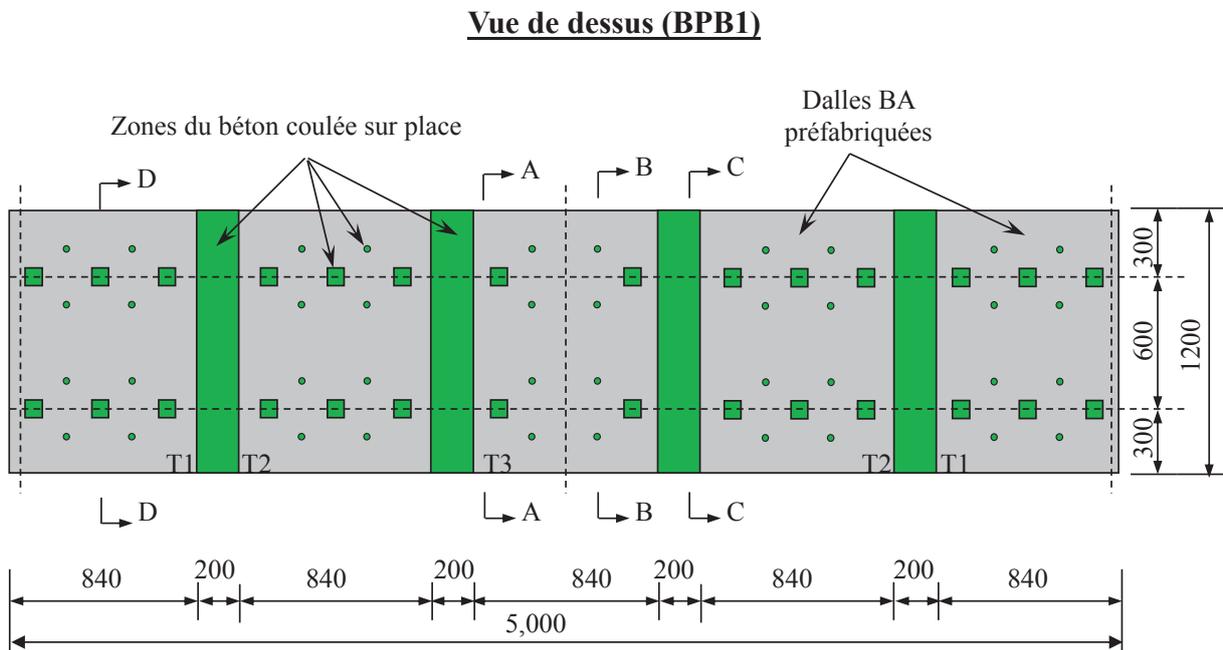
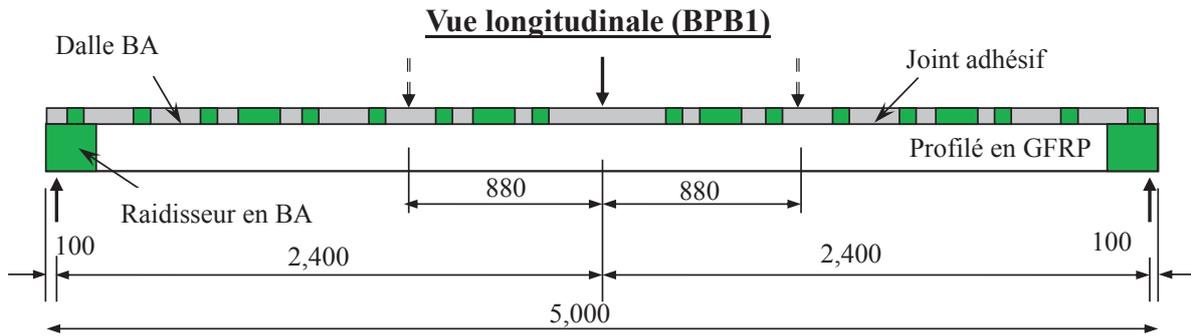


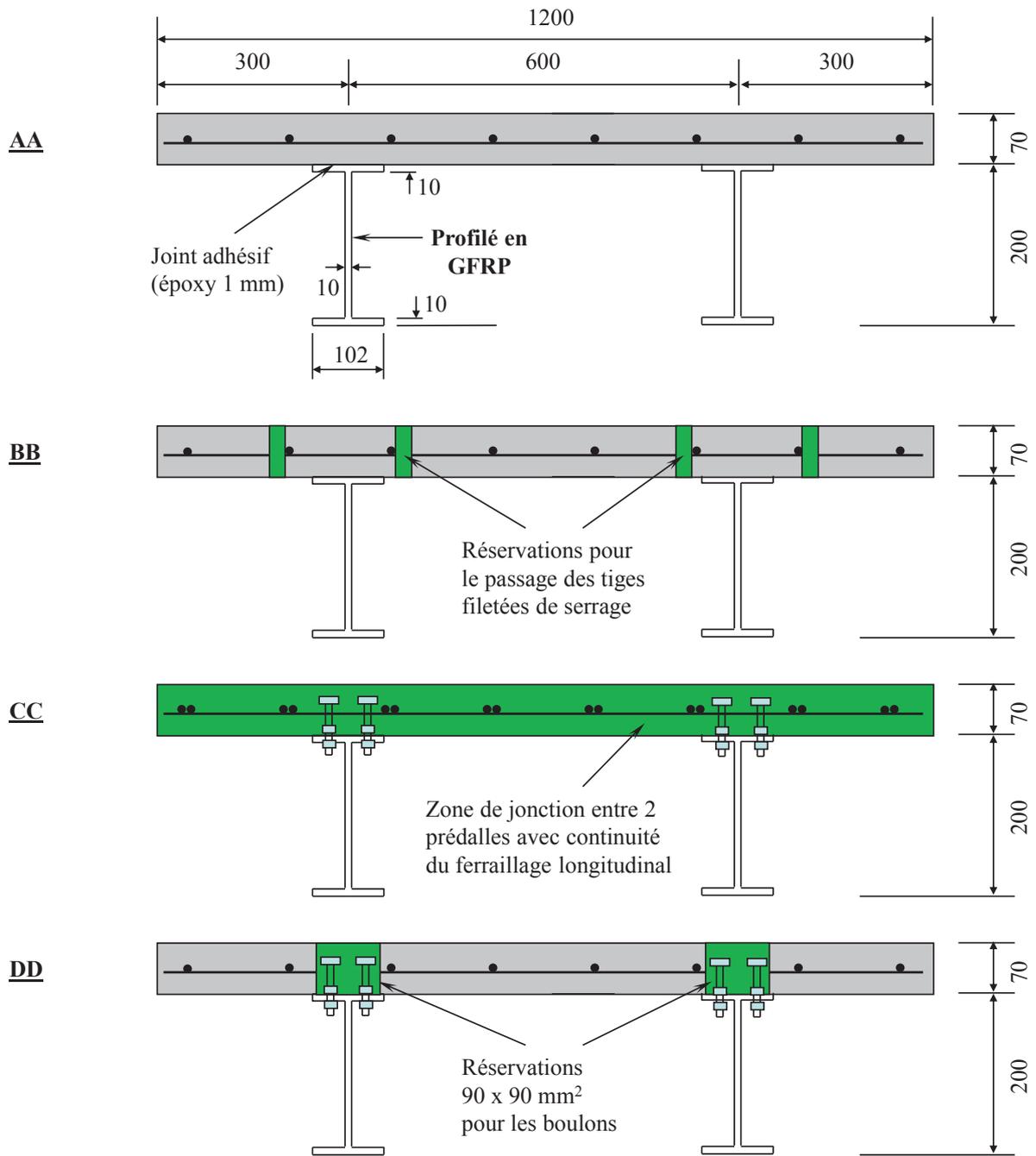
FIGURE 5.4: La vue longitudinale et de dessus de PB6 et la coupe DD



Nota : les boulons de BPB1 sont donc disposés par paire dans chaque réservation carrée 90 x 90 mm ainsi que dans les zones de jonction (soit 72 boulons au total).

Nota : les raidisseurs transversaux (entretoises) ne sont pas représentés

FIGURE 5.5: La vue longitudinale et de dessus de BPB1



Boulons 8.8 D = 12 mm h = 80 mm

Armatures

ST25C armatures

- longitudinale : HA7 e = 150 mm

- transversale : HA7 e = 150 mm

Enrobage de 20 mm

FIGURE 5.6: Les coupes transversales de BPB1

Le tableau récapitulatif 5.1 résume les différentes propriétés des poutres.

	Long. totale (mm)	Portée (mm)	Dalle	Connexion	Raidiss. appuis	Raidiss. centre	Armat. long.	Armat. trans.
Pu1	2080	2000	-	-	En bois	-	-	-
PB1 (Dalle préfa)	2080	2000	300 mm x 43 mm	Epoxy	En bois	En bois	4 HA8	HA8 e = 25 cm
PB2 (Dalle coulée)	2200	2000	300 mm x 43 mm	M8 6.8	En bois	En bois	4 HA8	HA8 e = 25 cm
PB3 (Dalle coulée)	5000	4800	600 mm x 70 mm	M10 6.8	En BA	En BA	4 HA7	HA7 e = 15 cm
PB4 (Dalles préfa)	5000	4800	600 mm x 70 mm	Epoxy	En BA	En BA	4 HA8	HA8 e = 25 cm
PB5 (Dalles préfa)	5000	4800	600 mm x 70 mm	Epoxy + M10 6.8	En BA	En BA	4 HA8	HA8 e = 25 cm
PB6 (Dalles préfa)	2830	2610	600 mm x 70 mm	Epoxy	En BA	X	4 HA8	HA8 e = 25 cm
PB7 (Dalles préfa)	5000	4800	600 mm x 70 mm	Epoxy + M12 6.8	En BA	X	4 HA7	HA7 e = 15 cm
PB8 (Dalles préfa)	5000	4800	600 mm x 70 mm	Epoxy + M10 8.8	En BA	X	4 HA7	HA7 e = 15 cm
BPB1 (Dalles préfa)	5000	4800	1200 mm x 70 mm	Epoxy + M12 8.8	En BA	X	8 HA7	HA7 e = 15 cm

Tableau 5.1: Tableau récapitulatif des corps d'épreuve

5.1.2 Fabrication

Les principales étapes de fabrication des poutres sont illustrées sur les figures 5.7 à 5.9.

Dans le cas de la poutre PB1, la dalle est préfabriquée sur toute sa longueur et sa surface de contact avec le profilé est sablée et dépoussiérée après le durcissement du béton. Ensuite, le profilé est dépoussiéré et nettoyé à l'acétone. La colle est appliquée sur les deux matériaux et la dalle est ensuite posée sur le profilé et serrée avec des tiges métalliques et des serre-joints de telle sorte que l'épaisseur de la colle soit de l'ordre de 1 mm. La poutre est laissée quelques jours sans bouger pour assurer la réticulation de l'époxy.

Dans le cas de poutres boulonnées (PB2 et PB3), le profilé est d'abord muni de boulons (M8 6.8 de 8 mm dans PB2 et M10 6.8 de 10 mm dans PB3) de 80 mm de long. Chaque paire de boulons est espacée de 100 mm selon l'axe longitudinal, la poutre compte donc au total 40 boulons dans PB2 et 98 dans PB3. Ces boulons sont serrés sur la semelle supérieure du profilé, préalablement percé avec 1 jeu de 1 mm, au moyen de 2 écrous et de 2 rondelles de telle sorte que la partie supérieure du boulon dépasse de 30 mm de la semelle du profilé dans PB2 et 50 mm dans PB3. Les dalles sont ensuite coulées à l'envers en une seule fois. La connexion entre la dalle et le profilé est donc obtenue dès que le béton, dans lequel sont noyés les boulons, a durci.

Dans le cas des poutres PB4 à PB8, la dalle est préfabriquée en plusieurs tronçons. Chaque tronçon est traité de la même manière que la dalle de PB1 concernant la préparation de surface et le

collage. Puis, dans une deuxième phase, les zones de jonction entre les tronçons sont bétonnées permettant d'assurer la continuité du ferrailage ainsi que toutes les réservations. Ces dernières réservations sont de forme carrée pour l'emplacement des boulons ou de forme ronde pour le passage des tiges de serrage lors de la phase du collage. La poutre PB4 présente les mêmes réservations que PB5, PB7 et PB8 mais celles de PB4 ne sont pas munies de boulons : les deux types de poutres auront donc la même surface de collage. La poutre PB6 présente les mêmes réservations que les autres poutres mais elles sont, comme pour PB4, bétonnées sans boulons. Les boulons de PB5 (M10 6.8), PB7 (M12 6.8) et PB8 (M10 8.8) sont donc disposés par paire dans chaque réservation carrée ainsi que dans les zones de jonction (soit 36 boulons au total).

La bi-poutre BPB1 est construite de la même manière que les poutres avec une connexion mixte. Les profilés sont d'abord percés puis les raidisseurs sont bétonnés. Ensuite les entretoises sont coupées et appliquées entre les deux profilés par le moyen des cornières en GFRP. Les dalles préfabriquées sont ensuite collées sur les profilés. La bipoutre est stocké pendant 3 jours pour que la colle durcisse. Les boulons (M12 8.8) sont ensuite mis en place dans les réservations et à la fin ces dernières sont bétonnées.

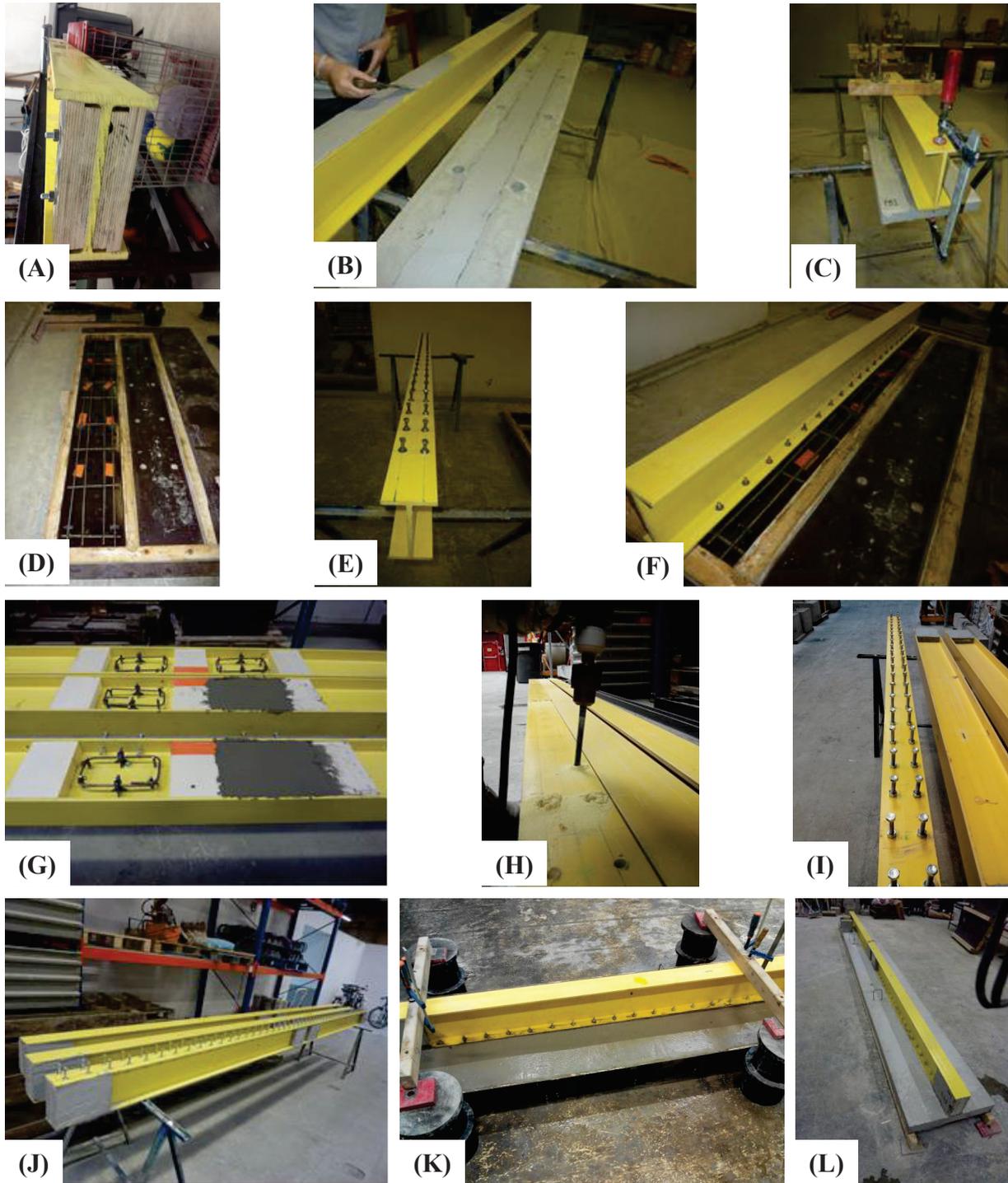


FIGURE 5.7: Les étapes de fabrication : (A) Mettre les raidisseurs en bois (PB1) (B) Appliquer la colle sur la dalle de PB1 et son profilé (C) Collage de PB1 (D) Ferrailage de PB2 (E) Boulonnage de PB2 (F) Coffrage de PB2 (G) Bétonnage du raidisseur en BA (PB3-PB5) (H) Perçage (PB3) (I) PB3 avant retourner (J) Boulonnage de PB3 (K) Décoffrage des raidisseurs (L) Bétonnage de PB3

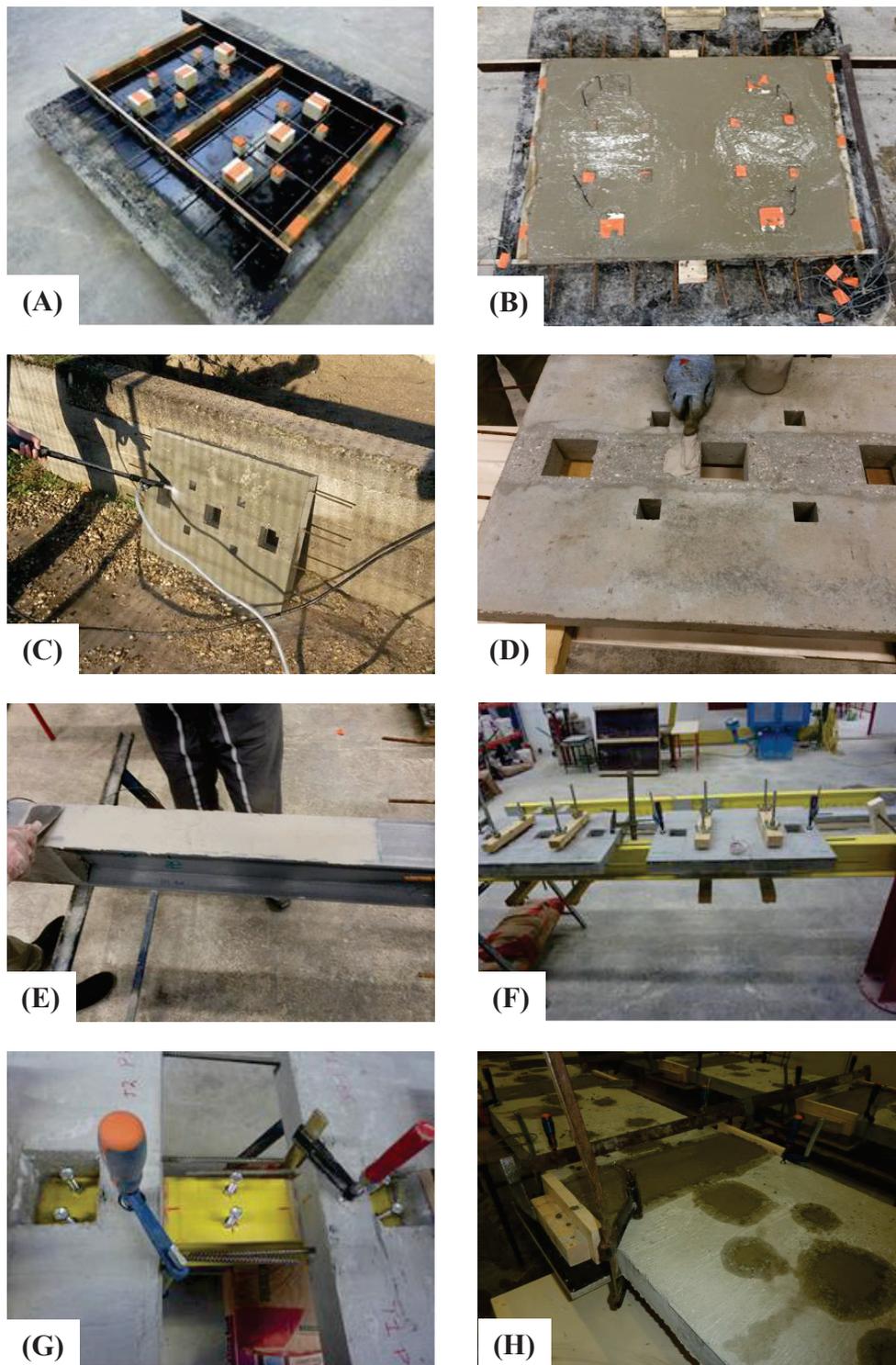


FIGURE 5.8: Les étapes de fabrication : (A) Coffrage des dalles (B) Bétonnage des dalles (C) Sablage des dalles (D) Appliquer la colle sur la dalle (E) Appliquer la colle sur le profilé (F) Collage des dalles préfabriquées (G) Boulonnage des réservations (H) Bétonnage des réservations

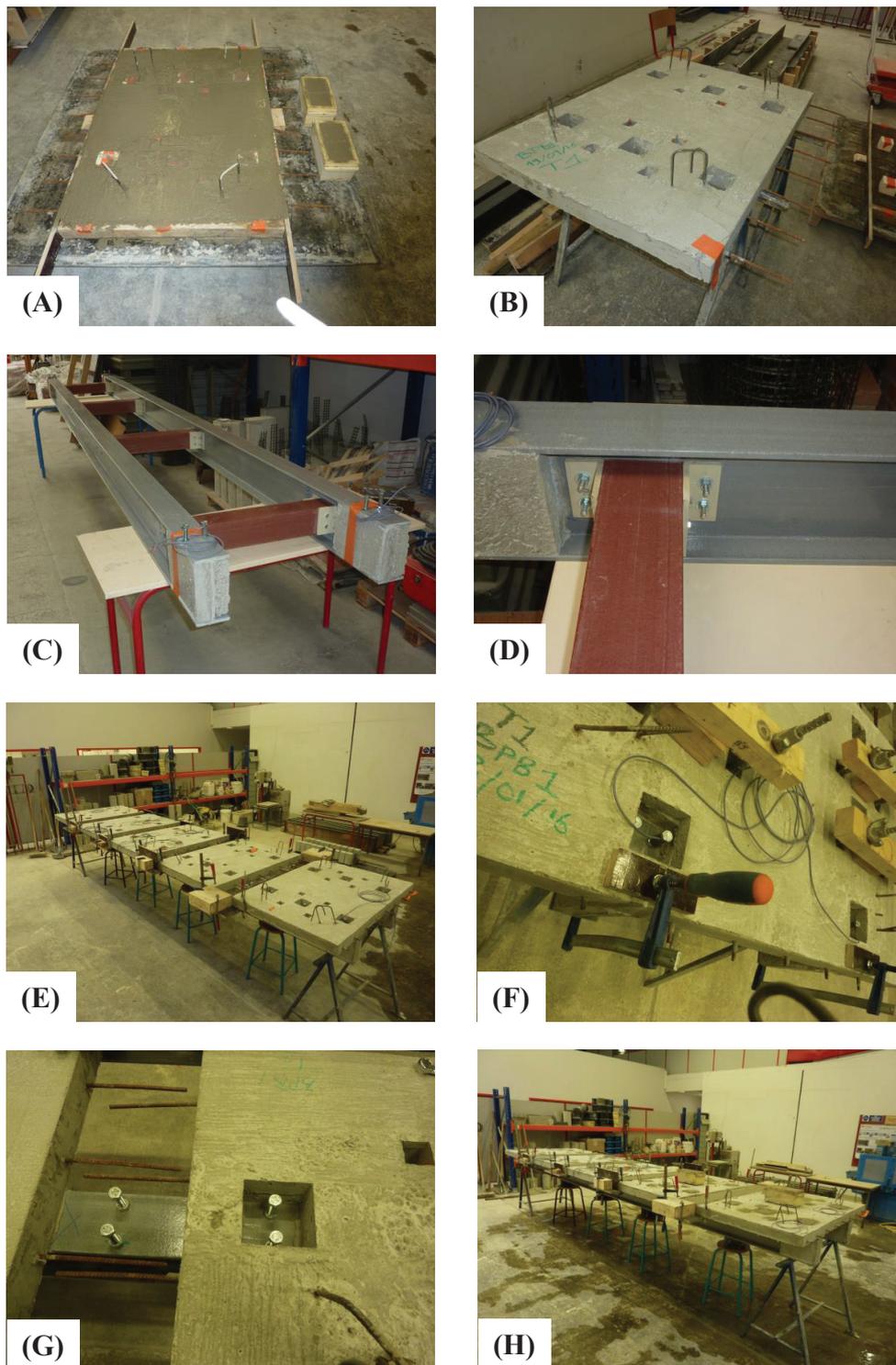


FIGURE 5.9: Les étapes de fabrication de BPB1 : (A) Bétonnage d'une dalle T2 (B) Une dalle T1 (C) Mettre les entretoises (D) Détail de la connexion d'une entretoise (E) Collage des dalles sur les profilés (F) Détail du boulon à l'extrémité muni d'une jauge (G) Boulonnage de réservations (H) Bétonnage des réservations

5.1.3 Dispositif expérimental, instrumentation, et programme de chargement

Toutes les poutres ont d'abord subi plusieurs pré-chargements dans le domaine élastique destinés à la bonne mise en place de la structure et au test du dispositif expérimental.

Il est à noter que pour chaque poutre, un dispositif de contreventement comme indiqué dans la figure 5.10 a été mis en place aux appuis pour empêcher le déversement.

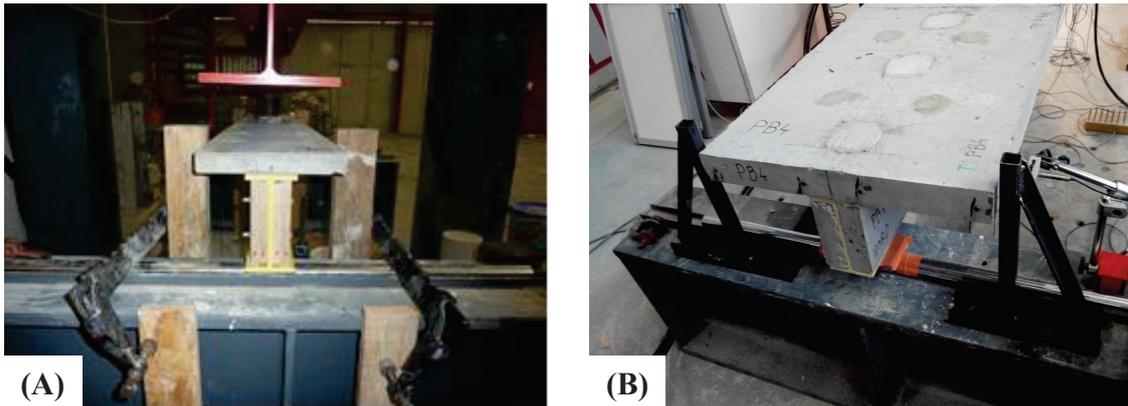


FIGURE 5.10: Les systèmes anti-déversement (A) pour Pu1, PB1 et PB2 et (B) pour les autres poutres

Les poutres Pu1, PB1 et PB2 ont été testées en flexion 3 points jusqu'à la ruine avec une vitesse de chargement de 4 mm/min.

Pour voir si la méthode de raidissage a une influence sur le comportement global de la poutre, le profilé de PB6 appelé Pu2, chargée uniquement dans le domaine élastique, a été testée en flexion 3 points sans raidisseur en 3 et 4 points et avec raidisseurs avec une vitesse de chargement de 1 mm/min. Aucune différence n'a été observée. Cette poutre a ensuite été totalement déchargée puis collée avec des dalles en BA pour former la poutre PB6.

Les poutres PB3 à PB8 ont d'abord été chargées en flexion 4 points dans le domaine élastique jusqu'à 50 kN (sauf PB7 jusqu'à 30 kN), puis déchargées. Elles ont ensuite été chargées en flexion 3 points jusqu'à la ruine avec une vitesse de chargement de 4 mm/min.

Pour toutes les poutres, la flèche en section centrale SC, le déplacement vertical et la force du vérin sont mesurés et enregistrés avec une fréquence d'acquisition de 5 Hz. Pour les poutres PB3 à PB5, au centre, le capteur LVDT est doublé par un capteur laser pour vérification.

Pour les poutres PB3 à PB8, nous avons également mesuré la flèche en section SN sur la demi-travée nord au moyen de LVDT.

Les poutres Pu1 à PB2 ont été munies de jauges selon l'axe longitudinal tel que défini sur la figure 5.11.

Dans les poutres PB3 à PB5, PB7 et PB8, les déformations longitudinales dans les sections SC et SN, à différentes altitudes, ont été mesurées au moyen de jauges. Une jauge a également été posée sur une armature longitudinale de la dalle en SC. Le glissement entre la dalle et le profilé a été mesuré à chaque extrémité de la poutre au moyen de LVDT comme montré sur la figure 5.13. L'ensemble du dispositif de mesures est présenté sur la figure 5.11.

Dans les poutres PB3 à PB5, des mesures du déplacement horizontal de la dalle aux extrémités ont été effectuées pour prévenir un déversement éventuel.

Dans les poutres avec la connexion mixte, PB5, PB7 et PB8, la déformation d'un boulon (au moins) à l'extrémité soit nord soit sud a été mesurée au moyen d'une jauge collée sur le boulon comme indiqué sur la figure 5.14.

Pour PB6, Le dispositif de mesures effectuées pendant les essais est présenté sur la figure 5.11. Il est très proche de ceux de PB3 à PB5. Il est à noter que le glissement est mesuré aux appuis ainsi que dans la zone centrale.

Les mesures des flèches SC et SN ainsi que les glissements nord et sud est fait pour BPB1 comme PB7 et PB8. Les positions des jauges de déformations dans BPB1 sont présentées sur la figure 5.12.

La bipoutre composite (profilé + entretoises) a été testé en 3 et 4 points en domaine élastique avant le collage des dalles avec deux configurations d'entretoisement pour étudier leur influence : une sans les deux entretoises centrales et une avec. Après l'assemblage, la bipoutre hybride a été testée en domaine élastique sous plusieurs configurations avec et sans les entretoises centrales :

- Flexion en 4 points centrée sur les deux profilés
- Flexion en 4 points diagonale en deux sens (effet torsion)
- Flexion en 4 points centrée sur la dalle
- Flexion en 3 points centrée sur les deux profilés
- Flexion en 3 points centrée sur la dalle

Les différentes configurations d'essai pour les poutres sont montrées sur les figures 5.15 et 5.16.

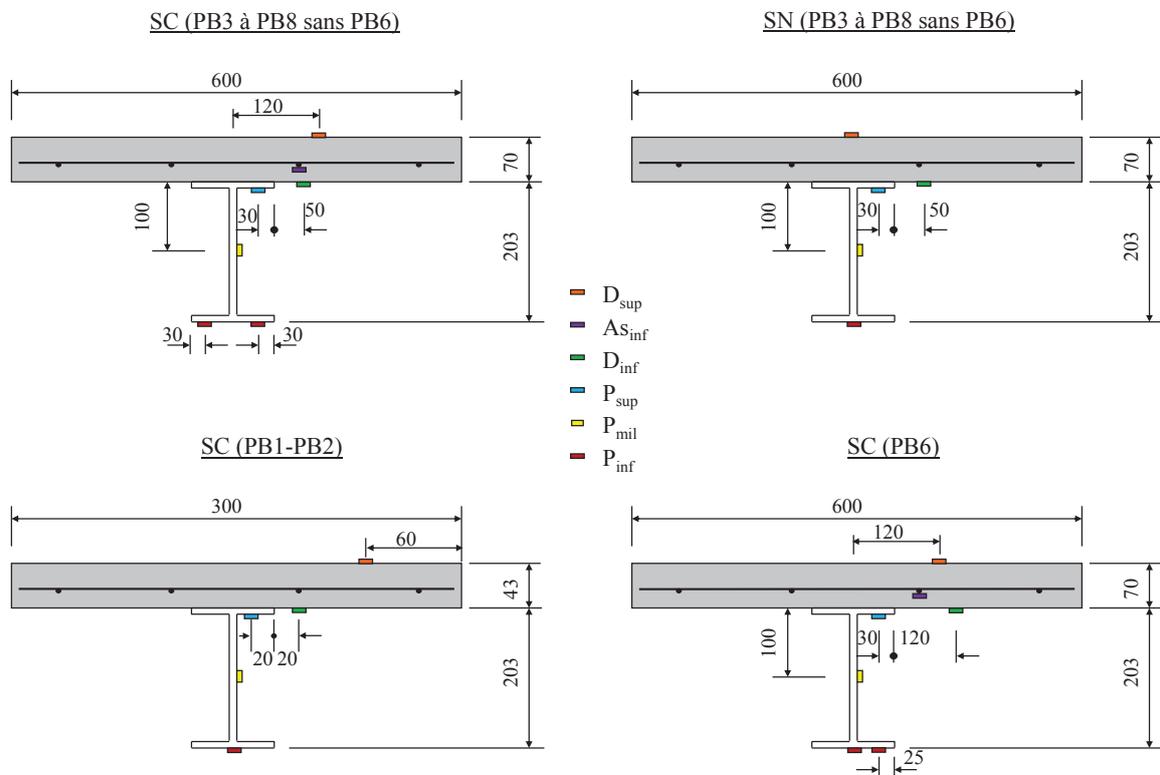


FIGURE 5.11: L'instrumentation de différentes poutres

Les tableaux récapitulatifs 5.2 et 5.3 résume les différentes mesures.

	Pu1	PB1	PB2	PB3	PB4	PB5	PB6	PB7	PB8
Glissement au centre	-	-	-	-	-	-	+	-	-
Force au centre	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Glissement aux appuis	-	-	-	+	+	+	+	+	+
Déformation boulon nord	-	-	-	-	-	+	-	+	+
Déformation boulon sud	-	-	-	-	-	-	-	+	+
Déversement aux appuis	-	-	-	+	+	+	-	-	-

Tableau 5.2: Tableau des mesures

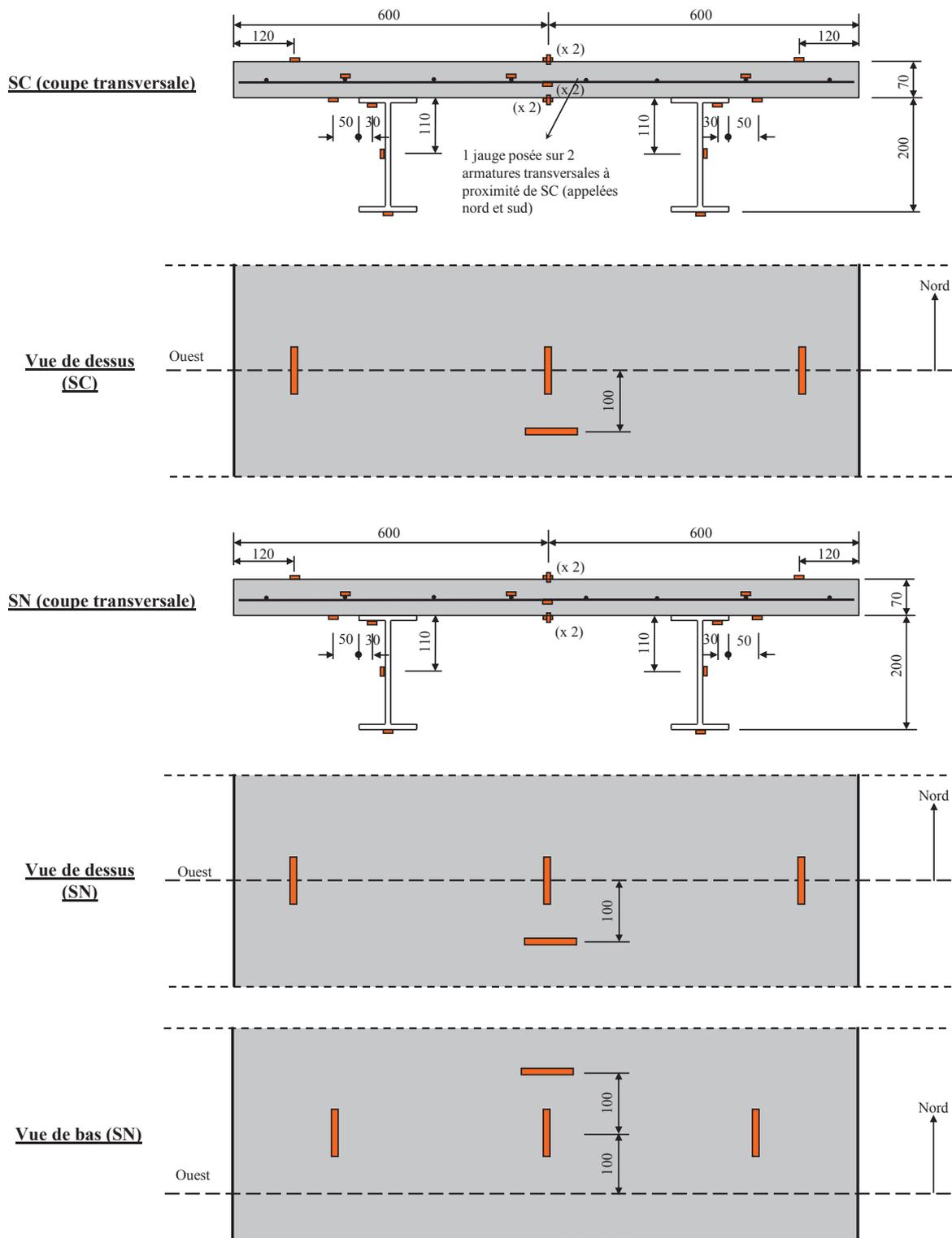


FIGURE 5.12: L'instrumentation de BPB1

	SC							SN						
	Flèche	Dsup	As	Dinf	Psup	Pmil	Pinf	Flèche	Dsup	Dinf	Psup	Pmil	Pinf	
Pu1	✓	x	x	x	✓	✓	✓	x	x	x	x	x	x	
PB1	✓	✓	x	✓	✓	✓	✓	x	x	x	x	x	x	
PB2	✓	✓	x	✓	✓	✓	✓	x	x	x	x	x	x	
PB3	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
PB4	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
PB5	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
PB6	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	x	x	x	x	x	
PB7	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
PB8	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	

Tableau 5.3: Tableau des mesures

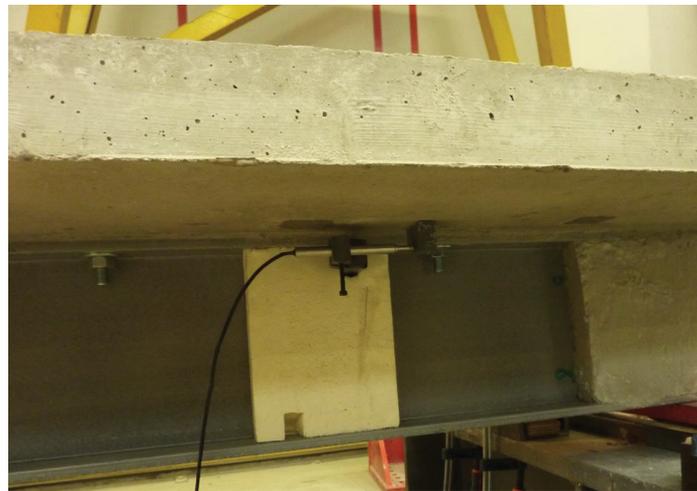


FIGURE 5.13: Mesure de glissement

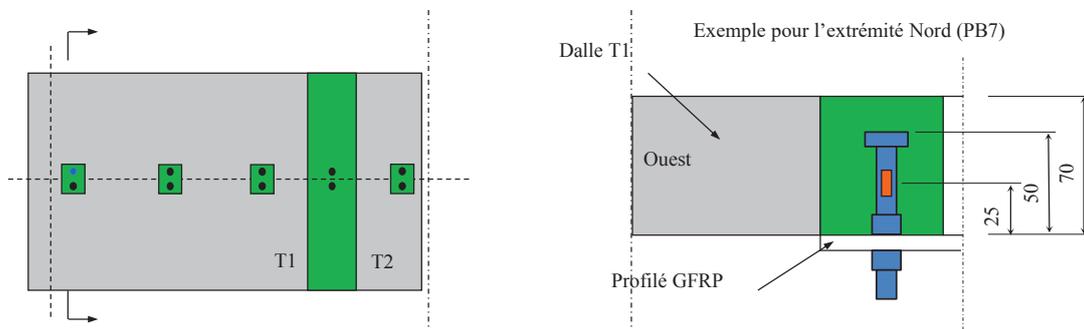


FIGURE 5.14: Détail de la jauge sur le boulon

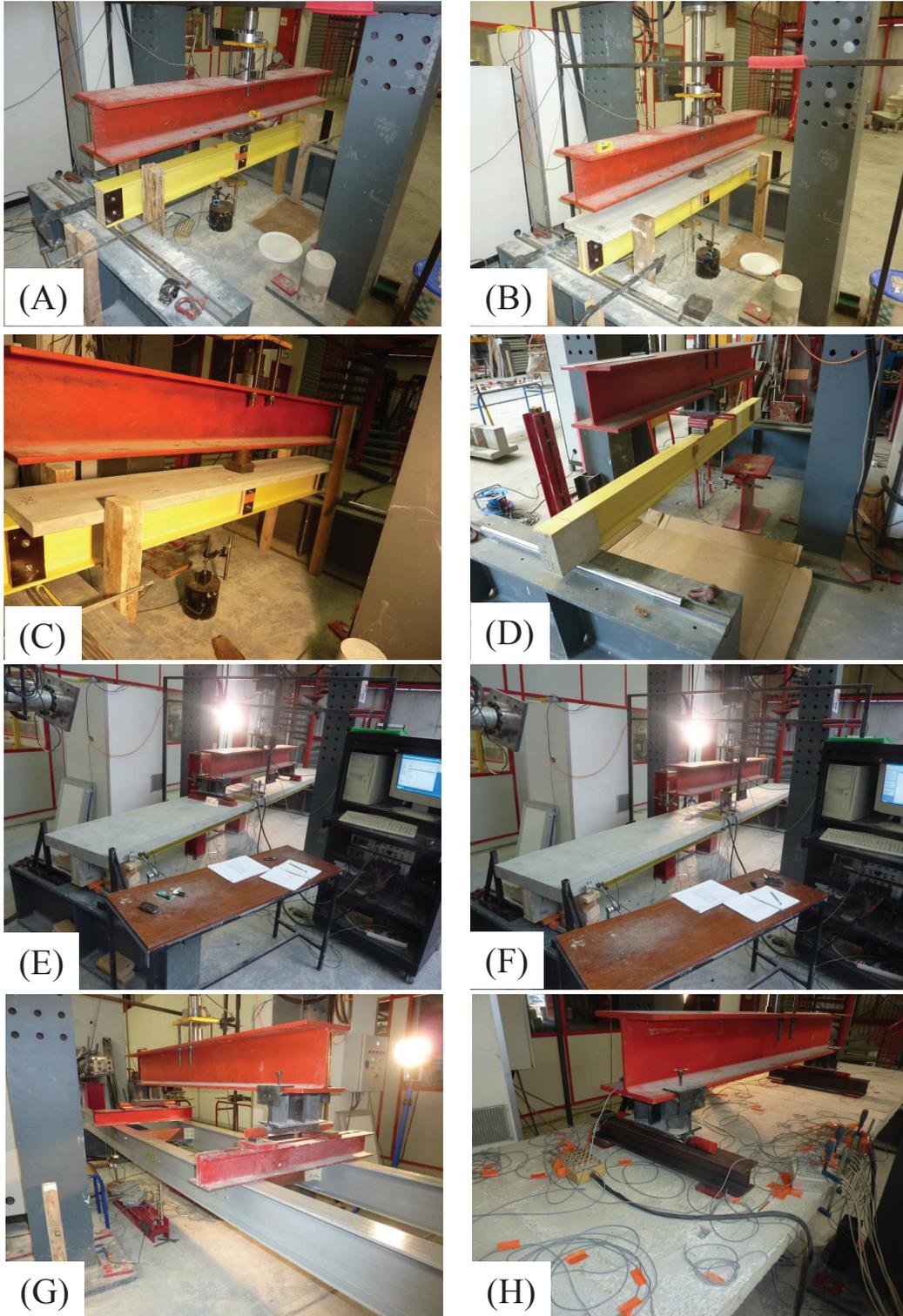


FIGURE 5.15: Les configurations d'essais : (A) Flexion en 3 points (Pu1) (B) Flexion en 3 points (PB1) (C) Flexion en 3 points (PB2) (D) Flexion en 3 points (Pu2) (E) Flexion en 4 points (PB3) (F) Flexion en 3 points (PB3) (G) Flexion en 4 points (bipoutre) (H) Flexion en 4 points BPB1



(A)



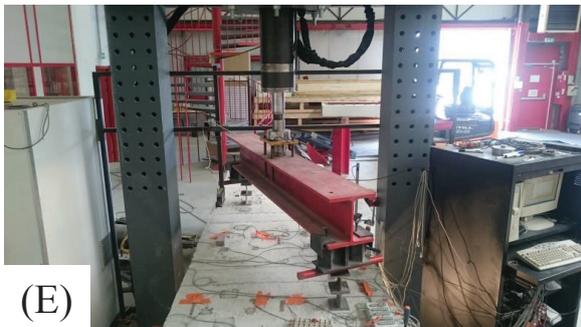
(B)



(C)



(D)



(E)



(F)

FIGURE 5.16: Les configurations d'essais pour BPB1 (A) Flexion en 3 points centrée sur la dalle (B) Flexion en 4 points centrée sur la dalle (C) Flexion en 4 points centrée sur les profilés (D) Flexion en 4 points diagonale 1 sur les profilés (E) Flexion en 4 points diagonale 2 sur les profilés (F) Flexion en 3 points centrée sur les profilés

5.2 Résultats

5.2.1 Flexion 4 points en domaine élastique

Lors du chargement en flexion 4 points dans le domaine élastique, on constate, sans surprise, que les courbes force-déformation et force-flèche sont linéaires (voir les figures 5.17 et 5.18). Pour PB3, la déformation maximale dans la dalle et dans le profilé ne dépasse pas $-600 \mu\text{m/m}$ et $3000 \mu\text{m/m}$ respectivement. Dans PB4, La déformation maximale dans la dalle et dans le profilé ne dépasse pas $-450 \mu\text{m/m}$ et $2700 \mu\text{m/m}$ respectivement. Dans PB5, La déformation maximale dans la dalle et dans le profilé ne dépasse pas $-600 \mu\text{m/m}$ et $3000 \mu\text{m/m}$ respectivement. Les déformations en SN sont très proches de celle de SC du fait du schéma statique de flexion 4 points, sauf pour PB3, elles sont légèrement plus élevées que celles en SC du fait de la proximité du point d'application de chargement en SN.

Dans PB3 aucune fissure en fibre inférieure de la dalle en SC n'a été relevée alors que la déformation atteint $265 \mu\text{m/m}$. Le glissement maximal atteint environ 0.5 mm .

Dans PB4, à 50 kN , la dalle présente une fissure en sous-face en SC. Le glissement maximal atteint environ $3 \mu\text{m/m}$: compte tenu de la précision de nos LVDT, on peut dire que le glissement est quasiment nul.

Dans PB5, la courbe force – déformation dalle inférieure en SC est bilinéaire avec un point d'inflexion à environ 25 kN et $170 \mu\text{m/m}$ correspondant probablement à l'apparition d'une fissure. Le glissement maximal atteint environ $5 \mu\text{m/m}$. La jauge sur le goujon indique une très faible élongation de l'ordre de $10 \mu\text{m/m}$ mais significative car évoluant avec la charge appliquée.

L'axe neutre de PB7 est situé plus haut que celui de PB8 malgré que les deux sections ont les mêmes propriétés géométriques et mécaniques. Certes, il y a une différence de type de boulons mais il n'a pas une influence car les courbes de glissement dans le deux cas indiquent un glissement inférieur à 0.006 mm . Cependant, les deux jauges situées à la fibre inférieure du profilé dans PB8 montrent une différence de lecture de 15% qui peut être la raison de ce changement de l'axe neutre. Globalement la déformation de la dalle sup ne dépasse pas $-284 \mu\text{m/m}$ dans PB8 et $-261 \mu\text{m/m}$ dans PB7. Ainsi, en fibre inférieure, la déformation dans PB7 est $1613 \mu\text{m/m}$ et celle de la jauge la plus sollicitée en PB8 est $16667 \mu\text{m/m}$. Les glissements compte tenu de la sensibilité de nos capteurs sont trouvés très faibles. La jauge Dinf dans PB8 a été traversée par une fissure à une charge de 35 kN environ qui explique le comportement non-linéaire obtenu comme dans PB5. Dans les deux poutres, les déformations mesurées en SN montrent des valeurs supérieures à celles en SC. Cette différence vient en grande partie de la proximité des points d'application aux jauges situées en SC.

La comparaison des déformations montre que le comportement de PB4 et PB5 en SC et SN, sont les mêmes. Cependant, la seule différence avec PB3 est la déformation de Dinf et As. Ainsi, les courbes de déformations de PB5, PB7 et PB8 sont les mêmes dans les deux sections SC et SN. Cependant, la déformation à 50 kN de la fibre inférieure du profilé est plus importante que celle en PB8. Néanmoins, la jauge Dinf en SN est fissurée pour une valeur de déformation moins importante que celle dans PB8. Globalement, On peut constater qu'en flexion 4 points, le mode de connexion soit collé soit mixte, n'a pas une influence sur le comportement de la poutre. Cependant, la différence entre ces poutres et la poutre boulonnée est au niveau des déformations proche de l'interface ce qui est tout à fait logique compte tenu le glissement éventuel. On peut constater aussi, auprès les courbes des flèches, que la variation du type du profilé n'a pas une influence vu que les

valeurs des flèches obtenues en PB7 et PB8 sont les mêmes que pour les autres poutres.

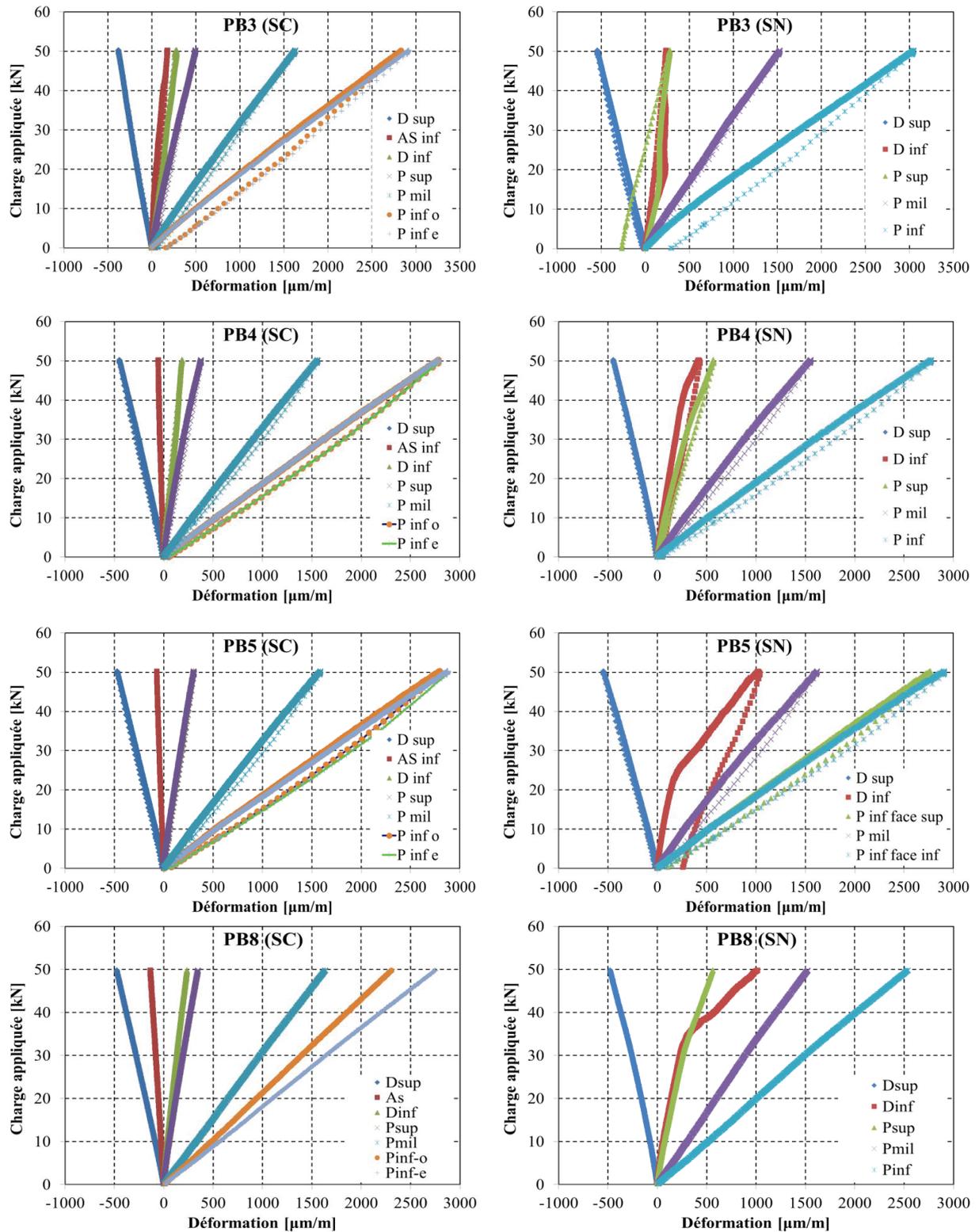


FIGURE 5.17: Les résultats des flexions 4 points - Déformations

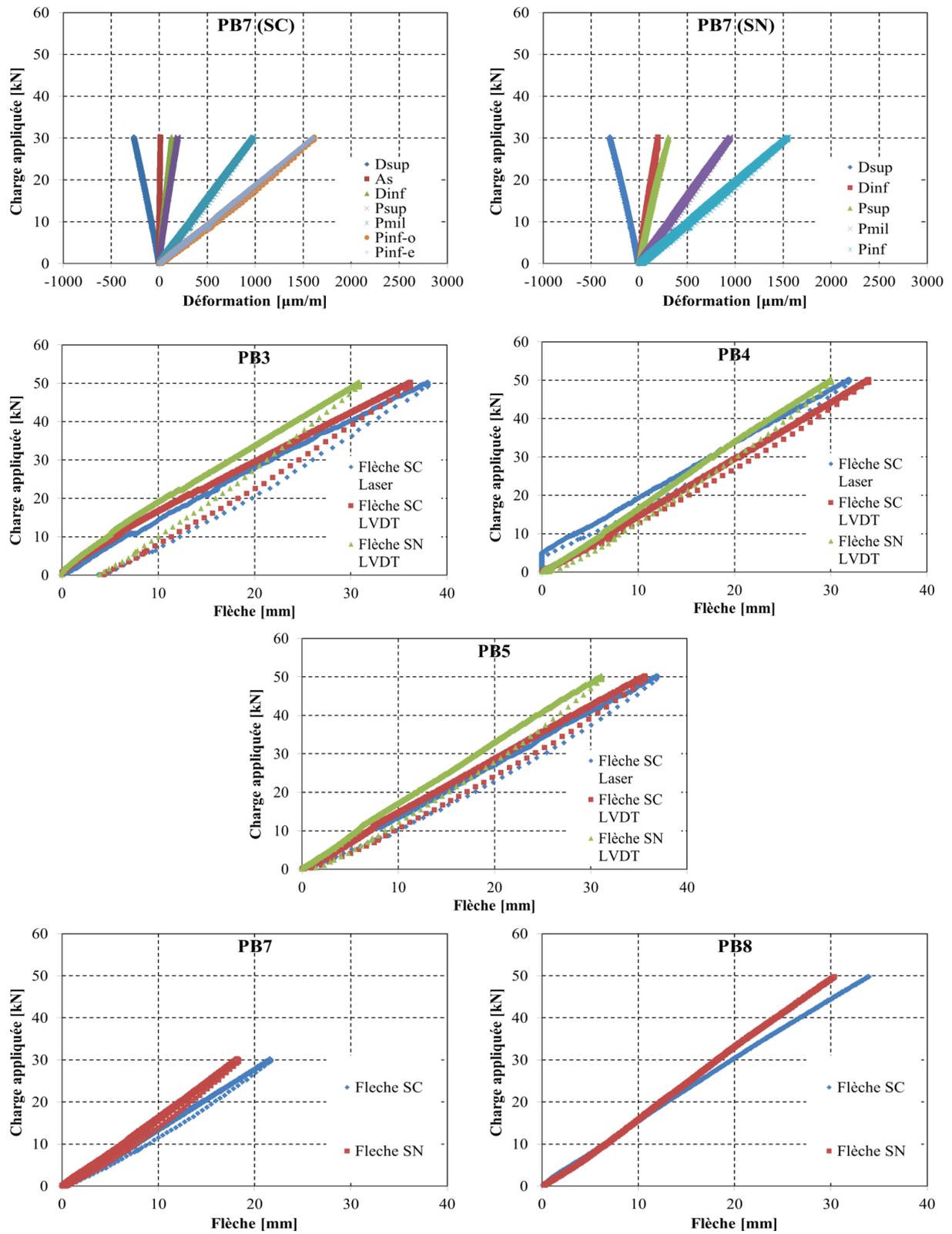


FIGURE 5.18: Les résultats des flexions 4 points - Déformations et flèches

5.2.2 Flexion 3 points jusqu'à la ruine

Nous présentons ci-dessous les principaux résultats d'essais et les courbes correspondantes. Le lecteur trouvera en annexe A des résultats complémentaires pour information.

5.2.2.1 Pu1 (profilé seul)

Le comportement est quasiment linéaire jusqu'à rupture (figure 5.19). Celle-ci se produit à 66 kN par écrasement des fibres de la semelle supérieure en SC comme indiqué sur la figure 5.20 (la déformation des fibres extrêmes atteint environ 4.5 ‰ en compression et 5.0 ‰ en traction) (figure 5.21), cloquage de l'âme en SC et par fissure longitudinale de cisaillement entre la semelle inférieure et l'âme sans que l'on sache quel est l'ordre d'apparition de ces phénomènes. Une petite fissure à la jonction âme – semelle inférieure à un appui est également observée après déchargement. Ainsi, aucun déversement ni flambement d'âme dans les sections d'appui ou de chargement ne s'est produit ce qui prouve, dans cette configuration, l'efficacité du raidissage mis en place.

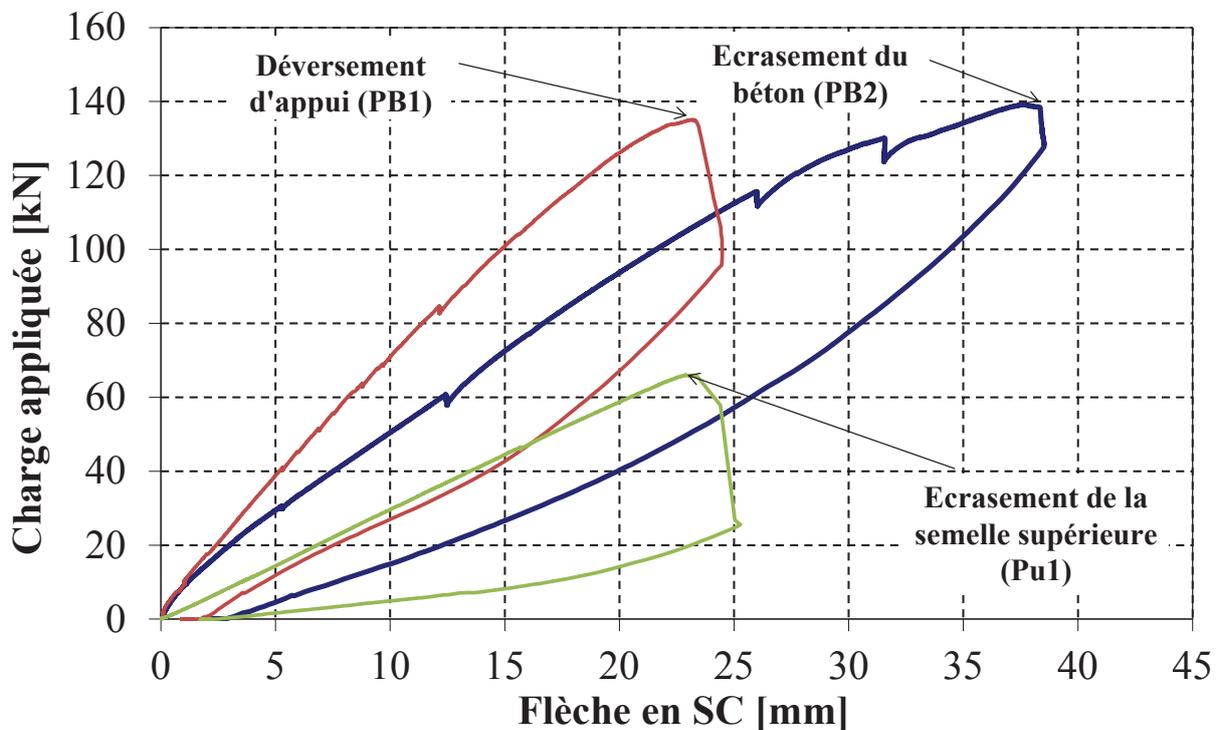


FIGURE 5.19: Les courbes force-flèche de Pu1, PB1 et PB2.



FIGURE 5.20: L'écrasement de la semelle supérieure de Pu1

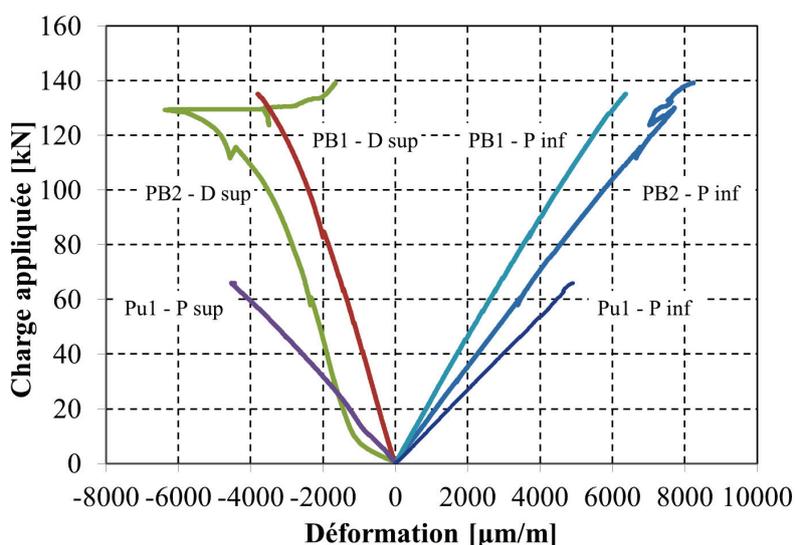


FIGURE 5.21: Les courbes force-déformations en SC de Pu1, PB1 et PB2.

5.2.2.2 PB1 (poutre hybride collée)

Le comportement est à peu près linéaire (figure 5.19) jusqu'à environ 85 kN ce qui correspondrait à la perte de linéarité du béton (2 ‰) mais ce n'est pas très marqué. Le comportement devient « doucement » non linéaire jusqu'à la rupture à 135 kN. La déformation du béton vaut en SC en fibre sup de la dalle 3.8 ‰ et 6.4 ‰ en fibre inférieure dans le pultrudé (figure 5.21). Aucun écrasement du béton en SC n'a été observé malgré une déformation maximale mesurée proche de la déformation maximale d'un béton courant. La rupture se produit par déversement de la section d'un appui malgré la présence des systèmes anti-déversement qui a été repoussés par la poutre (figure 5.22). On observe en effet à la section d'appui que l'âme et les semelles ne sont plus perpendiculaires malgré la présence des raidisseurs (qui ont souffert : de petits craquements ont été entendus à l'ap-

proche de la ruine) et qu'il y a une fissure dans la semelle supérieure. On observe également dans cette section la flexion locale de la semelle inférieure sous la pression de l'appui. La ruine de la poutre et la force maximale qu'elle a supportée correspondent donc à la ruine de la section d'appui sous l'effet de la réaction d'appui, il s'agit donc d'une rupture locale. D'ailleurs, pour cette charge de ruine, aucune rupture du collage à l'interface n'a été observée. Par ailleurs, les diagrammes de Navier (figure 5.23) montrent que la déformation est à peu près linéaire dans la section jusqu'à 20 kN puis elle perd progressivement la linéarité, notamment à proximité de l'interface. Les déformations en fibre inférieure de la dalle et en fibre supérieure du profilé restent très proches jusqu'à 60 kN prouvant la bonne efficacité du collage, l'absence de glissement : l'hypothèse de connexion parfaite peut être retenue pour la modélisation. A partir de 60 kN, une fissure de traction dans le béton en SC rend peu fiables les informations données par la jauge Dinf.

5.2.2.3 PB2 (poutre hybride boulonnée)

La dalle se tend en fibre inférieure en SC dès le début du chargement comme on voit sur la figure 5.25, atteint $320 \mu\text{m/m}$ à 0.7 kN et $1200 \mu\text{m/m}$ à 2.5 kN puis se rompt (on observe une fissure qui traverse la jauge).



FIGURE 5.22: Le déversement d'appui dans PB1

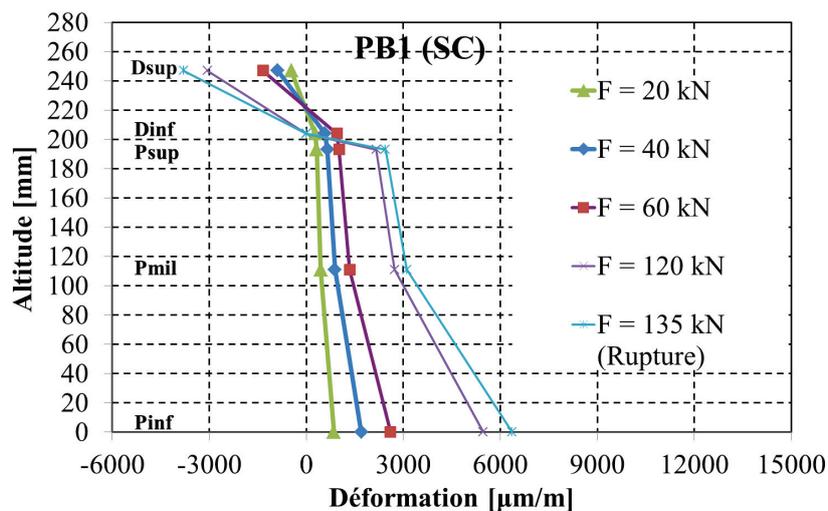


FIGURE 5.23: L'évolution des déformations en SC de PB1

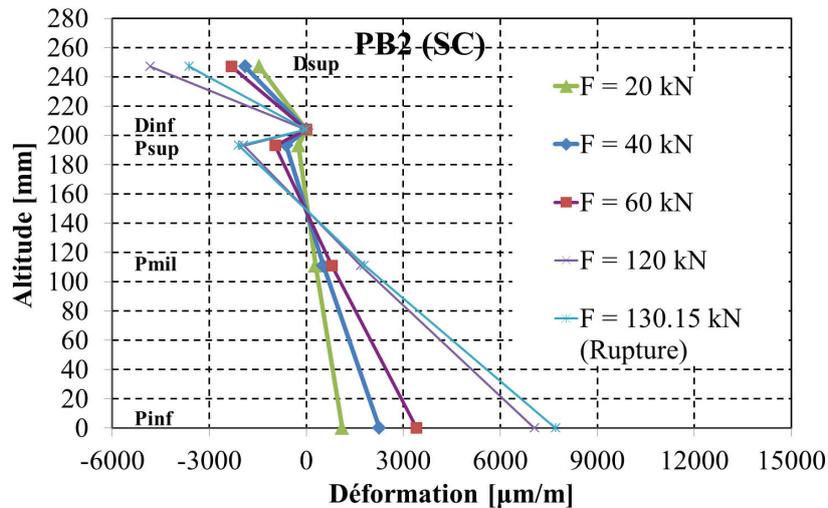


FIGURE 5.24: L'évolution des déformations en SC de PB2

Ce début de comportement est probablement dû aux jeux à combler pour les boulons et les petits écrasements locaux autour avant de « rentrer en service » et transmettre efficacement les efforts entre la dalle et le profilé. Durant cette phase, la dalle n'est pas ou est peu connectée. Le chargement se poursuit et le diagramme charge-flèche est à peu près linéaire jusqu'à environ 110 kN qui correspondent à une déformation en fibre supérieure de la dalle de 4 ‰. Le comportement devient « doucement » non linéaire jusqu'à l'écrasement du béton (figure 5.26) en fibre supérieure de la dalle avec une déformation de 6 ‰. En fibre inférieure du pultrudé, la déformation vaut environ 7.5 ‰. Des petits craquements ont également été entendus à plusieurs reprises et une petite fumée a été remarquée dans la zone centrale. Toutefois, rien ne sera clairement identifié après le déchargement complet. La charge a pu être encore augmentée jusqu'à 139.2 kN : on arrête alors l'essai car on observe le déversement de la section d'un appui malgré la présence des systèmes anti-déversement qui ont été resserrés et reliés vers 60 kN : à la section d'appui, l'âme et les semelles ne sont plus perpendiculaires. On observe également dans cette section la flexion locale de la semelle inférieure sous la pression de l'appui.

Le diagramme de Navier, donné sur la figure 5.24, montre qu'à l'interface il y a un différentiel de déformations entre le profilé et la dalle dû à la souplesse de la connexion par boulonnage.

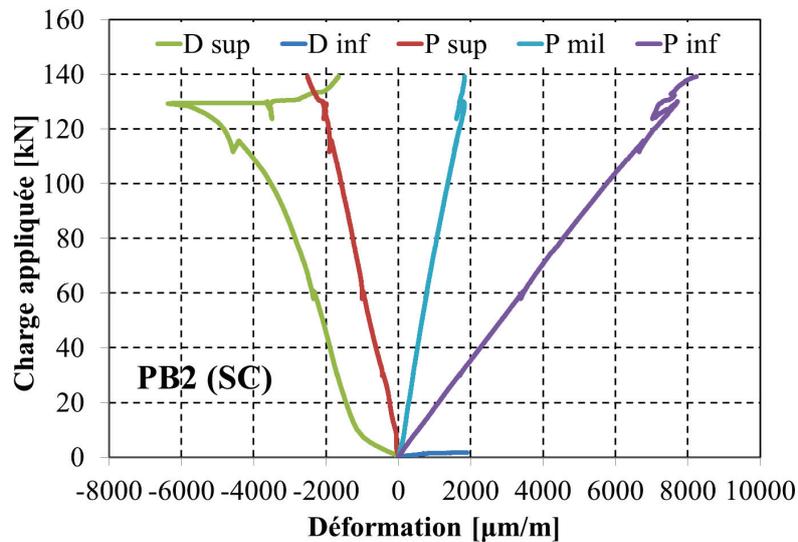


FIGURE 5.25: L'évolution des déformations en SC (PB2)



FIGURE 5.26: L'écrasement du béton dans PB2

5.2.2.4 PB3 (poutre hybride boulonnée)

En flexion 3 points, la courbe force-flèche perd légèrement sa linéarité vers 90 kN (figure 5.27). La charge maximale vaut 114.6 kN et correspond à l'écrasement du béton dans la SC comme l'illustre la figure 5.29. La jauge en fibre supérieure de la dalle dans cette section indique une valeur maximale de 3.2 ‰, celle en fibre inférieure du profilé une valeur de 13.1 ‰ (figure 5.28). Cette dernière valeur, indique que la rupture du profilé en traction n'est pas très « éloignée ». On ne peut pas qualifier cette rupture de rotule plastique car le profilé composite fonctionne dans son domaine élastique. La ductilité post-pic est quasiment inexistante. Aucun signe d'endommagement de la connexion n'a été relevé.

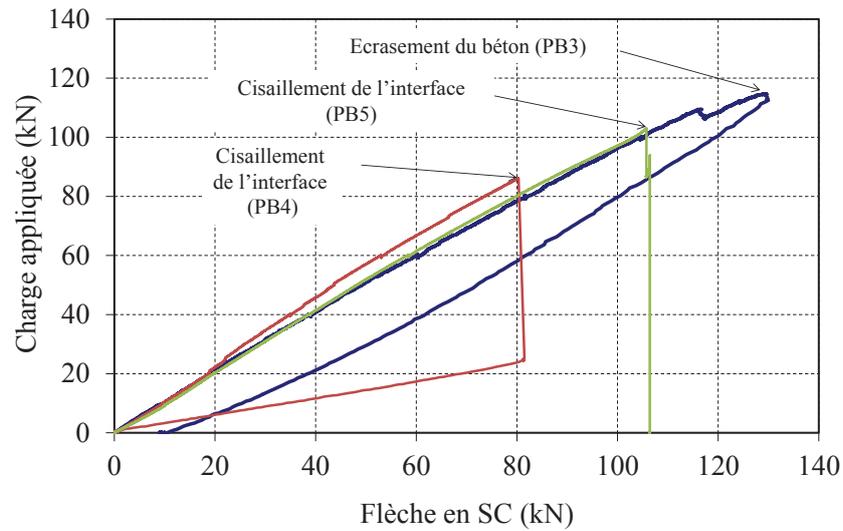


FIGURE 5.27: Les courbes force-flèche de PB3, PB4 et PB5

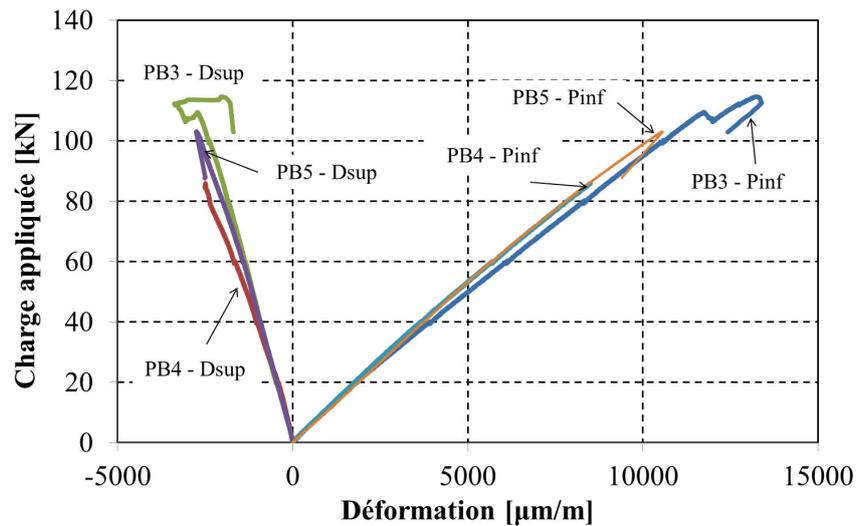


FIGURE 5.28: Les courbes force-déformation de PB3, PB4 et PB5

En SN, les courbes force-déformation sont linéaire jusqu'à la ruine de la poutre (figure 5.56). Les déformations maximales ne dépassent pas 1.1 ‰ et 7.3 ‰ en fibre supérieure de la dalle et en fibre inférieure du profilé. En SC, les déformations évoluent de façon linéaire avec la force jusqu'à environ 110 kN, valeur de charge où apparaissent très certainement les premières dislocations de la dalle. La dalle se tend en fibre inférieure en SC dès le début du chargement, atteint 228 $\mu\text{m/m}$ à 15 kN et 1.1 ‰ à 27 kN puis se rompt (on observe une fissure qui traverse la jauge) (figure 5.56).



FIGURE 5.29: La ruine de PB3 en SC par écrasement du béton

Le diagramme de déformations selon l'altitude en SN reste linéaire jusqu'à la rupture (figure 7.21 en annexe A) . En SC en revanche, après la fissuration de la dalle en fibre inférieure, le diagramme de déformation reste linéaire dans le profilé mais présente une pente différente dans la dalle traduisant un différentiel de déformation à l'interface entre la dalle et le profilé. L'axe neutre est situé dans la dalle en SC et en SN pendant tout le chargement.

Les courbes force – glissement sont bilinéaires, le point d'inflexion se situe entre 40 et 50 kN (figure 5.30 en Annexe A). On constate également que la courbe force-déformation en SC en fibre supérieure du profilé présente également un point d'inflexion dans ce domaine de charge sans que l'on puisse clairement en expliquer le lien.

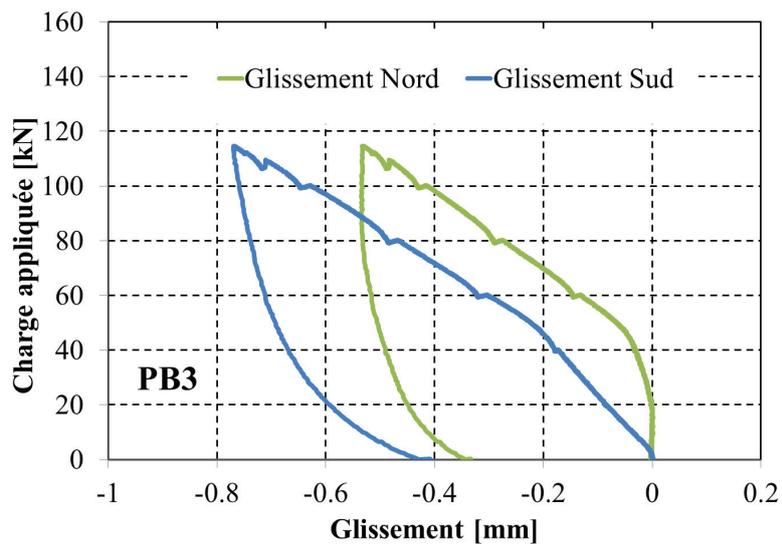


FIGURE 5.30: Les courbes force-glissement de PB3

Les glissements nord et sud présentent la même forme mais ne sont pas identiques : le glissement sud est environ 2 fois plus grand. Cet écart provient en partie du fait que le glissement nord reste nul jusqu'à environ 20 kN. La valeur maximale du glissement vaut environ 0,8 mm (ce qui est faible au regard des dimensions de la poutre et des flèches) et traduit, sans surprise, une certaine souplesse de la connexion par boulons.

5.2.2.5 PB4 (poutre hybride collée)

En flexion 3 points, les courbes force-flèche et force-déformation sont également linéaires (figure 5.27) jusqu'à la ruine qui se produit brutalement à 86.2 kN par cisaillement à l'interface dalle – profilé (figure 5.31). Les déformations maximales en SC valent -2.5 ‰ et 8.5 ‰ en fibre supérieure de la dalle et en fibre inférieure du profilé respectivement (figure 5.28).



FIGURE 5.31: Le cisaillement de l'interface de PB4

Une fois la poutre déchargée, la dalle et le profilé ont été totalement séparés pour mieux observer la nature de la ruine. On constate alors que la rupture est cohésive, à 90 % dans le béton et à 10 % dans le profilé (figure 5.32).

Aucune zone de rupture adhésive n'a été observée ce qui prouve la très bonne qualité/efficacité de la préparation de surface et du collage. Il est à noter que la dalle se tend en fibre inférieure en SC dès le début du chargement, atteint $151 \mu\text{m/m}$ à 15 kN et 1.3 ‰ à 40 kN puis se rompt (on observe une fissure qui traverse la jauge). Le diagramme de déformations selon l'altitude (figure 7.21 en annexe A) reste linéaire jusqu'à la rupture en SN et quasiment linéaire en SC. Les courbes force – glissement traduisent surtout le bruit des capteurs du fait d'un déplacement extrêmement faible. Le glissement maximal ne dépasse pas $5 \mu\text{m/m}$: sans surprise, la connexion par collage n'autorise quasiment aucun mouvement à l'interface et peut être considérée comme une connexion parfaite.



FIGURE 5.32: La rupture cohésive dans le béton de PB4

5.2.2.6 PB5 (poutre hybride avec une connexion mixte)

En flexion 3 points, les courbes force-flèche et force-déformation sont quasiment linéaires (figure 5.27) jusqu'à la ruine qui se produit brutalement à 103 kN par cisaillement à l'interface dalle – profilé (figure 5.33).



FIGURE 5.33: La ruine de PB5 par cisaillement de l'interface

Les déformations maximales en SC valent -2.8 ‰ et 10.6 ‰ en fibre supérieure de la dalle et en fibre inférieure du profilé respectivement (figure 5.28). Les premiers signes de l'écrasement du béton en partie supérieure de la dalle en SC sont également visibles (figure 5.34).



FIGURE 5.34: Les fissures visibles en fibre supérieure du béton

Une fois la poutre déchargée, la dalle et le profilé ont été totalement séparés pour mieux observer la nature de la ruine. On constate alors que la rupture est cohésive, à 90 % dans le béton et à 10 % dans le profilé, et que les boulons ont été cisailés (figure 5.35).



FIGURE 5.35: Le cisaillement des boulons visible après le démontage

Le diagramme de déformations selon l'altitude (figure 7.22 en annexe A) reste linéaire jusqu'à la rupture en SN et quasiment linéaire en SC. Malgré le bruit des capteurs, on constate que les courbes force – glissement sont linéaires. Le glissement maximal ne dépasse pas $10 \mu\text{m}/\text{m}$ ce qui confirme que la connexion mixte collage/goujons (avec cette densité de connecteurs) n'autorise quasiment aucun mouvement à l'interface et peut être considérée comme une connexion parfaite. Enfin, la courbe force – déformation du goujon (figure 5.36) est non linéaire et l'élongation maximale est de

l'ordre de $15 \mu\text{m/m}$. Cette valeur, qui reste très faible, indique uniquement que la participation du boulon à la reprise des efforts de cisaillement existe et qu'elle augmente avec la charge appliquée à la poutre.

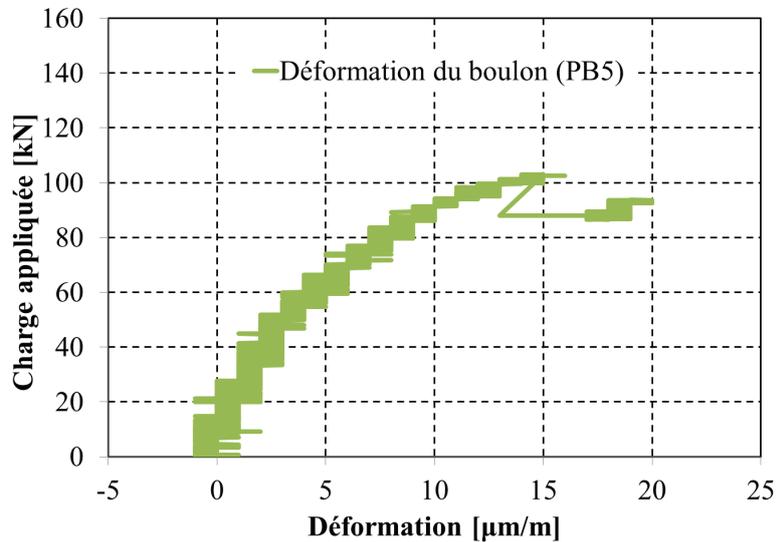


FIGURE 5.36: La courbe force-déformation du boulon de PB5

5.2.2.7 PB6 (poutre hybride collée)

En flexion 3 points, les courbes force-flèche et force-déformation sont bilinéaires avec un point d'inflexion vers 62 kN (figure 5.37). La ruine se produit brutalement à 90 kN par cisaillement à l'interface dalle – profilé (figure 5.38).

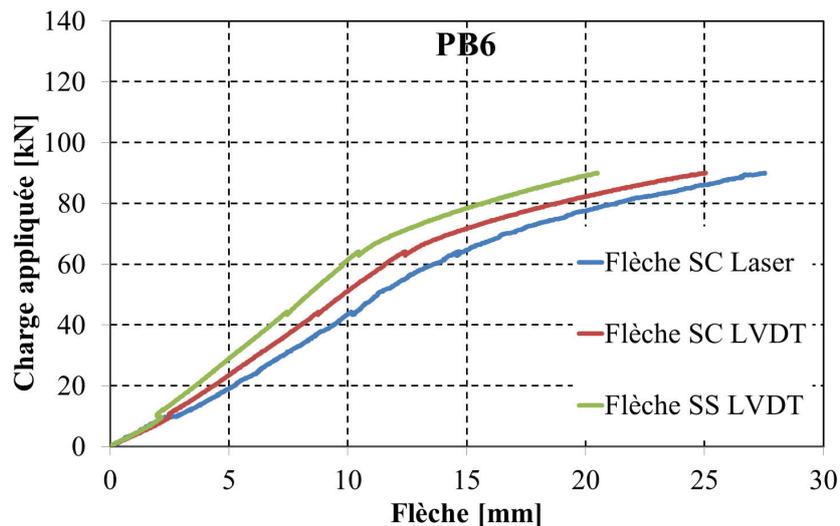


FIGURE 5.37: La courbe force-flèche de PB6



FIGURE 5.38: La ruine de PB6 par cisaillement de l'interface

A la ruine, les déformations maximales en SC valent -1.4 ‰ et 6.5 ‰ en fibre supérieure de la dalle et en fibre inférieure du profilé respectivement (figure 5.56), aucun signe d'endommagement du béton en partie supérieure de la dalle en SC n'a été observé. Le diagramme de déformations selon l'altitude en SC est bilinéaire (figure 7.22 en annexe A) jusqu'à la rupture (une droite dans le profilé et une autre droite dans la dalle). La courbe de glissement Sud présente, à 12 kN et 42 kN, des sauts importants correspondant à une libération du capteur après un blocage de sa course (figure 5.39). Si l'on n'en tient pas compte, on constate que les 3 capteurs indiquent, pour une charge inférieure à 60 kN, que le glissement reste très faible tout le long de l'interface (de l'ordre de $10 \text{ } \mu\text{m/m}$). A partir de 60 kN, les 3 capteurs indiquent que le glissement varie avec la charge et atteint des valeurs maximales plus importantes (jusqu'à $100 \text{ } \mu\text{m/m}$ au centre). Même si elles sont largement perfectibles (corrélation d'images, capteur laser...), les mesures de glissement semblent montrer que le point d'inflexion du comportement de la poutre est probablement dû à l'amorce de la ruine par cisaillement le long de l'interface. Cette analyse est corroborée par les petites fissures observées aux extrémités de la poutre à 62 kN (figure 5.40) et le claquement entendu à cet instant. Une fois la poutre déchargée, la dalle et le profilé ont été totalement séparés pour mieux observer la nature de la ruine. On constate alors que la rupture est cohésive, à 90 % dans le béton et à 10 % dans le profilé. Aucune zone de rupture adhésive n'a été observée ce qui confirme la très bonne qualité / l'efficacité de la préparation de surface et du collage.

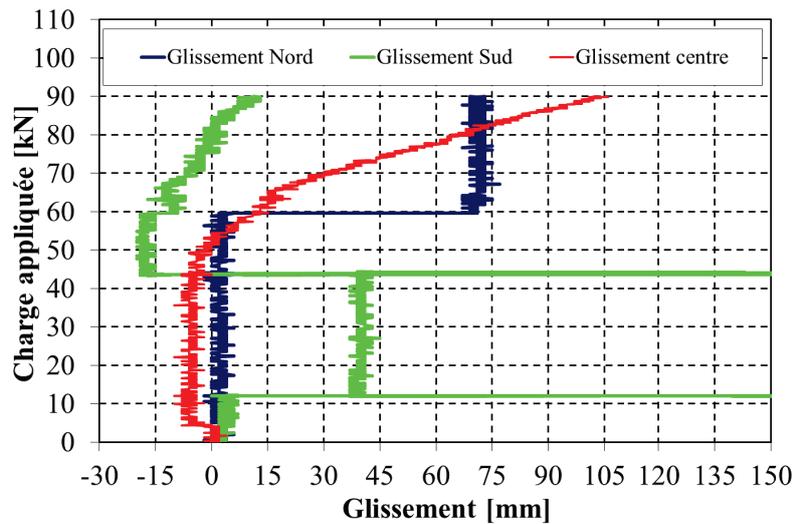


FIGURE 5.39: Les courbes force-glissement (PB6)



FIGURE 5.40: Les fissures observées aux extrémités à 62 kN (PB6)

5.2.2.8 PB7 et PB8 (poutres hybrides avec une connexion mixte)

En flexion 3 points, les deux poutres présentent un comportement quasiment identique : une phase linéaire jusqu'à une charge de 55 kN après laquelle les courbes perdent leur linéarité (figure 5.41). Dans PB7, la force augmente jusqu'à une charge de 80.4 kN pour laquelle une première rupture à l'interface a eu lieu (côté nord). Ensuite, la charge a diminué un peu et une autre rupture à l'interface a eu lieu cette fois au côté sud pour une charge de 79 kN. Après cette rupture la force a diminué jusqu'à 73 kN environ après laquelle elle a augmenté jusqu'à 77.5 kN avec une rupture

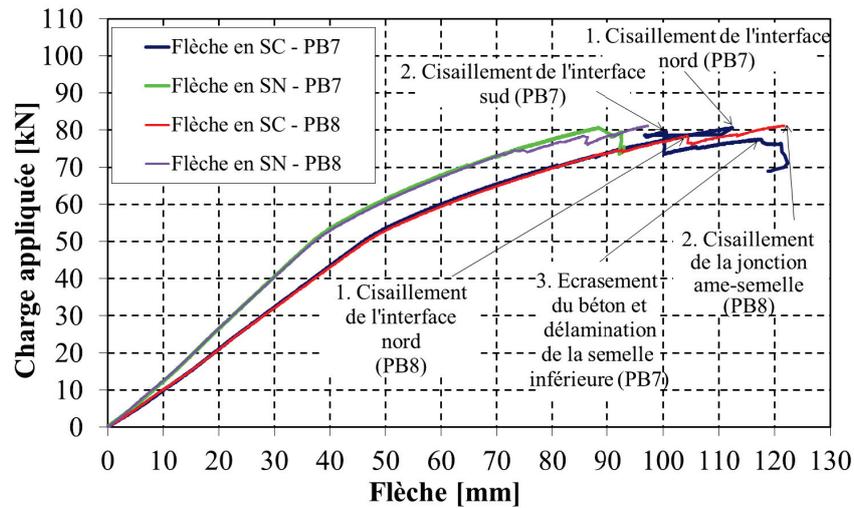


FIGURE 5.41: Les courbes force-flèche de PB7 et PB8



FIGURE 5.42: La ruine de PB7 par cisaillement de l'interface

finale en écrasement du béton et délamination des fibres dans la semelle inférieure du profilé (photo 5.42) Dans PB8, la force augmente jusqu'à une charge de 78.3 kN pour laquelle une première rupture à l'interface a eu lieu (côté nord). Ensuite, la charge a continué à augmenter jusqu'à une valeur ultime de 81 kN correspondant à une rupture par cisaillement de la jonction âme-semelle du profilé (photo 5.43).

En SN, comme en SC, les courbes force-flèche des deux poutres indiquent le même comportement jusqu'à 73 kN environ. Après cette valeur, les ruptures s'amorcent en zone nord ce qui explique les petites différences observées entre les deux courbes.



FIGURE 5.43: La ruine de PB8 par cisaillement de l'interface suivi par cisaillement du profilé

Les deux modes de ruine post-pic des deux poutres sont des conséquences du cisaillement à l'interface. Après la quasi-séparation des deux matériaux, les contraintes de cisaillement augmentent dans la dalle et le profilé. Cette augmentation est traduite dans un écrasement du béton dans PB7 et un cisaillement de la jonction âme-semelle dans PB8. La possibilité d'une rupture en rotule plastique simultanée avec le cisaillement à l'interface de PB7 vu que les fibres inférieures du profilé ont eu une rupture par délamination/flexion n'est pas précise parce que dans PB8 les fibres inférieures ont eu la même déformation ultime de $11000 \mu\text{m}/\text{m}$ avec aucun signe d'une rupture en flexion de la semelle inférieure. En ce qui concerne les déformations en SC, les deux jauges Dsup présentent

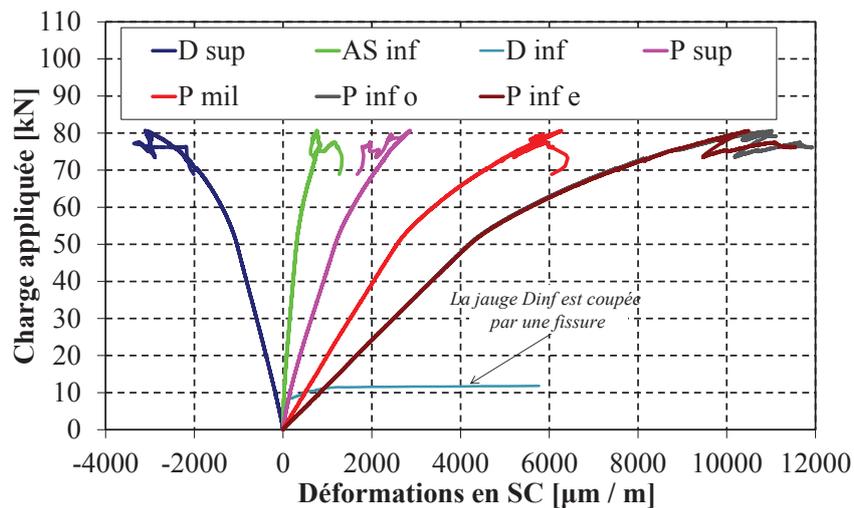


FIGURE 5.44: Les courbes force-déformations en SC (PB7)

un comportement linéaire jusqu'à 50 kN suivi par un non-linéaire jusqu'à la ruine pour une déformation totale d'environ 3 ‰. Les aciers en PB7 étaient tendus dès le début de chargement contrai-

rement à PB8 ou les aciers étaient comprimés pendant le chargement. Les 4 jauges situées dans le profilés indiquent des comportements très similaires dans les deux poutres. La déformation ultime à la ruine de la fibre inférieure de la semelle inférieure du profilés était de l'ordre de 11 ‰ (figure 5.44). Les deux jauges situées à la fibre inférieure de la semelle inférieure de PB8 (figure 5.45) indiquent des différences importantes dès le début de chargement. Cela indique qu'il y avait un défaut géométrique au niveau de la semelle inférieure. Cela peut l'origine de la variation de la position de l'axe neutre entre PB7 et PB8 surtout que cette différence n'a pas influencé significativement le comportement global des poutres. Les lectures des déformations sur les boulons indiquaient une évolution avec l'augmentation de la charge jusqu'à une valeur maximale de 0.7 mm/m dans le boulon sud en PB7. Les glissements des poutres restaient très faibles jusqu'à la ruine (figure 5.46). Le glissement nord de la poutre PB7 restait nul pendant toute la phase "avant-ruine". Le glissement sud indiquait une faible évolution dès le début de chargement et arrivait à une valeur maximale à la ruine de 82 $\mu\text{m}/\text{m}$. Dans la poutre PB8, le glissement sud restait nul pendant toute la phase de chargement. Le glissement nord restait nul jusqu'au cisaillement à l'interface nord.

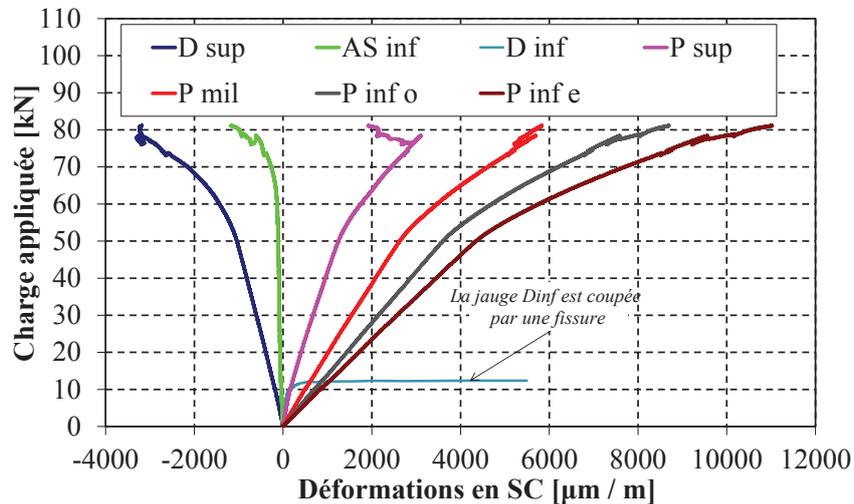


FIGURE 5.45: Les courbes force-déformations en SC (PB8)

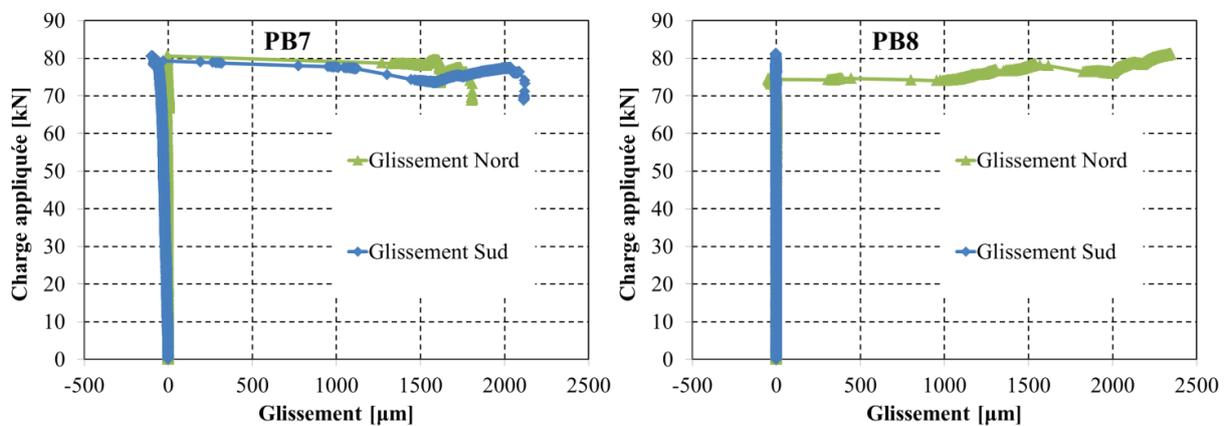


FIGURE 5.46: Les courbes force-glissement de PB7 et PB8

5.2.2.9 BPB1 (bi-poutre hybride avec une connexion mixte)

Nous présentons ci-dessous le comportement de la bipoutre lors du chargement à la ruine en flexion 3 points. Les principales mesures de flèche et de déformations sont présentées sur les figures 5.47 à 5.54.

La bipoutre présente un comportement élastique linéaire (figure 5.47) jusqu'à la ruine à une charge de 218 kN par rupture du profilé composite Est par cisaillement âme-semelle (figure 5.48) pour une déformation ultime de $2000\mu\text{m/m}$ en Dsup et $9300\mu\text{m/m}$ en fibre inférieure du profilé Est (figure 5.49). Néanmoins, le profilé ouest, qui présentait des déformations de compression dans la dalle supérieures à celles du profilé Est, a eu la rupture dans un deuxième temps de la même manière par cisaillement âme-semelle (figure 5.50). En ce qui concerne le diagramme force-déformation, en SC ouest et est, les déformations dans les profilés sont confondues. Cependant la déformation dans la dalle présente des différences qui ne dépassent pas 15 %. Par ailleurs, dans la section SC centre, la dalle sup indique une valeur de déformation à la rupture qui est égale à l'est et à l'ouest. Cependant, les valeurs de déformation de Asinf et la dalle inf sont moins importantes que celles dans SC ouest et est. En ce qui concerne la section SN, les mesures à l'ouest et à l'est présentent des valeurs confondues. La déformation maximale en Dsup en SN est $1000\mu\text{m/m}$. La déformation du boulon nord est restée très faible sur toute la phase de chargement. Cependant le boulon sud-est présente une déformation qui augmente jusqu'à $100\mu\text{m/m}$ à 90 kN puis revient à 0 à la rupture. Néanmoins, la déformation du boulon nord-ouest évolue dès le début de chargement avec la charge appliquée jusqu'à une valeur de $470\mu\text{m/m}$ à la ruine (figure 5.53). Le glissement évolue comme le boulon nord-ouest avec une valeur double du glissement sud (figure 5.54). Sur la figure 5.51, on voit les différentes mesures faites sur le bipoutre. Les diagrammes de déformations selon l'altitude sont présentés sur la figure 5.52.

Il faut noter que, dans [Cheng *et al.*, 2005], la rupture a eu lieu par cisaillement à l'interface et séparation entre le béton et le composite pour une déformation ultime du béton de $2800\mu\text{m/m}$ et dans le composite de $5000\mu\text{m/m}$. Dans [Neto et La Rovere, 2010] la rupture s'est produite aussi par cisaillement à l'interface.

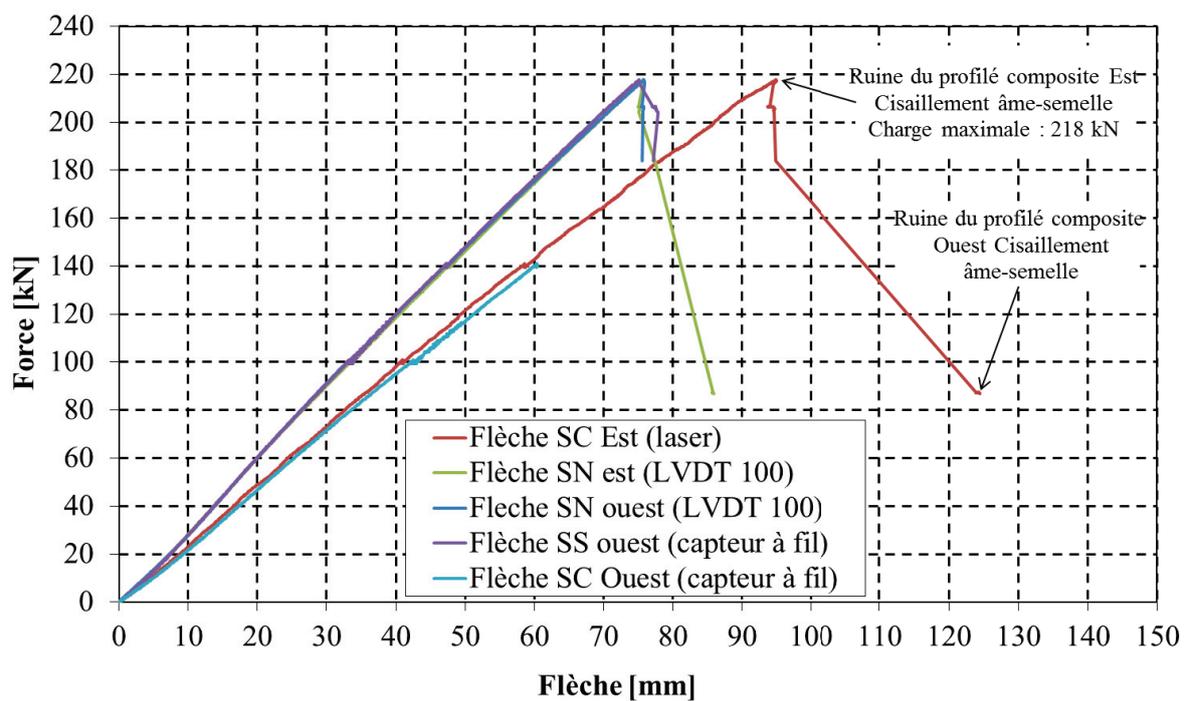


FIGURE 5.47: Les courbes force-flèche de BPB1



FIGURE 5.48: La ruine dans le profilé Est

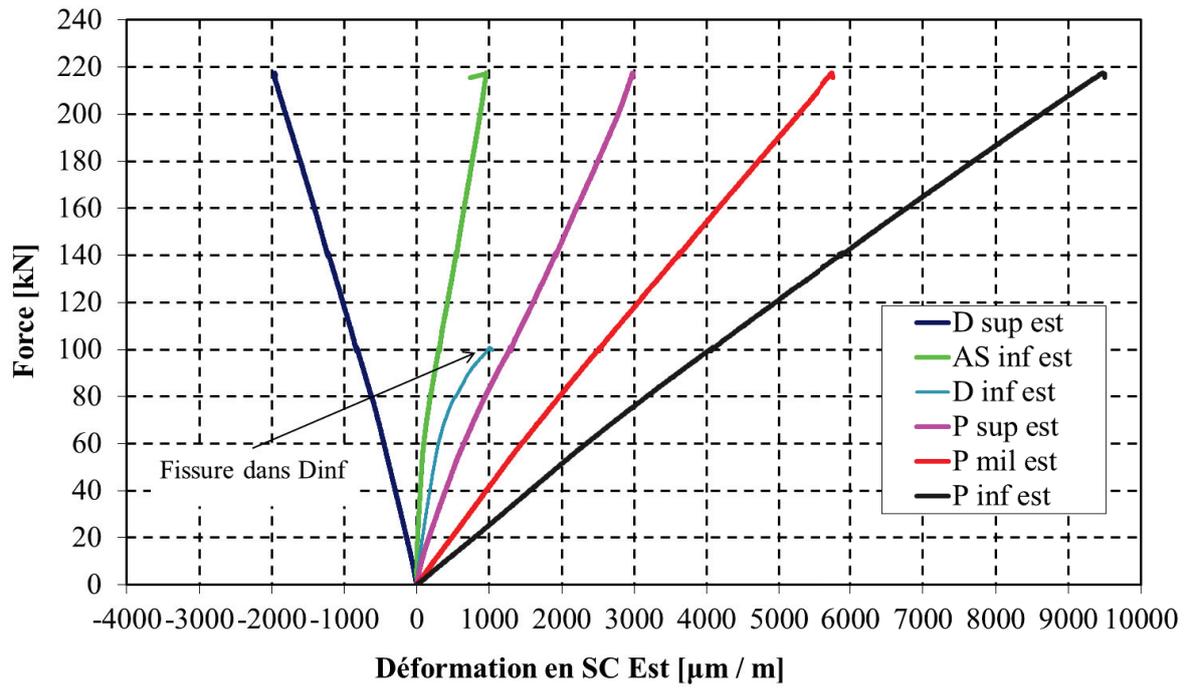


FIGURE 5.49: Les courbes force-déformation de BPB1



FIGURE 5.50: La ruine dans le profilé Ouest

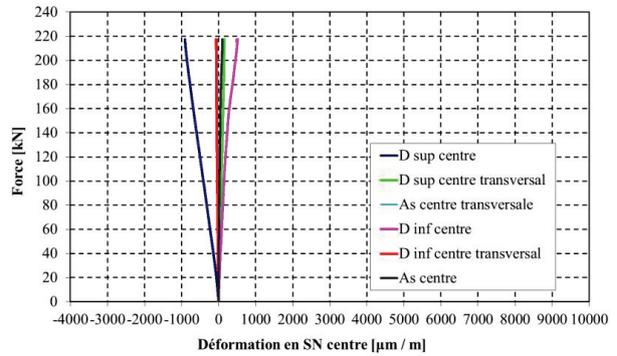
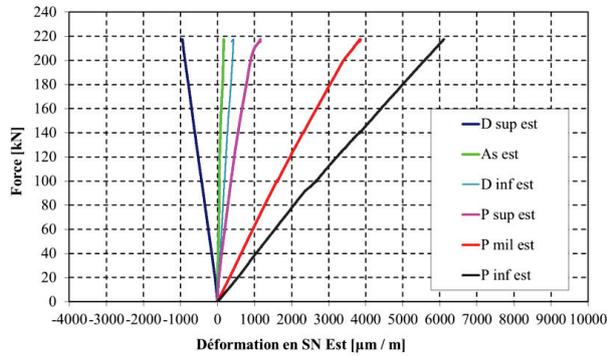
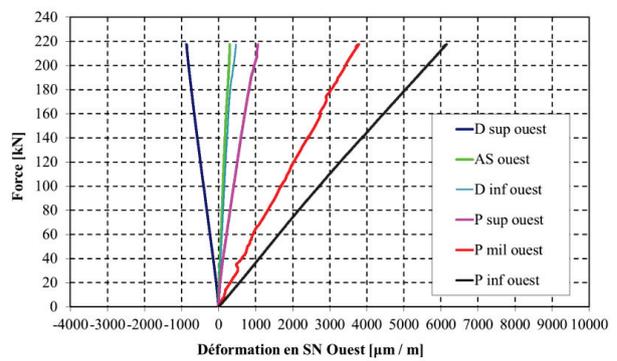
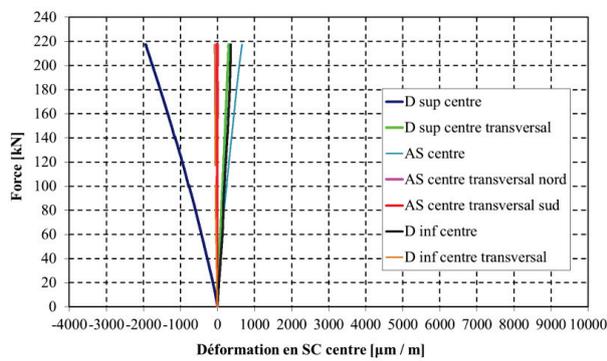
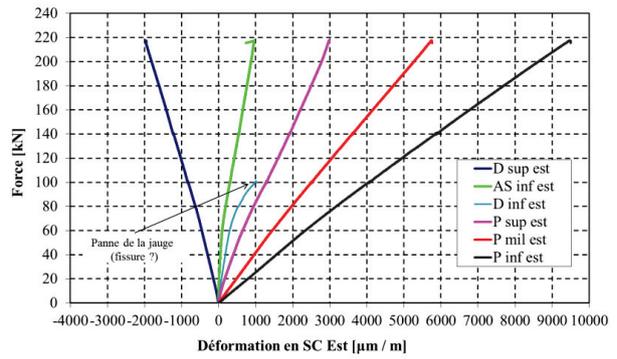
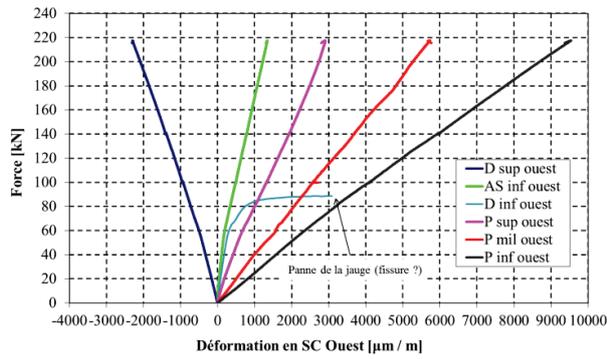


FIGURE 5.51: Les courbes force-déformations (BPB1)

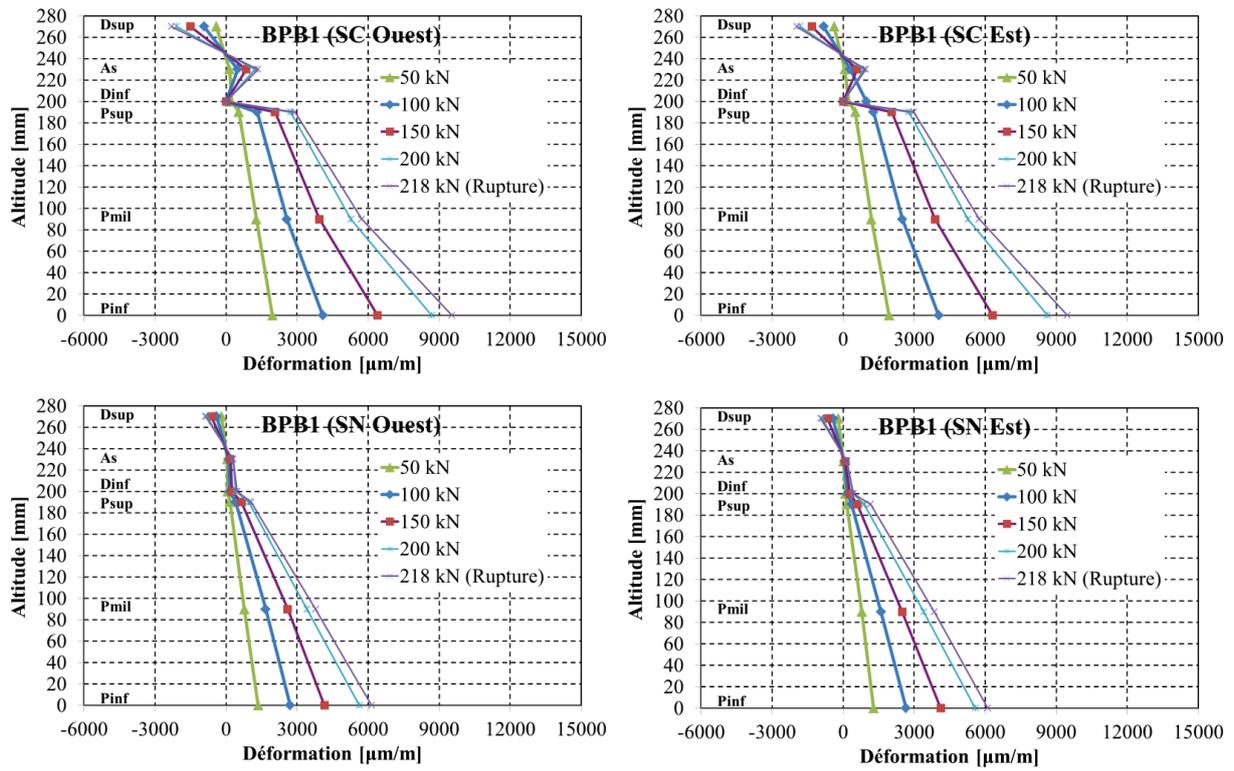


FIGURE 5.52: Les courbes déformations-altitude (BPB1)

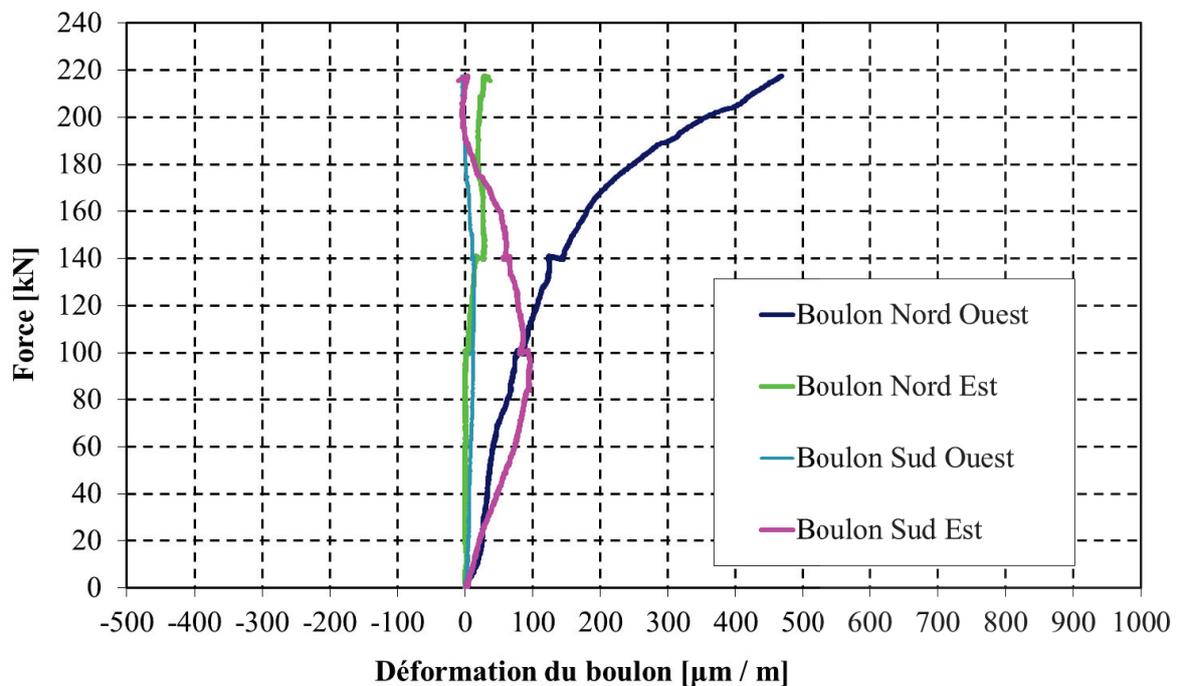


FIGURE 5.53: L'évolution des déformations dans les boulons

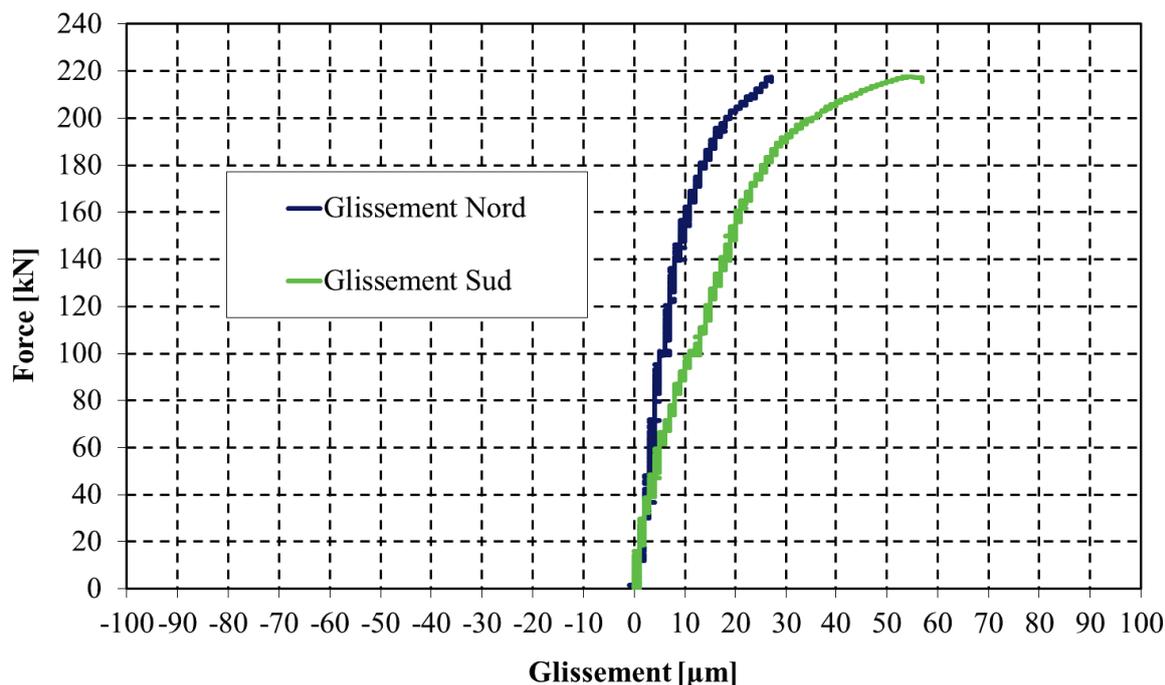


FIGURE 5.54: L'évolution des glissements sud et nord

Pour vérifier la possibilité d'utilisation de cette passerelle, on compare le comportement (flèche) avec les exigences de l'Eurocode [EC4, 2004]. Selon cette norme, la flèche pour une charge de 5kN/m^2 ne doit pas dépasser $L/400$ où L est la portée de la passerelle. La charge expérimentale qui donne le même moment dans notre cas est 28.8 kN appliquée en flexion 3 points. La flèche obtenue expérimentalement est 11.89 mm ce qui reste dans la limite admissible de la flèche $L/400 = 12\text{ mm}$. En outre, si on compare avec la limite inférieure du code AASHTO [AASHTO, 1998] qui correspond à une charge de 3.1 kN/m^2 , la flèche ne doit pas dépasser $L/500$. La valeur de la flèche obtenue est 7.94 inférieure à la flèche admissible de 9.6 mm .

En outre, la limite $L/250$ pour une poutre simplement appuyée correspond à une valeur de flèche de 19.2 mm . La valeur de charge correspondante est 47.1 kN . D'ailleurs, pour une densité de profilé de 1.7 t/m^3 et 2.5 t/m^3 du béton, la charge d'exploitation plus le poids propre résultent dans une charge de 6.85 kN/m^2 et une charge maximale appliquée en flexion 3 points de 39.43 kN inférieure à 47.1 kN et 5.5 fois moins importante que la valeur de la charge à la ruine.

5.2.2.10 Comparaison des résultats et analyse

La comparaison des comportements de différentes poutres permet de mettre en lumière certains points.

5.2.2.10.1 Pu1/PB1/PB2 (portée 2 m)

La comparaison des courbes force – flèche de Pu1, PB1 et PB2 montre l'apport de la dalle en terme de rigidité et de résistance. On constate également que la connexion par collage conduit à une rigidité de la poutre mixte nettement plus élevée qu'avec les boulons : à 100 kN , la flèche est

50 % plus forte avec les boulons. Les charges de ruine et le mode de ruine sont sensiblement les mêmes.

La comparaison des déformations de PB1 et PB2 semble montrer des différences importantes. Si D_{sup} , D_{inf} , P_{inf} et P_{mil} sont de même signe, P_{sup} est négative dans le cas des boulons et positive pour le collage. Si on associe à cela la fissuration quasi immédiate de la dalle en fibre inférieure de PB2 (boulons), on pourrait interpréter ces observations de la façon suivante : la connexion par boulons ne permet pas d'obtenir une poutre mixte parfaite avec connexion complète, le glissement à l'interface étant certainement non négligeable. Le diagramme des déformations, bilinéaire, en est la conséquence et induit une fissuration prématurée de la dalle en fibre inférieure, probablement plus importante que celle de PB1.

Ces premiers essais ont également montré la nécessité d'un système de contreventement plus rigide et des modes de raidissage plus performants que les plaques du bois.

5.2.2.10.2 PB3 à PB8 et BPB1 (portée 4.8 m)

Pour rendre lisible la comparaison, nous ne redonnons pas les courbes de PB8 (qui sont quasiment identiques à celle de PB7) et nous donnons le courbe pour $\frac{1}{2}$ BPB1 : en supposant que la charge appliquée au bipoutre se répartit à part égale sur chacune de 2 mono poutre, les courbes sont tracées avec une charge divisée par 2.

La comparaison est montrée sur les figures 5.55 à 5.59. Les diagrammes de flèche à mi-travée et des déformations présentent de tracés très proches jusqu'à environ 60 kN. Sur ce domaine de chargement, les paramètres d'essais et notamment la connexion n'ont pas une influence très importante. A partir de cette charge, les graphes relatifs à PB7 (et PB8) présentent un point d'inflexion, et une diminution importante de rigidité peut être soulignée.

Concernant PB3, PB4 et PB5, les principales différences concernent les déformations à proximité de l'interface directement liées au mode de connexion et le mode de ruine.

La connexion par boulons a permis d'exploiter pleinement la « capacité portante » de la section droite de la poutre puisque la ruine se produit par épuisement du béton en compression et non par la ruine de la connexion.

Dans la configuration testée, la connexion par collage ne permet pas d'exploiter pleinement la « capacité portante » de la section droite de la poutre puisque la ruine se produit prématurément par cisaillement à l'interface dalle – béton. Néanmoins, la rupture à l'interface calculée donne une valeur moyenne à l'interface de 5.46 MPa ce qui est inférieure à la valeur obtenue lors d'essai push-out (8 MPa). Cette observation nous a amené à supposer que le couplage des efforts de cisaillement et traction a produit cette séparation à l'interface. Cette idée est renforcée par une même observation dans [Correia *et al.*, 2009a] qui a été soutenue par un modèle numérique : l'effort vertical de cisaillement aux extrémités (pelage) augmente avec la charge jusqu'à un moment où il devient supérieur à la résistance ultime du béton en cisaillement, ce qui explique la nature cohésive de la rupture obtenue. D'ailleurs, les résultats obtenus par [Correia *et al.*, 2009a] concernent des essais en flexion 4 points, et une portée de 1.8 m (poutres HB4b) et une dalle plus épaisse avec une résistance

très proche des poutres testées dans cette étude. Une solution peut être obtenue par l'amélioration des caractéristiques du béton en cisaillement par des fibres étant donné qu'augmenter la résistance du béton en compression (et ensuite en traction) augmente les contraintes de cisaillement à l'interface.

La connexion mixte collage / boulons a permis de retarder la rupture par cisaillement et d'augmenter la charge de ruine d'environ 25 % sans toutefois atteindre la valeur de PB3.

Ainsi, les boulons supplémentaires mis en place participent à la reprise des efforts de cisaillement dalle – profilé. Toutefois, on peut se demander si tous les boulons participent de la même manière et si la participation des boulons est efficace / significative dès le début du chargement.

La réduction de la portée des poutres avec PB6 sans boulonnage conduit également à une ruine par cisaillement de l'interface ce qui est cohérent avec les observations de PB3 à PB5.

Ces résultats confirment donc que les performances de la connexion par collage peuvent être améliorées en y associant des butées mécaniques comme PB5. Mais le fait que la ruine de PB5 s'est produite par cisaillement à l'interface (et les boulons), nous avons décidé de fabriquer et de tester de nouvelles poutres (PB7 et PB8) avec une connexion mixte et des boulons plus résistants.

Pour ces 2 poutres, l'initiation à la ruine se produit par une rupture en cisaillement à l'interface suivie pour PB7 par un cisaillement du profilé à la jonction âme-semelle et pour PB8 par séparation des deux matériaux et une délamination du profilé et un écrasement du béton. Il est à noter que la jonction âme-semelle a été identifiée comme un point de faiblesse par des auteurs [Correia *et al.*, 2009a]. Avec BPB1, la connexion a encore été renforcée. Les diagrammes force/flèche et force/déformation d'un ½ BPB1 sont analogues à ceux de PB3 à PB5 (sans point d'inflexion) et la ruine s'est produite par cisaillement du profilé à la jonction âme-semelle confirmant l'efficacité de la connexion.

Il faut noter que, dans toutes les poutres collées ou avec une connexion mixte, aucune zone de rupture adhésive n'a été observée ce qui confirme la très bonne qualité / l'efficacité de la préparation de surface et du collage.

Ainsi, la principale question est la présence de point d'inflexion dans PB7 et PB8. 3 hypothèses principales peuvent être avancées :

- 1- Le profilé ne provient pas du même lot.
- 2- PB7/PB8 ne présentent aucun autre raidisseur d'âme que ceux d'extrémité alors qu'il y en a dans PB3 à PB5 et qu'il y a des entretoises dans le bipoutre.
- 3- Les adhésifs utilisés ne sont pas exactement les mêmes (Sikadur 31 CF et Sikadur 31 EF)

La première hypothèse doit pouvoir être écartée car les essais de traction n'ont pas montré de différences significatives d'une part. D'autre part, le bipoutre ne présente pas de point d'inflexion

alors que ses profilés font partie du même lot que PB7 et PB8.

Il nous paraît difficile de porter crédit à la deuxième hypothèse car il n'y a théoriquement pas de lien direct entre le raidissage d'âme et le comportement en flexion.

La troisième hypothèse nous paraît la plus crédible : le point d'inflexion observé dans PB7 et PB8 est probablement lié aux performances/caractéristiques de l'adhésif qui sont sensiblement différentes de celles de Sikadur 31 CF. Le bipoutre a certes été confectionné avec le même adhésif que PB7 et PB8 mais il a été testé à un âge différent : L'adhésif était âgé de 400 jours pour le bipoutre alors que l'adhésif des poutres PB7 et PB8 n'était âgé que de 40 jours. L'influence de l'âge sur le comportement de la colle Sikadur 31 EF est expliquée dans la section 2.4.

Enfin, si on évalue la contrainte de cisaillement moyenne à l'interface dans les poutres avec collage seul (PB1 : 2.8 MPa, PB4 : 3 MPa et PB6 : 3.8 MPa), on constate que les valeurs obtenues sont moins importantes que celle obtenues lors de l'essai push out collée (8 MPa avec une même mode de ruine cohésif dans le béton) ce qui veut dire que l'essai push out ne représente pas de façon précise le comportement de l'interface en flexion. Pour le cas de la connexion mixte, les efforts repris par chacun des 2 types de connexion sont difficiles à estimer à partir des résultats d'essais à l'état actuel de leur exploitation et ils sont probablement évolutifs avec le chargement. Des essais push out en connexion mixte fourniraient une information utile au dimensionnement.

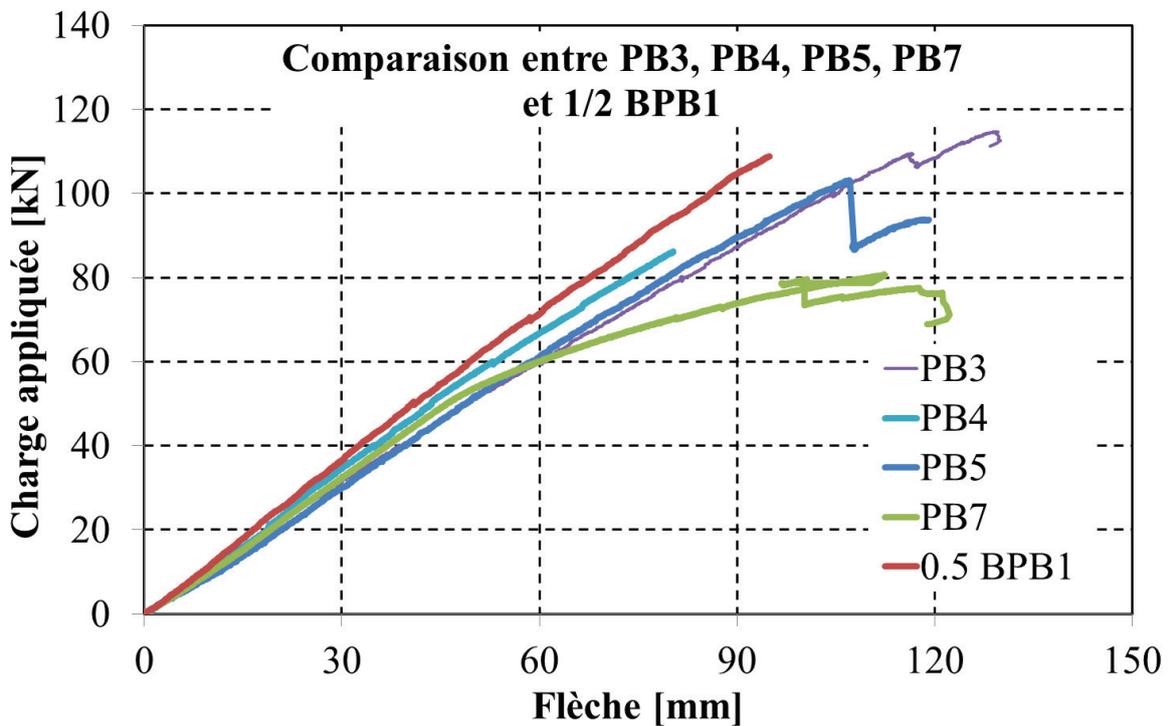


FIGURE 5.55: Comparaisons entre les différents comportements

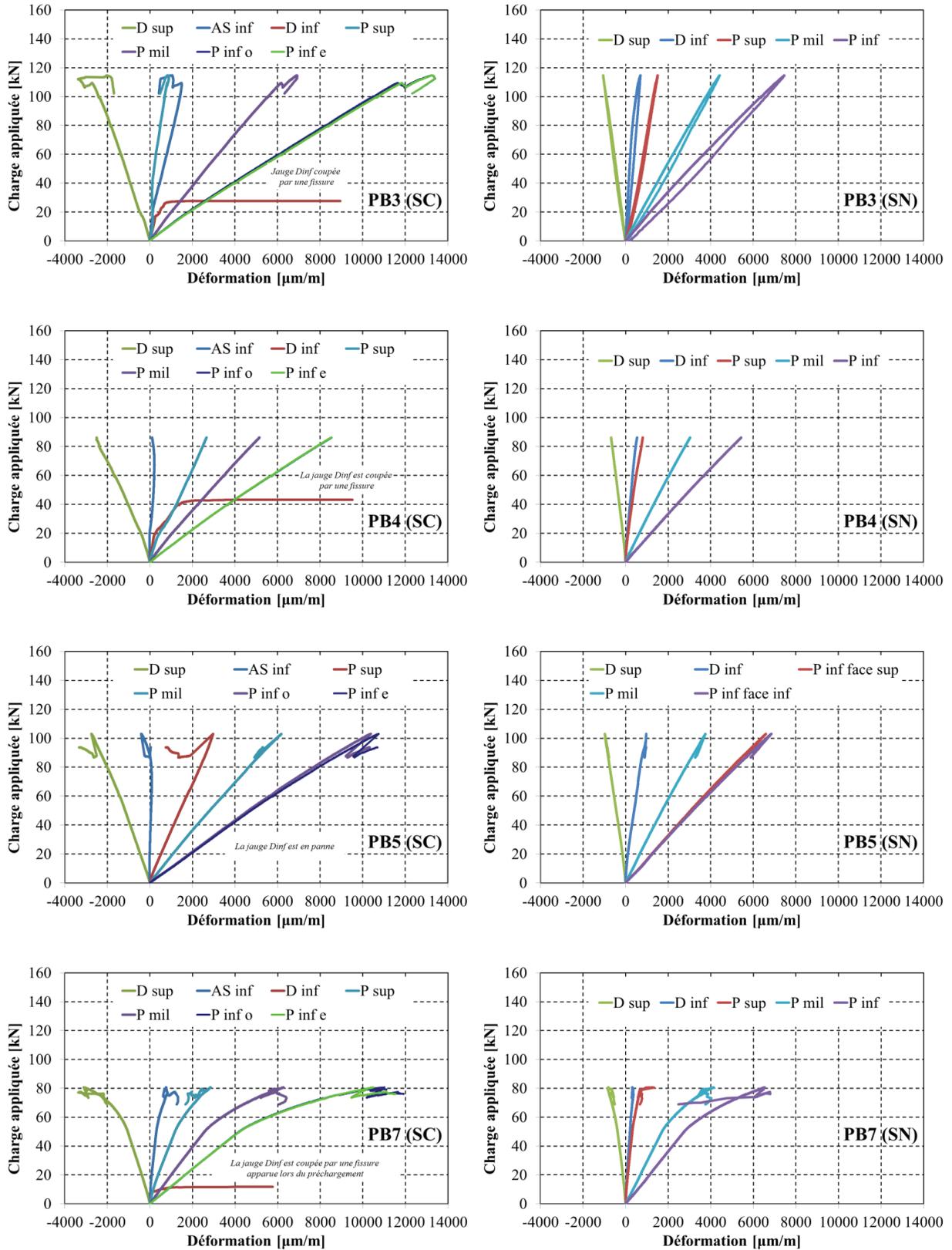


FIGURE 5.56: Les courbes force-déformations

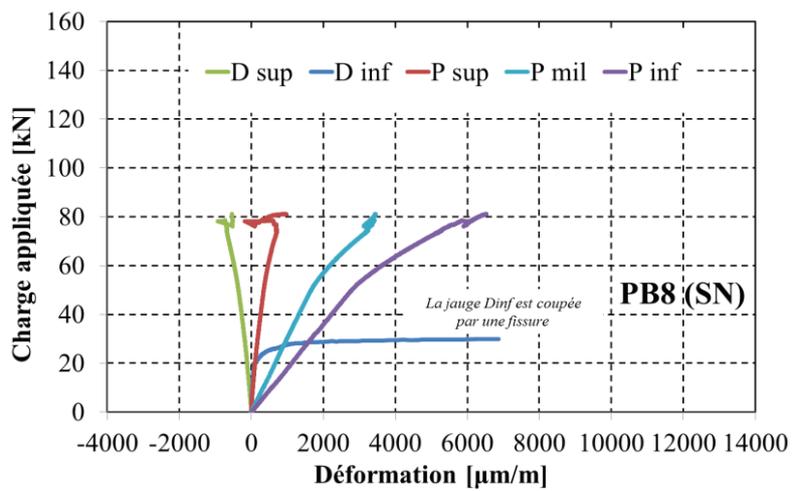
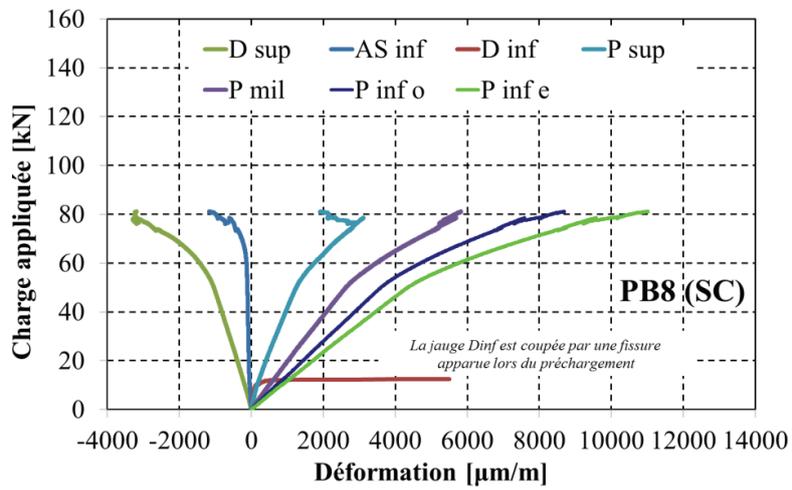
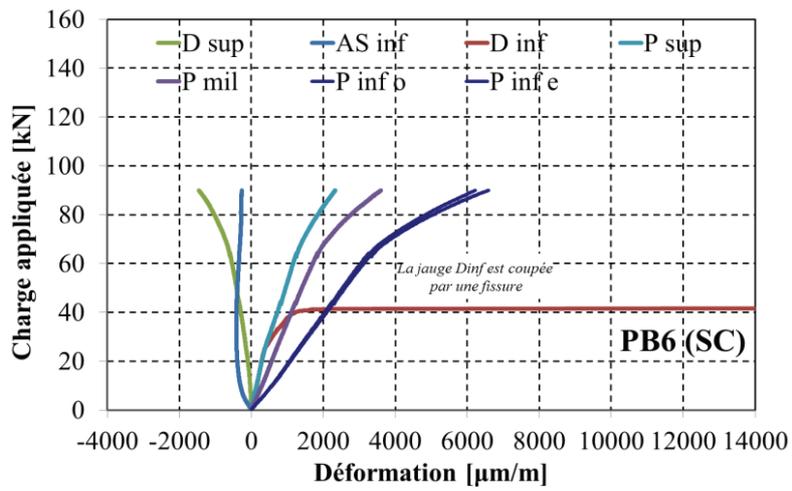


FIGURE 5.57: Les courbes force-déformations

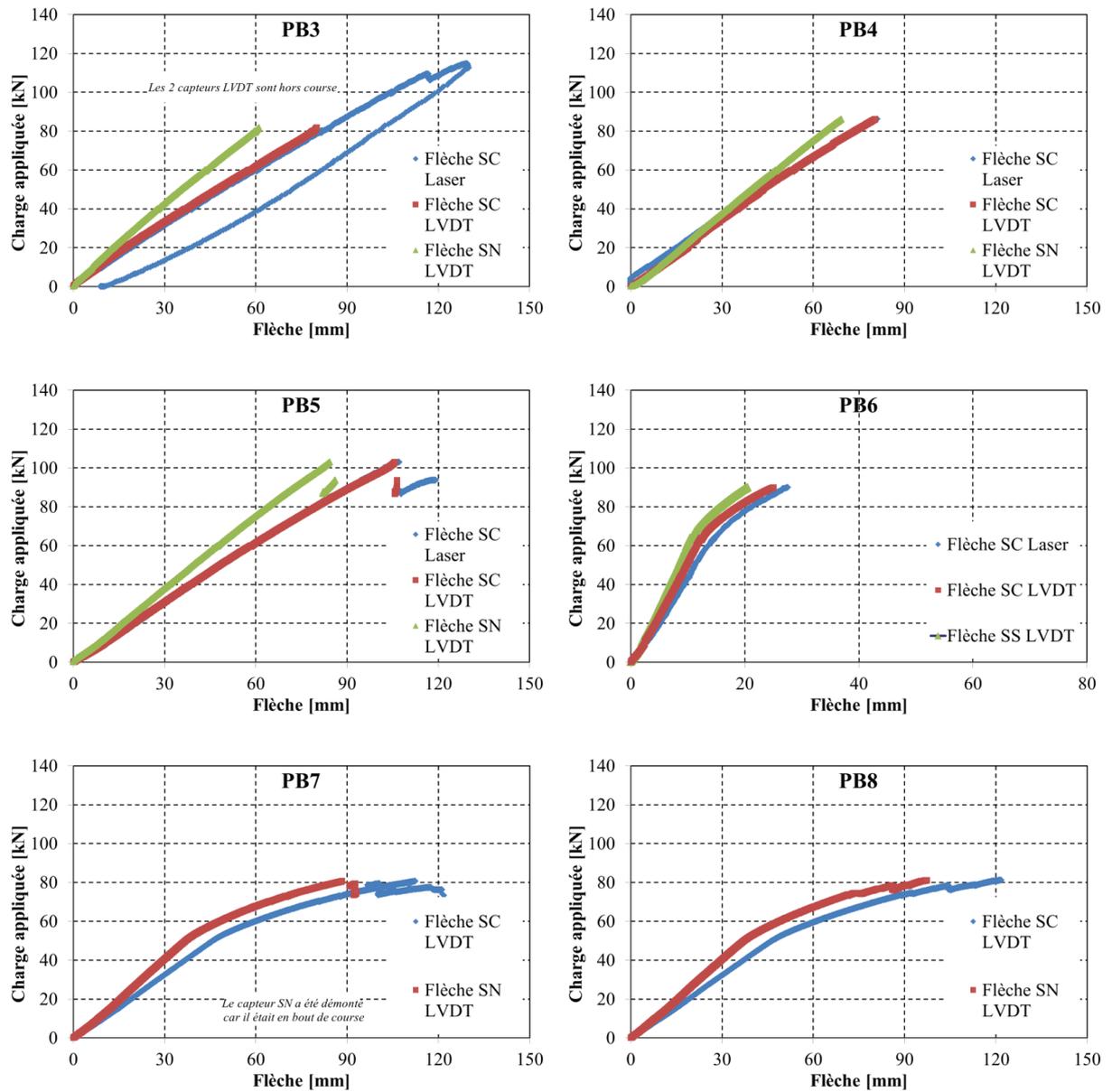


FIGURE 5.58: Les courbes force-flèche

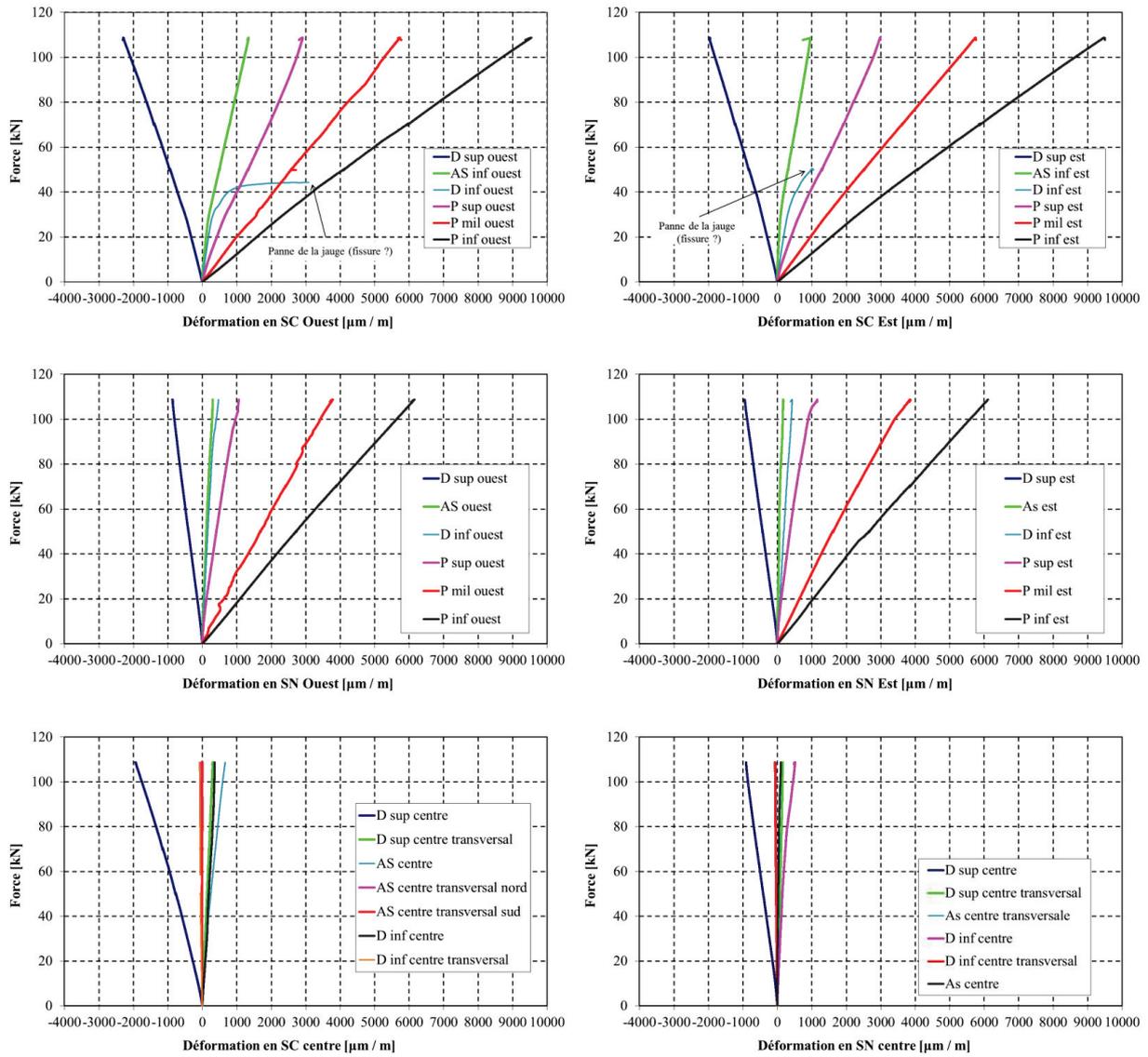


FIGURE 5.59: Les courbes force-déformations (BPB1)

Deuxième partie
Étude Numérique

Chapitre 6

Modélisation Analytique

Whoever knocks persistently, ends by entering.

Ali ibn abi talib (as)

6.1 Introduction

La modélisation de ces éléments de structure hétérogènes peut se faire par la théorie des poutres multicouches et en s'inspirant du cas des poutres mixtes acier-béton avec lesquelles ils présentent beaucoup d'analogie [EN, 2005, Bouazaoui *et al.*, 2008, Brozzetti, 1999]. Ces approches ont été utilisées pour les poutres mixtes composites – béton [Correia *et al.*, 2007, Neto et La Rovere, 2010, Nguyen *et al.*, 2013]. La principale adaptation concerne le calcul à la ruine : contrairement à un IPE en acier, un profilé en matériaux composites ne présente pas de possibilité de plastification significative et doit être supposé élastique à la ruine. Toutefois, même si le PRF reste élastique à l'ELU, on parle d'axe neutre plastique pour faire la distinction avec la position à l'ELS (où la dalle est également en phase élastique). L'absence de codes de calcul des matériaux PRF constitue déjà l'un des facteurs limitant leur application. Cependant, le comportement élastique instantané des matériaux en PRF peut être comparé à celui de l'acier dans les états limites de service. Il se différencie en revanche de l'acier par le fluage qui n'est pas négligeable. En outre, les vérifications d'instabilité effectués sur les éléments PRF-béton à l'état ultime sont les mêmes pour les éléments en acier-béton. D'autre part, les modes de ruine obtenus expérimentalement du fait de la nature orthotrope des matériaux PRF posent des difficultés supplémentaires pour prédire la charge et le mode de ruine. Plusieurs méthodes ont été développées pour modéliser ces structures. Dans [Deskovic *et al.*, 1995], un modèle itératif a été utilisé en prenant en compte le comportement non linéaire du béton et les différents modes de ruine possibles de la boîte en GFRP renforcée par CFRP. Cette analyse a d'abord été appliquée par [Geymayer, 1968] pour évaluer la participation des matériaux FRP renforçant des poutres en BA. De même, [Nguyen *et al.*, 2013] a développé son modèle en tenant compte du glissement à l'interface d'un joint boulonné et obtenu d'excellents résultats. [Fam et Honickman, 2010] a également indiqué un bon accord de ce modèle avec les résultats expérimentaux. Bien que la méthode simplifiée ne soit pas recommandée dans les états limites ultimes en raison de fissuration du béton [Hall et Mottram, 1998], une telle méthode simplifiée a conduit à des résultats acceptables avec [Correia *et al.*, 2007] et [Correia *et al.*, 2009a]. Cette analyse est basée sur l'équilibre de la section, la compatibilité des déformations, les sections planes restant planes et aucune séparation entre les matériaux constitutifs. A partir de là, nous voulions vérifier la précision de cette méthode simplifiée sur les poutres testées en phase élastique et à l'état ultime en soulignant les éléments suivants :

- Nous présentons tous les cas de position de l'axe neutre dans les deux états limites.
- Le glissement est pris en compte dans tous les cas.
- Le diagramme de contraintes dans le profilé est calculé de façon précise.
- La flèche est calculée, dans tous les cas, en prenant en compte la flèche de l'effort tranchant.

6.2 Hypothèses et limites du modèle

La poutre étudiée présente un axe de symétrie vertical et elle est isostatique. Elle est supposée soumise à une charge quasi-statique contenue dans son plan de symétrie. La flexion hors plan, la

torsion, les effets du temps (fluage, retrait, fatigue...) ou les efforts dynamiques ne sont pas considérés.

Les armatures passives ne sont pas prises en compte. L'étude se décompose en deux parties principales : comportement élastique et comportement ultime. Les deux cas sont étudiés avec ou sans la prise en compte de glissement. Dans les deux cas, on admet que la section plane reste plane après la déformation (Bernoulli). Par contre, il y aura une discontinuité de déformation quand le glissement est considéré.

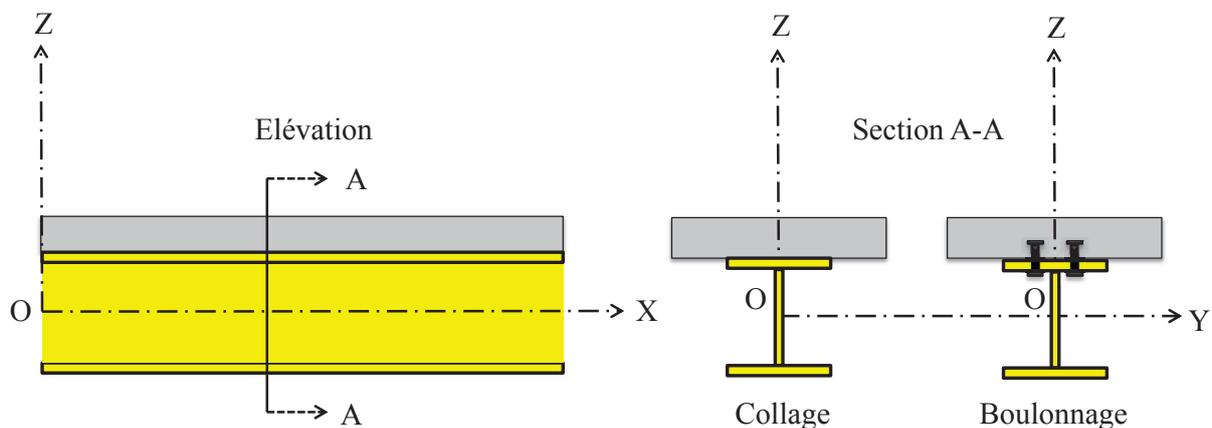
Une analyse élastique, basée sur la théorie élastique classique des poutres est faite dans un premier temps. Il s'agit de deux types d'analyse élastique, l'une est « non fissurée » et l'autre est « fissurée » (non traitée ici) compte tenu de l'effet de la fissuration sur la rigidité globale de la poutre.

Dans un deuxième temps, une analyse rigide-plastique, basée sur le concept de rotule plastique est menée, permettant de déterminer le mécanisme de ruine de la poutre et la force ultime atteinte.

L'analyse non-linéaire, qui intègre le comportement non linéaire de matériaux (béton) et d'autre phénomène d'instabilité n'est pas traitée dans ce travail.

6.3 Le repère et la poutre testée

Considérons une dalle en BA coulée sur un profilé muni de goujons ou bien une dalle préfabriquée collée sur le profilé. La figure 6.1 montre la poutre proposée et son repère ayant comme origine O, le centre de gravité du profilé pultrudé supposé doublement symétrique. Dans ce travail, on se limite au cas où la poutre est soumise à une charge uniforme, une flexion 3 points centrée où une flexion 4 points. Les différents domaines selon l'axe longitudinal de la poutre sont présentés en Annexe B1.



O : Centre de gravité du profilé

FIGURE 6.1: Le repère utilisé

6.4 Paramètres de modélisation

6.4.1 Loi de comportement du béton

La résistance en compression f_{du} de chaque poutre est celle trouvée expérimentalement. Le modèle de comportement du béton est proposé dans l'Eurocode 2. Le béton a une phase de comportement linéaire avec un module élastique E_d constant jusqu'à une valeur de contrainte égale à $0,4f_{du}$. Ensuite une phase non linéaire pour l'intervalle $[0,4f_{du}; f_{du}]$ selon la relation :

$$\frac{\sigma_c}{f_{du}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (6.4.1)$$

Avec

$$\eta = \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_{d1}} \quad (6.4.2)$$

et

$$k = 1.1 E_d \frac{|\varepsilon_{d1}|}{f_{du}} \quad (6.4.3)$$

et

$$E_d = 22 \left(\frac{f_{du}}{10} \right)^{0.3} \quad (6.4.4)$$

La déformation maximale en compression ε_{d1} est égale à $0,2\%$, cette phase est suivie par un écrouissage négatif du béton jusqu'à la rupture, où la déformation du béton devient $\varepsilon_{du} = 0,35\%$ avec une contrainte qui correspond à $0,85f_{du}$ (voir fig.6.2).

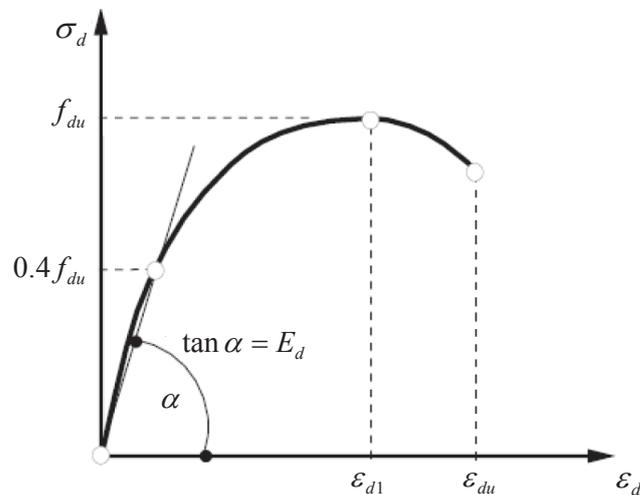


FIGURE 6.2: Comportement du béton selon l'EC2

Dans notre étude, les essais de compression sont faits sur des cubes normalisés (100 mm x 100 mm x 100 mm) et le module élastique du béton est estimé en appliquant la formule 6.4.4. Dans toute la phase élastique de la modélisation, le béton est considéré se comporter élastiquement avec ce module d'élasticité.

En traction, le béton est supposé élastique fragile. La résistance en traction f_{dt} est une autre propriété mécanique du béton qui est essentielle pour notre modélisation avant/après la fissuration. En fait cette résistance est beaucoup plus faible que celle en compression (de l'ordre du 10ème) et sa contribution dans notre problème de flexion simple peut être négligée. Cependant, la fissuration du béton apporte une perte de rigidité non-négligeable. La traction du béton est caractérisée par l'essai normalisé de fendage sur des cylindres de diamètre 160 mm et de 320 mm de hauteur. Le module en traction est identique à celui de la compression.

6.4.2 Loi de comportement du profilé

Comme on a vu dans le chapitre 2.4, le profilé est toujours en phase linéaire-élastique jusqu'à la ruine. Les essais sur le profilé seul (Pu1), ont montré un comportement en traction identique à celui en compression. Toutefois, le profilé est orthotrope. Selon la nature de chargement dans cette étude, le module de traction longitudinale E_p , obtenu lors d'essais de traction du profilé, sera utilisé pour calculer les contraintes et la flèche. De plus, le module de cisaillement du profilé G_p est calculé à partir des essais de flexion comme montré dans la section 6.7.1.

6.4.3 La connexion

Dans la partie qui prend en compte le glissement, seuls les boulons peuvent autoriser un mouvement relatif entre la dalle et le profilé car la connexion par collage sera considérée parfaite. Les boulons ne sont supposés d'être soumis qu'à un effort de cisaillement. Cependant, ils peuvent subir un effort combiné de cisaillement/traction à cause d'un soulèvement possible quand la connexion entre les deux matériaux devient faible. En effet, le boulon joue le rôle de butée. Il exerce une réaction sur les deux matériaux assemblés : pression diamétrale. La rigidité de chaque type de connexion avec boulonnage est celle calculée à partir des essais push-out (voir sous-section 4.3.2). La rigidité linéique ainsi obtenue à partir des courbes de comportement sert à modéliser le glissement à l'interface dans un deuxième temps. Selon [Lebet, 1987] la rigidité sécante est plus adaptée que la rigidité tangente pour la quantification de la rigidité linéique. Cependant, la connexion par collage sera considérée parfaite.

6.5 Modélisation dans le domaine élastique

Pour alléger un peu le formalisme, nous adaptions certaines abréviations comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

SG-E	Sans glissement dans le domaine élastique
SG-R	Sans glissement à la ruine
AG-R	Avec glissement à la ruine

Tableau 6.1: Nomenclature

N.B : Pour des raisons de clarté dans les sections suivantes, des éléments de la forme $f(x)$ seront représentés sous la forme f . Par exemple $\varepsilon_d(x) \Rightarrow \varepsilon_d$.

N.B : Tous les symboles employés dans cette section sont définis dans la liste des symboles

6.5.1 Sans glissement (première approche)

Le diagramme des déformations est donné sur la figure 6.3.

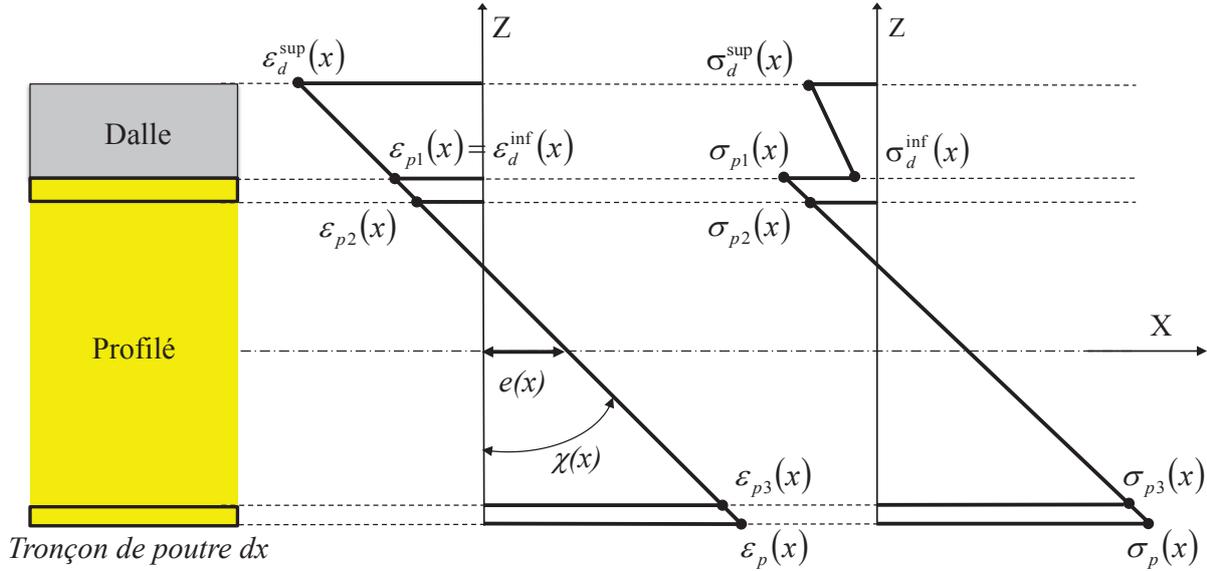


FIGURE 6.3: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans un cas sans glissement dans le domaine élastique

6.5.1.1 Champ de déformation

Dans la dalle :

$$\varepsilon_d(x, z) = e(x) + z\chi(x) \quad (6.5.1)$$

Dans le profilé :

$$\varepsilon_p(x, z) = e(x) + z\chi(x) \quad (6.5.2)$$

6.5.1.2 Champ de contrainte

Vu que les matériaux sont supposés se comporter dans le domaine élastique, la contrainte se déduit par la loi de HOOKE comme suit (figure 6.3) :

Dans la dalle :

$$\sigma_d(x, z) = E_d\varepsilon_d(x, z) \quad (6.5.3)$$

Dans le profilé :

$$\sigma_p(x, z) = E_p\varepsilon_p(x, z) \quad (6.5.4)$$

6.5.1.3 Les efforts résultants

Les efforts internes résultent de l'intégration sur la section droite comme suit :

$$N(x) = - \int_A \sigma(x, z) dA = - \int_{A_p} \sigma_p(x, z) dA_p - \int_{A_d} \sigma_d(x, z) dA_d \quad (6.5.5)$$

$$= N_p(x) + N_d(x) = 0 \quad (\text{équilibre de la section})$$

$$M(x) = - \int_A z\sigma(x, z) dA = - \int_{A_p} z\sigma_p(x, z) dA_p - \int_{A_d} z\sigma_d(x, z) dA_d \quad (6.5.6)$$

$$= M_p(x) + M_d(x)$$

Après l'introduction des lois de comportement des matériaux et l'expression du champ de déformation, la résolution des équations ci-dessus donne :

$$N_p(x) = -E_p A_p e(x) \quad (6.5.7)$$

$$N_d(x) = -E_d A_d e(x) - E_d S_d \chi(x) \quad (6.5.8)$$

$$M_p(x) = -E_p I_p \chi(x) \quad (6.5.9)$$

$$M_d(x) = -E_d S_d e(x) - E_d I_d \chi(x) \quad (6.5.10)$$

Avec A_p et A_d l'aire du profilé et la dalle respectivement et $S_d = dA_d$ où d est la distance entre le centre de gravité de la dalle et celui du profilé et I_d et I_p l'inertie, par rapport à O_y , de la dalle et du profilé respectivement.

On peut donc écrire le système suivant :

$$\begin{bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -(E_p A_p + E_d A_d) & -E_d S_d \\ -E_d S_d & -(E_p I_p + E_d I_d) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} e(x) \\ \chi(x) \end{bmatrix}$$

Sachant que $N(x)$ est nul, la résolution finale de notre système devient :

$$\chi(x) = \frac{E_p A_p + E_d A_d}{(E_d S_d)^2 - (E_p I_p + E_d I_d)(E_p A_p + E_d A_d)} M(x) \quad (6.5.11)$$

$$e(x) = -\frac{E_d S_d}{(E_d S_d)^2 - (E_p I_p + E_d I_d)(E_p A_p + E_d A_d)} M(x) \quad (6.5.12)$$

En effet, pour un moment donné, la courbure et la déformation de l'axe de référence sont directement déduites. Ensuite, les déformations et les contraintes des deux matériaux sont aisément obtenues. Finalement les efforts internes seront calculés. A noter qu'il existe une deuxième approche comme celle utilisée dans le cas des constructions mixtes acier-béton, cette approche est détaillée dans l'annexe Annexe B2.

Dans le cas où l'axe neutre élastique se situe dans la dalle et que celle-ci est fissurée, il faut modifier les termes de rigidité relatifs à la dalle et recalculer $\chi(x)$ et $e(x)$. Toutefois, cette approche est assez complexe et dans ce cas, il est préférable d'utiliser la méthode exposée en Annexe B2.

6.5.2 Avec glissement

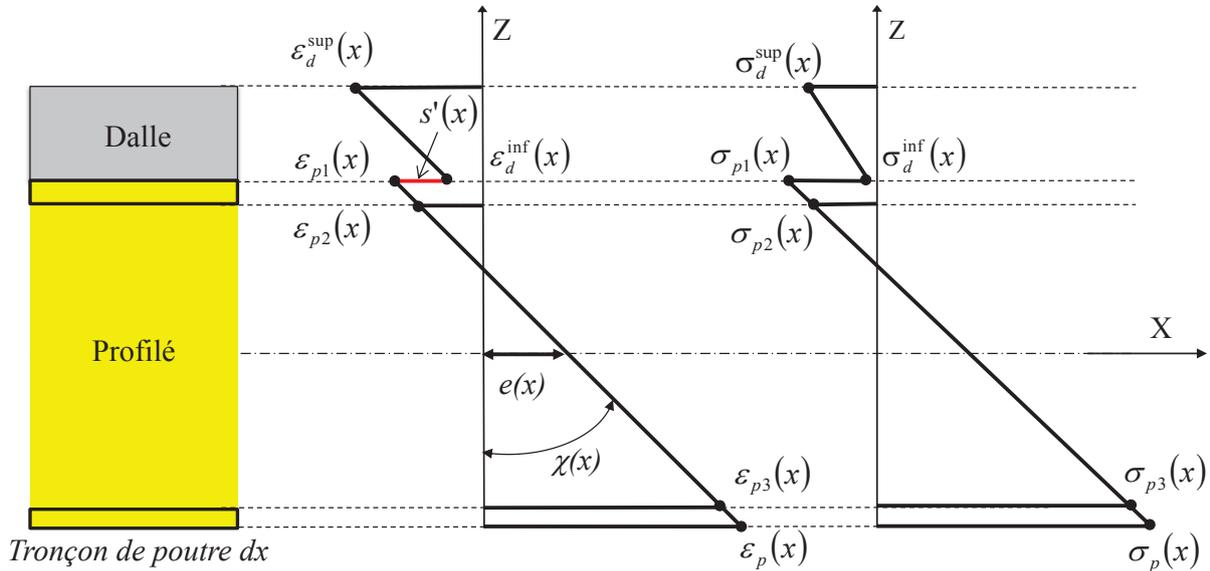


FIGURE 6.4: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans un cas avec glissement dans le domaine élastique

6.5.2.1 Le glissement

Le glissement $s(x)$ relatif occurring à une abscisse x est défini par le déplacement de la dalle par rapport au profilé. Ce glissement s' accompagne d'une interaction de cisaillement entre la dalle et le profilé. Cette force de cisaillement à l'interface dépend de la souplesse de la connexion. En effet, la loi de comportement de la connexion est donnée par :

$$v(x) = -ks(x) \quad (6.5.13)$$

avec k en (N/mm^2) la rigidité surfacique de la connexion calculée dans le cas de boulonnage à partir de la rigidité linéique k_e d'un boulon (N/mm) en utilisant l'équation suivante :

$$k = \frac{k_e n}{p} \quad (6.5.14)$$

avec n le nombre de rangées de connecteurs dans une section droite et p [m] l'espacement longitudinal des différents plans transversaux de connexion.

6.5.2.2 Champ de déformation, de contrainte et efforts résultants

La prise en compte du glissement implique la modification des équations habituelles de la théorie des poutres classique. Elle nécessite en effet de modifier la cinématique du mouvement en introduisant une discontinuité du champ de déformation longitudinale (voir figure 6.4).

Dans la dalle :

$$\varepsilon_d(x, z) = e(x) + z\chi(x) + s'(x) \quad (6.5.15)$$

Dans le profilé :

$$\varepsilon_p(x, z) = e(x) + z\chi(x) \quad (6.5.16)$$

$s'(x)$ est la dérivée du glissement selon x.

Les contraintes sont obtenues par la loi de Hooke (équations 6.5.1.2 et 6.5.1.2).

Après l'introduction des lois de comportement des matériaux et l'expression du champ de déformation, la résolution des équations ci-dessus donne :

$$N_p(x) = -E_p A_p e(x) \quad (6.5.17)$$

$$N_d(x) = -E_d A_d [e(x) + s'(x)] - E_d S_d \chi(x) \quad (6.5.18)$$

$$M_p(x) = -E_p I_p \chi(x) \quad (6.5.19)$$

$$M_d(x) = -E_d S_d [e(x) + s'(x)] - E_d I_d \chi(x) \quad (6.5.20)$$

Selon la démarche faite par [Buzon03], en notant "d" la distance entre le centre de gravité du profilé et celui de la dalle, elle a obtenu $\varepsilon_d(x, d) = e_d(x)$ et selon le champ de déformation dans la dalle la déformation longitudinale de l'axe de la dalle devient :

$$e_d(x) = e(x) + d\chi(x) + s'(x) \quad (6.5.21)$$

Ensuite, les efforts internes dans la dalle deviennent :

$$N_d(x) = -E_d A_d e_d(x) \quad (6.5.22)$$

$$M_d(x) = -E_d I_{Gd} \chi(x) + dN_d(x) \quad (6.5.23)$$

[Buzon, 2003] examine localement l'équilibre d'un tronçon de la poutre et obtient les relations complémentaires suivantes (figure 6.5) :

$$N'_d(x) = v(x) \quad (6.5.24)$$

$$N'_p(x) = -v(x) \quad (6.5.25)$$

$$M'_{Gd}(x) = T_d(x) - d_d v(x) \quad (6.5.26)$$

$$M'_p(x) = T_p(x) - d_p v(x) \quad (6.5.27)$$

Elle continue sa résolution et obtient ensuite :

$$M'_p(x) + M'_{Gd}(x) = T(x) - dv(x) \quad (6.5.28)$$

En remplaçant M_{Gd} par $M_d(x) - dN_d(x)$ et après l'introduction des dérivées de $M_p(x)$, $M_d(x)$ et $N_d(x)$ elle obtient :

$$kds(x) = -T(x) - [E_p I_p + E_d (I_d - dS_d)] \chi'(x) \quad (6.5.29)$$

et finalement

$$\chi'(x) = \frac{(E_p A_p + E_d A_d) T(x) + (E_p A_p E_d S_d) s''(x)}{(E_d S_d)^2 - (E_p I_p + E_d I_d)(E_p A_p + E_d A_d)} \quad (6.5.30)$$

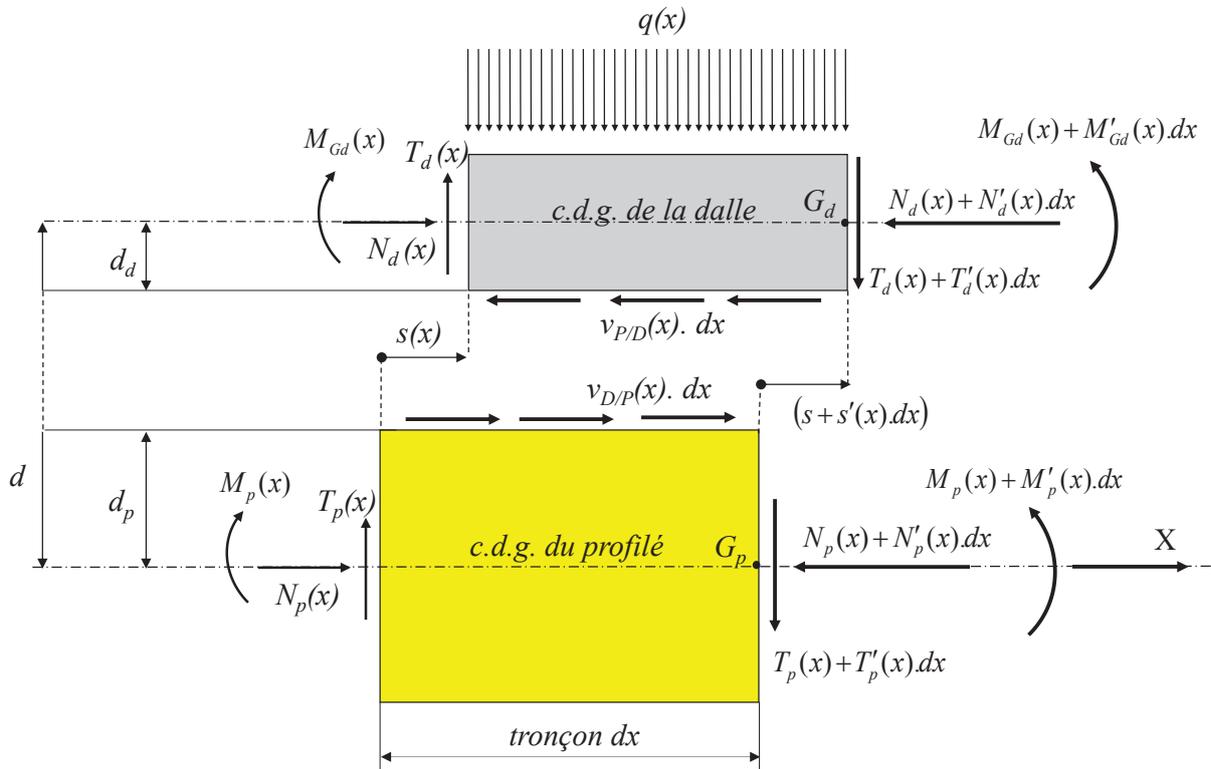


FIGURE 6.5: Équilibre d'un tronçon dx - [Buzon, 2003]

après l'intégration on obtient

$$\chi(x) = \frac{(E_p A_p + E_d A_d)M(x) + (E_p A_p E_d S_d)s'(x)}{(E_d S_d)^2 - (E_p I_p + E_d I_d)(E_p A_p + E_d A_d)} \quad (6.5.31)$$

Vu que $\chi(x) = 0$ car $M(x) = 0$ ainsi que $s'(x) = 0$ à $x = 0$.

Cette résolution conduit à une équation différentielle du glissement d'ordre 2 :

$$s''(x) - \alpha^2 s(x) = \beta T(x) \quad (6.5.32)$$

avec :

$$\alpha^2 \left(\frac{1}{m^2} \right) = k \left(\frac{1}{E_p A_p} + \frac{1}{E_d A_d} + \frac{d^2}{E_p I_p + E_d I_{Gd}} \right) > 0$$

$$\beta \left(\frac{1}{N.m} \right) = \frac{d}{E_p I_p + E_d I_{Gd}} > 0$$

La résolution analytique de cette équation est sous la forme suivante :

$$s(x) = A \cosh(\alpha x) + B \sinh(\alpha x) - \frac{\beta}{\alpha^2} T(x) - \frac{6m_1 \beta}{\alpha^4} \quad (6.5.33)$$

Les conditions limites nécessaires pour trouver les constantes d'intégration A et B sont $s'(0) = s'(L) = 0$. Ces conditions sont justifiées par le fait qu'aux extrémités le champ de déformation de la dalle est nul si et seulement si la dérivée du glissement y est nulle aussi.

Les constantes de glissement sont en Annexe B3.

6.5.3 Calcul de la flèche

Le développement suivant n'est valable que dans le cas où la dalle est entièrement comprimée ou dans le cas sans fissuration. Le développement fait pour plusieurs cas, ne sera présenté que pour un problème avec deux domaine d'intégration (Flexion 3 points avec une charge centrée).

6.5.3.1 La flèche due à la flexion sans glissement

Ayant obtenu la courbure dans chaque domaine de nos trois cas, on peut directement intégrer deux fois la courbure (La flèche due à la flexion est la double intégration de la courbure $\chi(x)$).

L'équation générale de la flèche dans un domaine "i" sera la suivante :

$$f_i(x) = \gamma_1 \left(\frac{m_{1i}x^5}{20} + \frac{m_{2i}x^4}{12} + \frac{m_{3i}x^3}{6} + \frac{m_{4i}x^2}{2} \right) + F_{1i}x + F_{2i} \quad (6.5.34)$$

avec

$$\gamma_1 = \frac{E_p A_p + E_d A_d}{(E_d S_d)^2 - (E_p I_p + E_d I_d)(E_p A_p + E_d A_d)}$$

Dans le cas de deux domaines d'intégration et d'une charge ponctuelle centrée, on a :

$$m_{11} = 0 \quad m_{21} = 0 \quad m_{31} = \frac{F}{2} \quad m_{41} = 0$$

$$m_{12} = 0 \quad m_{22} = 0 \quad m_{32} = \frac{-F}{2} \quad m_{42} = \frac{FL}{2}$$

Alors, les flèches dans le premier et deuxième domaine seront les suivantes :

$$f_1(x) = \gamma_1 \left(\frac{Fx^3}{12} \right) + F_{11}x + F_{21} \quad (6.5.35)$$

$$f_2(x) = \gamma_1 \left(\frac{-Fx^3}{12} + \frac{FLx^2}{4} \right) + F_{12}x + F_{22} \quad (6.5.36)$$

La nullité de la flèche aux extrémités de la poutre $x = 0$ et $x = L$, ainsi que la continuité de la flèche et sa dérivée entre les deux domaines à $x = \frac{L}{2}$ nous donne les valeurs suivantes de F_{11} , F_{21} , F_{12} et F_{22} :

$$F_{11} = -\gamma_1 \left(\frac{FL^2}{16} \right)$$

$$F_{21} = 0$$

$$F_{12} = \gamma_1 \left(\frac{-3}{16} FL^2 \right)$$

$$F_{22} = \gamma_1 \left(\frac{FL^3}{48} \right)$$

Les expressions de la flèche deviennent finalement :

$$f_1(x) = \gamma_1 \left(\frac{1}{12}Fx^3 - \frac{1}{16}FxL^2 \right) \quad (6.5.37)$$

$$f_2(x) = \gamma_1 \left(\frac{-1}{12}Fx^3 + \frac{1}{4}FLx^2 - \frac{3}{16}FxL^2 + \frac{1}{48}FL^3 \right) \quad (6.5.38)$$

La flèche maximale en $\frac{L}{2}$ vaut :

$$f\left(\frac{L}{2}\right) = \gamma_1 \left(\frac{-FL^3}{48} \right) \quad (6.5.39)$$

6.5.3.2 La flèche due à la flexion avec glissement

La courbure, comme on a vu (section 6.5.1), peut être exprimée par la formule suivante :

$$\chi(x) = \gamma_1 M(x) + \gamma_2 s'(x) \quad (6.5.40)$$

avec

$$\gamma_2 = \frac{E_p A_p E_d S_d}{(E_d S_d)^2 - (E_p I_p + E_d I_d)(E_p A_p + E_d A_d)}$$

$$M_i(x) = m_{1i}x^3 + m_{2i}x^2 + m_{3i}x + m_{4i}$$

$$s'_i(x) = \alpha A_i \sinh(\alpha x) + \alpha B_i \cosh(\alpha x) - \frac{\beta}{\alpha^2}(6m_{1i}x + 2m_{2i})$$

où l'indice "i" correspond au domaine.

Avec α et β obtenus précédemment. L'équation générale de la flèche dans un domaine "i" sera la suivante :

$$f_i(x) = \gamma_1 \left(\frac{m_{1i}x^5}{20} + \frac{m_{2i}x^4}{12} + \frac{m_{3i}x^3}{6} + \frac{m_{4i}x^2}{2} \right) + \gamma_2 \left(\frac{A_i}{\alpha} \sinh(\alpha x) + \frac{B_i}{\alpha} \cosh(\alpha x) - \frac{\beta}{\alpha^2} M_i(x) - \frac{6m_{1i}\beta}{\alpha^4} x \right) + F_{1i}x + F_{2i} \quad (6.5.41)$$

Dans le cas de deux domaines d'intégration et d'une charge ponctuelle centrée, on a :

$$m_{11} = 0 \quad m_{21} = 0 \quad m_{31} = \frac{F}{2} \quad m_{41} = 0$$

$$m_{12} = 0 \quad m_{22} = 0 \quad m_{32} = -\frac{F}{2} \quad m_{42} = \frac{FL}{2}$$

Les valeurs de A_1 , B_1 , A_2 et B_2 sont données en Annexe B3 par 7.3.87, 7.3.88, 7.3.89 et 7.3.90 respectivement.

La nullité de la flèche aux extrémités de la poutre $x = 0$ et $x = L$, ainsi que la continuité de la flèche et sa dérivée entre les deux domaines à $x = \frac{L}{2}$ nous donne les valeurs de :

$$F_{11} = -\frac{FL^2\gamma_1}{16} \quad (6.5.42)$$

$$F_{21} = 0 \quad (6.5.43)$$

$$F_{12} = -\frac{3FL^2\gamma_1}{16} \quad (6.5.44)$$

$$F_{22} = \frac{FL^3\gamma_1}{48} \quad (6.5.45)$$

6.5.3.3 La flèche due à l'effort tranchant

L'énergie d'un corps par définition est égale à une force multipliée par le déplacement causé par cette force. Supposons une poutre soumise à l'effort tranchant, le déplacement du à cet effort sera :

$$\frac{V}{GA}$$

et l'énergie complémentaire par unité de longueur de l'effort :

$$\frac{V^2}{2GA}$$

Dans une structure mixte acier-béton, l'effet de l'effort tranchant sur la flèche globale est relativement faible du fait du fort module de cisaillement de l'acier (de l'ordre de 78 GPa). Au contraire, le profilé pultrudé en GFRP possède un module de cisaillement beaucoup plus faible (< 5 GPa). Dans ce cas, le rapport $\frac{V^2}{GA}$ ne sera plus négligeable et la contribution de l'effort tranchant dans la flèche globale sera prise en compte.

L'énergie complémentaire de l'effort tranchant pour une poutre de longueur L est exprimée par (les détails de calcul en Annexe B4) :

$$U = \frac{1}{2} \int_0^L \int_0^A \frac{V^2 S^2}{I^2 b^2 G} dA dx \quad (6.5.46)$$

Soit

$$K = \int_A \frac{S^2 A}{I^2 b^2} dA$$

En conséquence :

$$U = \frac{K}{2} \int_0^L \frac{V^2}{GA} dx \quad (6.5.47)$$

Selon le théorème de Castigliano, la flèche dans un point quelconque q soumis à cette force V sera :

$$\Delta_q = \frac{\partial U}{\partial Q} = K \int_0^L \frac{V}{GA} \frac{\partial V}{\partial Q} dx \quad (6.5.48)$$

avec $K=2$ (détails en Annexe B5). En conséquence, on obtient la valeur de la flèche δ_x :

Pour $0 \leq x \leq \frac{L}{2}$

$$\delta_x = \frac{K}{4GA} P x_k \quad (6.5.49)$$

Pour $\frac{L}{2} \leq x \leq L$

$$\delta_x = \frac{K}{4GA} P (L - x_k) \quad (6.5.50)$$

6.5.3.4 Expression complète de la flèche

Dans cette section , on donne l'expression globale de la flèche en intégrant l'effet de la flexion ainsi que celui de l'effort tranchant.

6.5.3.4.1 Sans glissement

pour $0 \leq x \leq \frac{L}{2}$

$$f_1(x) + \delta_1(x) = \gamma_1 F \left(\frac{x^3}{12} - \frac{L^2 x}{16} \right) + \frac{KFx}{4GA} \quad (6.5.51)$$

pour $\frac{L}{2} \leq x \leq L$

$$f_2(x) + \delta_2(x) = \gamma_1 F \left(\frac{-x^3}{12} + \frac{Lx^2}{4} - \frac{3L^2 x}{16} + \frac{L^3}{48} \right) + \frac{KF(L-x)}{4GA} \quad (6.5.52)$$

$$f_2\left(\frac{L}{2}\right) + \delta_2\left(\frac{L}{2}\right) = \gamma_1 \left(\frac{FL^3}{48} \right) + \frac{FKL}{8G_p A_a} \quad (6.5.53)$$

6.5.3.4.2 Avec glissement

$$f(x) + \delta(x) = \frac{F\gamma_1}{12} x^3 + \left(F_{11} - \frac{F\beta\gamma_2}{2\alpha^2} + \frac{FK}{4A_a G_p} \right) x + F_{21} + \gamma_2 \left(\frac{A_1 \sinh(\alpha x)}{\alpha} + \frac{B_1 \cosh(\alpha x)}{\alpha} \right) \quad (6.5.54)$$

$$f_2\left(\frac{L}{2}\right) + \delta_2\left(\frac{L}{2}\right) = F_{21} + 0.5L \left(F_{11} - \frac{F\beta\gamma_2}{2\alpha^2} + \frac{FK}{4A_a G_p} \right) + \gamma_2 \left(\frac{B_1 \cosh\left(\frac{L\alpha}{2}\right)}{\alpha} + \frac{A_1 \sinh\left(\frac{L\alpha}{2}\right)}{\alpha} \right) + \frac{FL^3\gamma_1}{96} \quad (6.5.55)$$

6.5.4 Effort de cisaillement à l'interface

Lors de flexion avec effort tranchant, les contraintes normales au sein d'une couche de poutre sont transmises aux autres couches par cisaillement horizontal (ou cisaillement inter-laminaire). Dans le cas d'une poutre mixte, c'est la connexion entre la dalle et le profilé qui transfère entre les deux parties la résultante des contraintes normales de chaque couche. L'effort de compression produit dans le béton est transmis vers le profilé par un effort de cisaillement longitudinal dit "effort rasant" que la connexion doit transférer à l'interface entre la dalle en béton et le profilé. Il est donné par la différence d'effort normal entre deux sections.

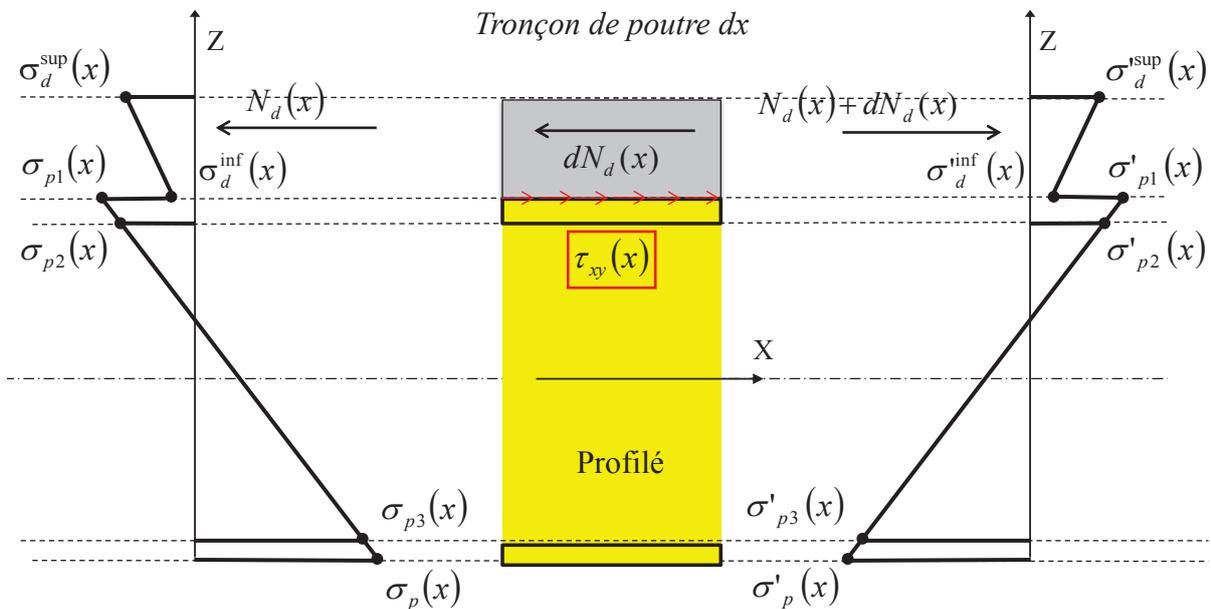


FIGURE 6.6: L'équilibre d'un tronçon dx par l'effort rasant en phase élastique

En phase élastique (fig. 6.6), on peut écrire :

$$N_d = \int_A \sigma dA = \frac{M}{I} \int_A y dA \quad (6.5.56)$$

$$N_d = \frac{M}{I} S$$

où S est le moment statique de A par rapport à l'axe neutre.

$$N_d + dN_d = \int_A \sigma dA = \frac{M + dM}{I} S$$

$$dR = dN_d = \frac{dM}{I} S = \frac{-VS}{I} dx$$

En cas de flexion 3 points centrée, cet effort induit une contrainte constante de cisaillement horizontal sur la surface de contact entre le profilé et le béton qui vaut :

$$\tau_{xy} = -\frac{dR}{bdx} \quad (6.5.57)$$

$$\tau_{xy} = \frac{N_d}{\Omega} \quad (6.5.58)$$

où $\Omega = \frac{Lb}{2}$

6.6 Modélisation : Comportement à la Ruine

Deux modes de ruine sont pris en considération : ruine de type "pseudo" rotule plastique et écrasement du béton ou ruine par cisaillement à l'interface.

6.6.1 Ruine par rotule plastique

6.6.1.1 Sans glissement

Notre modélisation est conçue pour obtenir une rupture par la plastification du béton (écrasement par une rotule plastique). Nous faisons les hypothèses suivantes :

- Conservation des sections planes
- La section présente un plan de symétrie verticale et le profilé composite en I est doublement symétrique
- Les armatures passives sont négligées
- Le composite a un comportement élastique linéaire, en traction comme en compression
- Le comportement en traction du béton est négligé
- En compression, on adopte pour le béton le diagramme rectangulaire simplifié avec une déformation maximal $\varepsilon_d = 0.0035$ et une contrainte maximale $\sigma = f_d$

6.6.1.1.1 Localisation de l'axe neutre

Pour localiser l'axe neutre, on compare les efforts repris par la dalle et ceux repris par le profilé en admettant que toute la dalle et sous compression et tout le profilé et en traction, c.à.d. l'axe neutre est dans ce cas à l'interface entre la dalle et le profilé.

Comme montré sur la figure 6.7, par les relations des triangles semblables, on peut obtenir les déformations dans toute la section :

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u}(h_d - Z_u) \quad (6.6.1)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u}(h_d + t_s - Z_u) \quad (6.6.2)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u}(h_d + h_p - t_s - Z_u) \quad (6.6.3)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d}{Z_u}(h_d + h_p - Z_u) \quad (6.6.4)$$

Dans notre cas $Z_u = h_d$ donc :

$$\varepsilon_{p1} = 0 \quad (6.6.5)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{h_d} t_s \quad (6.6.6)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d}{h_d}(h_p - t_s) \quad (6.6.7)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d}{h_d} h_p \quad (6.6.8)$$

Ensuite, les contraintes sont simplement déduites de ces résultats obtenus en multipliant ces valeurs des déformations par le module élastique du profilé (Le profilé a un comportement élastique en compression et en traction).

$$\sigma_{p1} = E_p \varepsilon_{p1} \quad \sigma_{p2} = E_p \varepsilon_{p2} \quad \sigma_{p3} = E_p \varepsilon_{p3} \quad \sigma_p = E_p \varepsilon_p$$

Les efforts de traction sont obtenus après l'intégration de la contrainte sur l'aire du profilé.

$$N_p = \int_{A_p} \sigma_p dA_p$$

En conséquence, on obtient :

La force reprise par la semelle supérieure :

$$N_{p1} = 0.5 A_s \sigma_{p2} \quad (6.6.9)$$

La force reprise par l'âme :

$$N_{p2} = 0.5 A_a (\sigma_{p2} + \sigma_{p3}) \quad (6.6.10)$$

La force reprise par la semelle inférieure :

$$N_{p3} = 0.5 A_s (\sigma_{p3} + \sigma_p) \quad (6.6.11)$$

La somme des forces en traction est ensuite

$$N_p = N_{p1} + N_{p2} + N_{p3} = \frac{E_p \varepsilon_d A_p h_p}{2 h_d} \quad (6.6.12)$$

La force de compression reprise par la dalle en béton :

$$N_d = 0.8 h_d f_d b_d \quad (6.6.13)$$

En comparant les deux efforts N_d et N_p on obtient 3 cas différents :

Si $N_d = N_p$, le profilé est entièrement tendu et sa traction est équilibrée par tout l'effort de compression repris par la dalle donc l'axe neutre est située à l'interface.

Si $N_d > N_p$, la compression supportée par la dalle est supérieure à la traction de la section totale du profilé, donc une partie de la dalle doit être tendue pour atteindre l'équilibre de la section. Alors l'axe neutre est situé dans la dalle.

Si $N_d < N_p$, la traction supportée par le profilé est supérieure à la compression de la dalle, donc une partie du profilé doit être comprimée pour atteindre l'équilibre de la section. Alors l'axe neutre est situé dans le profilé.

L'axe neutre peut être localisée soit dans l'âme du profilé soit dans sa semelle supérieure.

Pour cela on suppose que l'axe neutre soit à une profondeur de $h_d + t_s$.

Identiquement on obtient deux cas :

Si $0.5A_p E_p \varepsilon_d h_a < 0.8b_d f_d h_d (t_s + h_d)$, la compression supportée par la dalle et la semelle supérieure est plus grande que la traction de la reste du profilé, donc une partie de la zone comprimée doit être tendue pour atteindre l'équilibre de la section. Alors l'axe neutre est situé dans la semelle supérieure.

Si $0.5A_p E_p \varepsilon_d h_a > 0.8b_d f_d h_d (t_s + h_d)$, la traction supportée par l'âme du profilé et sa semelle inférieure est supérieure à la compression, donc une partie du profilé doit être comprimée pour atteindre l'équilibre de la section. Alors l'axe neutre est situé dans l'âme du profilé.

6.6.1.1.2 Axe neutre à l'interface

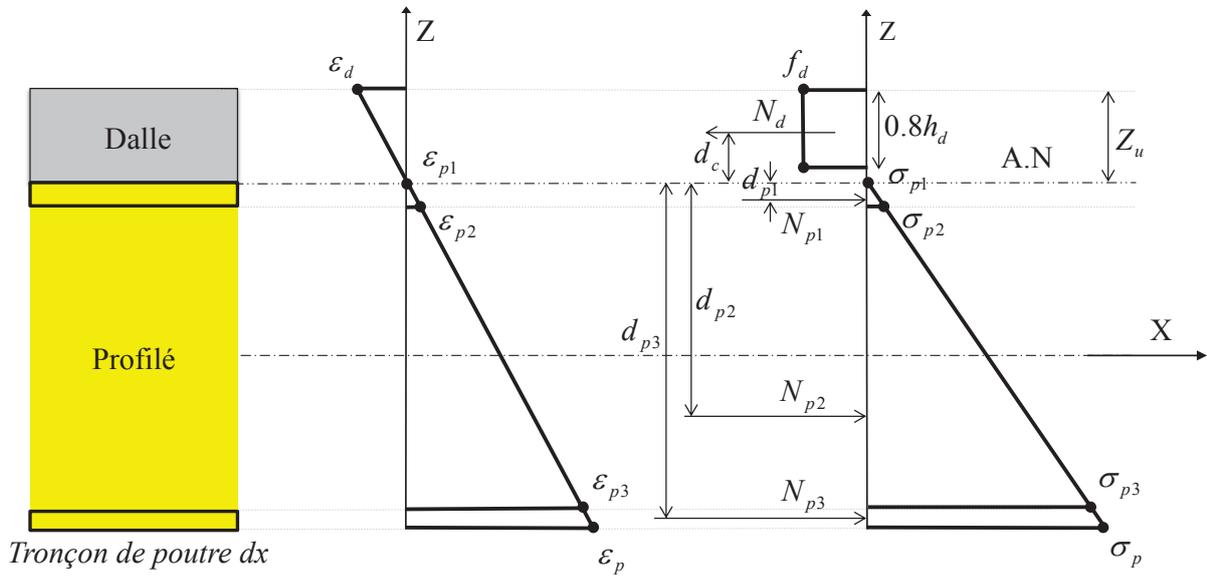


FIGURE 6.7: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-R-interface

Les déformations, les contraintes et les efforts sont montrés dans la section ci-dessus. La valeur du moment ultime est obtenue par la multiplication de chaque effort par son bras de levier (voir figure 6.7).

$$M_u = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} \quad (6.6.14)$$

d'où

$$d_{p1} = \frac{2}{3} t_s \quad (6.6.15)$$

$$d_{p2} = h_p - t_s - \frac{h_a}{3} \left(\frac{2\sigma_{p2} + \sigma_{p3}}{\sigma_{p3} + \sigma_{p2}} \right) \quad (6.6.16)$$

$$d_{p3} = h_p - \frac{t_s}{3} \left(\frac{2\sigma_{p3} + \sigma_p}{\sigma_{p3} + \sigma_p} \right) \quad (6.6.17)$$

$$d_c = 0.6h_d \quad (6.6.18)$$

6.6.1.1.3 Axe neutre dans la dalle

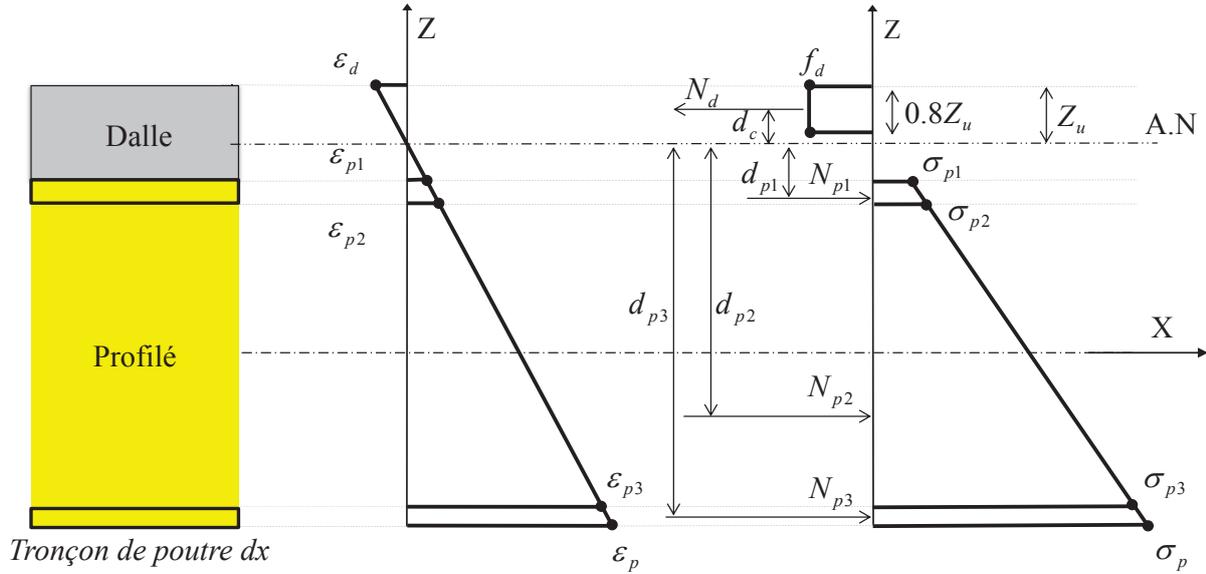


FIGURE 6.8: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-R-dalle

Les déformations sont calculées selon la figure 6.8 et les équations suivantes puis on en déduit les contraintes et les efforts.

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (h_d - Z_u) \quad (6.6.19)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (h_d + t_s - Z_u) \quad (6.6.20)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (h_d + h_p - t_s - Z_u) \quad (6.6.21)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (h_d + h_p - Z_u) \quad (6.6.22)$$

L'équilibre de la section nous donne la position de l'axe neutre élastique Z_u par :

$$0.8b_d f_d Z_u^2 + \varepsilon_d E_p A_p Z_u - E_p A_p \varepsilon_d (h_d + 0.5h_p) = 0 \quad (6.6.23)$$

A la fin, le moment sera calculé selon l'équation :

$$M_u = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} \quad (6.6.24)$$

d'où

$$d_c = 0.6 Z_u \quad (6.6.25)$$

$$d_{p1} = h_d - Z_u + t_s - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_{p2} + 2\sigma_{p1}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p1}} \right) \quad (6.6.26)$$

$$d_{p2} = h_d - Z_u - t_s + h_p - \frac{h_p}{3} \left(\frac{\sigma_{p3} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.27)$$

$$d_{p3} = h_d + h_p - Z_u - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_p + 2\sigma_{p3}}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.28)$$

6.6.1.1.4 Axe neutre dans l'âme du profilé

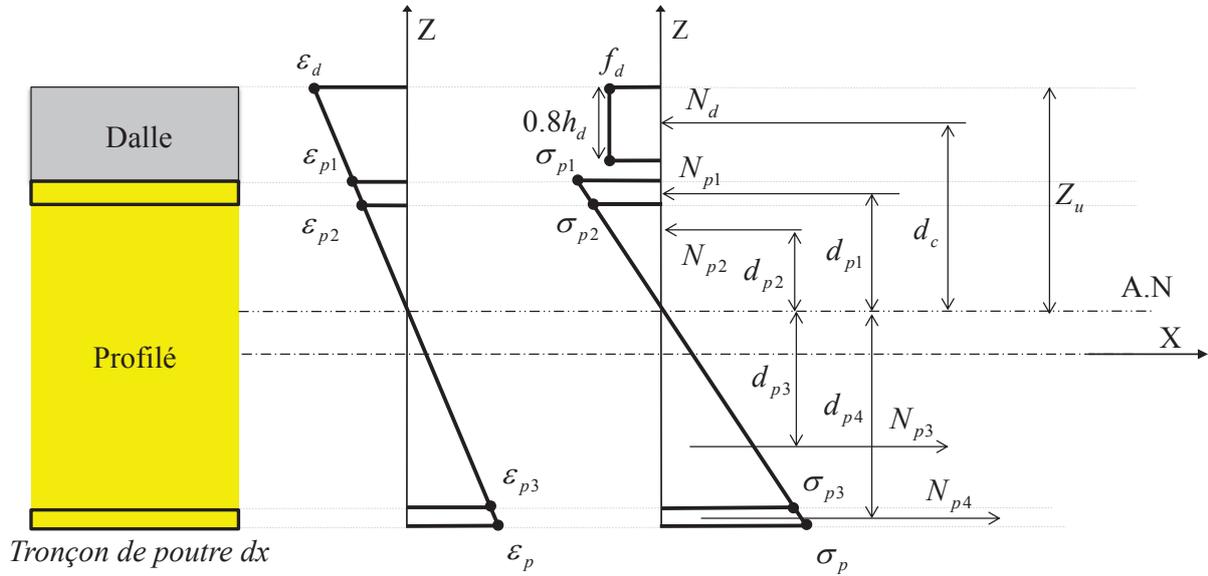


FIGURE 6.9: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-R-ame

Les déformations sont calculées selon la figure 6.9 et les équations suivantes puis on en déduit les contraintes et les efforts.

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (Z_u - h_d) \quad (6.6.29)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (Z_u - h_d - t_s) \quad (6.6.30)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (h_p - t_s + h_d - Z_u) \quad (6.6.31)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (h_d + h_p - Z_u) \quad (6.6.32)$$

L'équilibre de la section nous donne la position de l'axe neutre élastique Z_u par :

$$Z_u = \frac{\varepsilon_d E_p A_p (h_d + 0.5h_p)}{0.8 f_d A_d + E_p A_p \varepsilon_d} \quad (6.6.33)$$

A la fin, le moment sera calculé selon l'équation :

$$M_u = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} + N_{p4} d_{p4} \quad (6.6.34)$$

d'où

$$d_c = Z_u - 0.4h_d \quad (6.6.35)$$

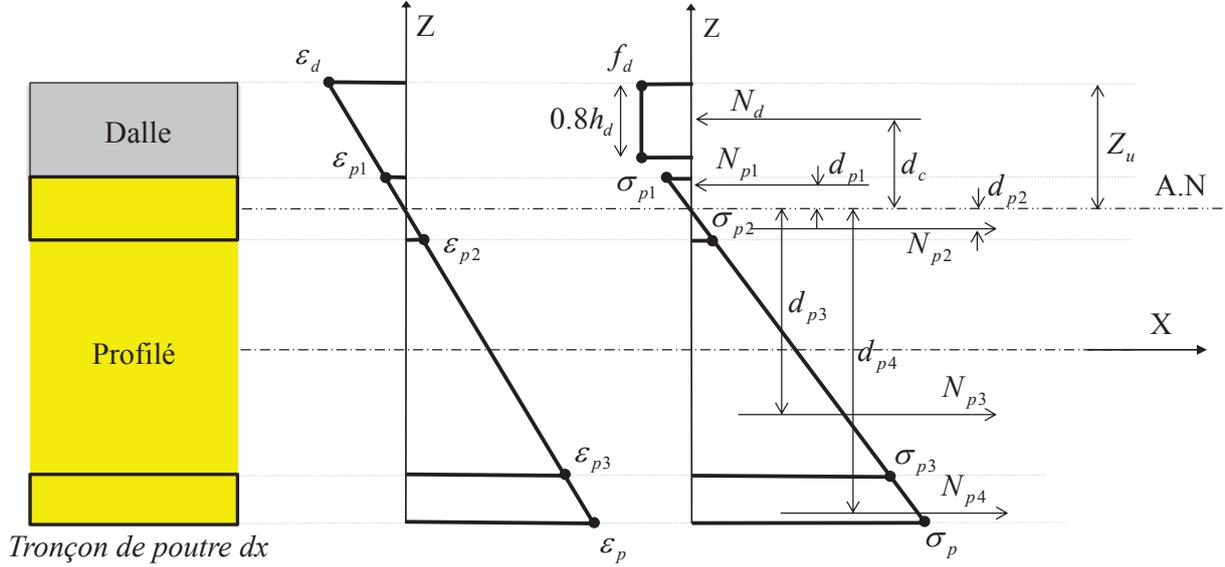
$$d_{p1} = Z_u - h_d - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_{p1} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p1}} \right) \quad (6.6.36)$$

$$d_{p2} = \frac{2}{3} (Z_u - h_d - t_s) \quad (6.6.37)$$

$$d_{p3} = \frac{2}{3} (h_d + h_p - t_s - Z_u) \quad (6.6.38)$$

$$d_{p4} = h_d + h_p - Z_u - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_p + 2\sigma_{p3}}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.39)$$

6.6.1.1.5 Axe neutre dans la semelle supérieure du profilé



L'épaisseur des semelles est exagérée pour des raisons de clarté du dessin

FIGURE 6.10: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-R-semelle

Les déformations sont calculées selon la figure 6.10 et les équations suivantes, puis on en déduit les contraintes et les efforts.

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (Z_u - h_d) \quad (6.6.40)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (h_d + t_s - Z_u) \quad (6.6.41)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (h_p - t_s + h_d - Z_u) \quad (6.6.42)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (h_d + h_p - Z_u) \quad (6.6.43)$$

L'équilibre de la section nous donne la position de l'axe neutre élastique Z_u par :

$$Z_u = \frac{E_p A_p \varepsilon_d (h_d + 0.5 h_p)}{\varepsilon_d E_p A_p + 0.8 A_d f_d} \quad (6.6.44)$$

A la fin, le moment sera calculé selon l'équation :

$$M_u = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} + N_{p4} d_{p4} \quad (6.6.45)$$

d'où

$$d_c = Z_u - 0.4h_d \quad (6.6.46)$$

$$d_{p1} = \frac{2}{3}(Z_u - h_d) \quad (6.6.47)$$

$$d_{p2} = \frac{2}{3}(h_d + t_s - Z_u) \quad (6.6.48)$$

$$d_{p3} = h_d + h_p - Z_u - t_s - \frac{h_a}{3} \left(\frac{\sigma_{p3} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.49)$$

$$d_{p4} = h_d + h_p - Z_u - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_p + 2\sigma_{p3}}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.50)$$

6.6.1.2 Avec glissement

Les hypothèses de la section 6.6.1.1 sont conservées. On suppose également que la courbure est identique dans la dalle et dans le profilé.

6.6.1.2.1 localisation de l'axe neutre

Pour localiser l'axe neutre, on compare les efforts de compression repris par la dalle et ceux repris par le profilé en admettant que toute la dalle est sous compression, c.à.d. l'axe neutre est dans ce cas à l'interface entre la dalle et le profilé.

Comme montré sur la figure 6.11, par les relations des triangles semblables, on peut obtenir les déformations dans toute la section :

$$\varepsilon_{p1} = s' \quad (6.6.51)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{h_d} x \quad (6.6.52)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_{p1}}{x} (h_a - x) \quad (6.6.53)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_{p1}}{x} (h_a - x + t_s) \quad (6.6.54)$$

avec :

$$x = \frac{\varepsilon_{p1}}{\varepsilon_d} h_d - t_s = \frac{s'}{\varepsilon_d} h_d - t_s \quad (6.6.55)$$

On fait l'hypothèse que s' est la dérivée du glissement calculée à la fin de la phase élastique qui correspond à une contrainte du béton en compression $\sigma_d = 0.4f_d$. Ensuite les contraintes sont simplement les résultats obtenus par la multiplication de ces valeurs des déformations par le module élastique du profilé par la loi de Hooke. (Le profilé a un comportement élastique en compression et

en traction).

$$\sigma_{p1} = E_p \varepsilon_{p1} \quad \sigma_{p2} = E_p \varepsilon_{p2} \quad \sigma_{p3} = E_p \varepsilon_{p3} \quad \sigma_p = E_p \varepsilon_p$$

Les efforts de traction sont obtenus après l'intégration de la contrainte sur l'aire correspondante.

$$N_p = \int_{A_p} \sigma_p dA_p$$

En conséquence, on obtient :

La force reprise par la semelle supérieure :

$$N_{p1} = 0.5 A_s (\sigma_{p1} + \sigma_{p2}) \quad (6.6.56)$$

La force reprise par la partie comprimée de l'âme :

$$N_{p2} = 0.5 \sigma_{p2} t_a x \quad (6.6.57)$$

La force reprise par la partie tendue de l'âme :

$$N_{p3} = 0.5 \sigma_{p3} t_a (h_a - x) \quad (6.6.58)$$

La force reprise par la semelle inférieure :

$$N_{p4} = 0.5 A_s (\sigma_{p3} + \sigma_p) \quad (6.6.59)$$

La force de compression reprise par la dalle en béton :

$$N_d = 0.8 A_d f_d \quad (6.6.60)$$

En comparant les deux efforts $N_{compression}$ et $N_{traction}$, on obtient 3 cas différents :

Si $N_{compression} = N_{traction}$, l'axe neutre est située à l'interface.

Si $N_{compression} > N_{traction}$, la compression est supérieure à la traction, donc une partie de la dalle doit être tendu pour atteindre l'équilibre de la section. Alors l'axe neutre est situé dans le dalle. Dans ce cas le profilé peut être entièrement ou partiellement tendu.

Si $N_{compression} < N_{traction}$, la traction est supérieure à la compression, donc une partie plus grande du profilé doit être comprimée pour atteindre l'équilibre de la section. Alors l'axe neutre est situé dans le profilé. Dans ce cas l'axe neutre peut être dans l'âme ou la semelle supérieure du profilé.

L'axe neutre peut être localisé soit dans l'âme du profilé soit dans sa semelle supérieure. Dans chacun des ces deux cas, la dalle peut être entièrement ou partiellement comprimée.

Pour cela on suppose que l'axe neutre soit à une profondeur de $h_d + t_s$.
En comparant les deux efforts $N_{compression}$ et $N_{traction}$ on obtient une équation :

$$f = 0.8b_d f_d h_d + 0.5 \frac{A_s E_p t_s (\varepsilon_d + s')}{h_d + t_s} - \frac{A_a E_p t_s (\varepsilon_d + s')}{2h_a} - \frac{A_s E_p t_s (\varepsilon_d + s') (h_a + h_p - t_s)}{2h_a (h_p - t_s)} \quad (6.6.61)$$

Si $f > 0$, la compression supportée par la dalle et la semelle supérieure est plus grande que la traction de la reste du profilé, donc une partie de la zone comprimée doit être tendue pour atteindre l'équilibre de la section. Alors l'axe neutre est situé dans la semelle supérieure.

Si $f < 0$, la traction supportée par l'âme du profilé et sa semelle inférieure est supérieure à la compression, donc une partie du profilé doit être comprimée pour atteindre l'équilibre de la section. Alors l'axe neutre est situé dans l'âme du profilé.

6.6.1.2.2 Axe neutre à l'interface

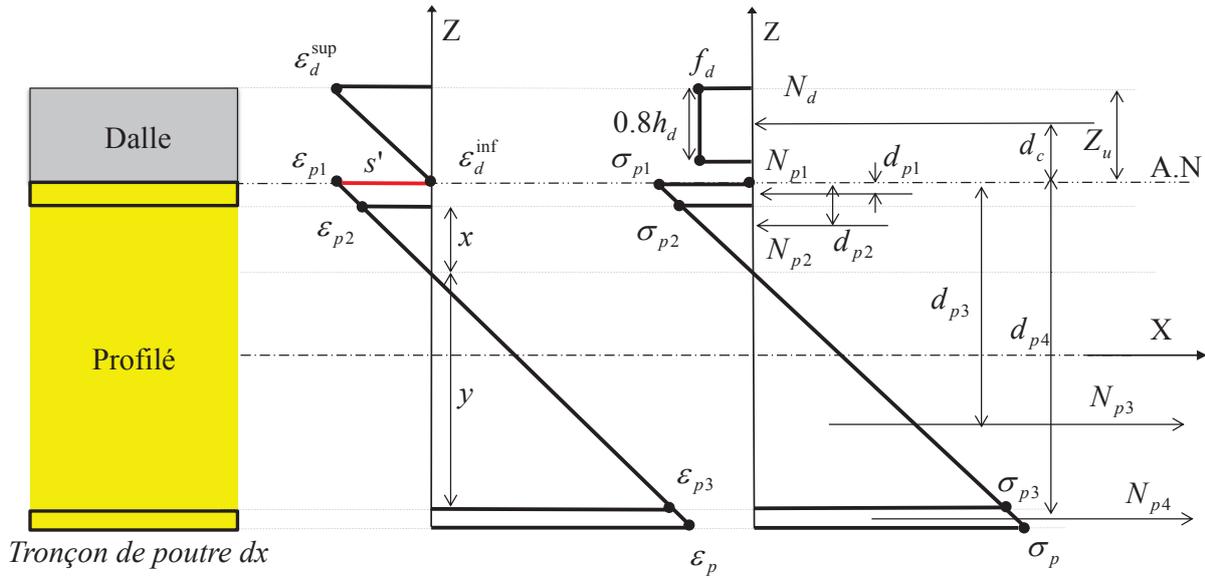


FIGURE 6.11: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-interface

Les déformations, les contraintes et les efforts sont montrés dans la section ci-dessus.
La valeur du moment est obtenue par la multiplication de chaque effort par son bras de levier.

$$M_u = N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} + N_{p4} d_{p4} + N_d d_c \quad (6.6.62)$$

d'où

$$d_c = 0.6h_d \quad (6.6.63)$$

$$d_{p1} = \frac{t_s}{3} \left(\frac{2\sigma_{p2} + \sigma_{p1}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p1}} \right) \quad (6.6.64)$$

$$d_{p2} = t_s + \frac{x}{3} \quad (6.6.65)$$

$$d_{p3} = t_s + x + \frac{2(h_a - x)}{3} \quad (6.6.66)$$

$$d_{p4} = h_p - \frac{t_s}{3} \left(\frac{2\sigma_{p3} + \sigma_p}{\sigma_{p3} + \sigma_p} \right) \quad (6.6.67)$$

6.6.1.2.3 Axe neutre dans la dalle (profilé entièrement tendu)

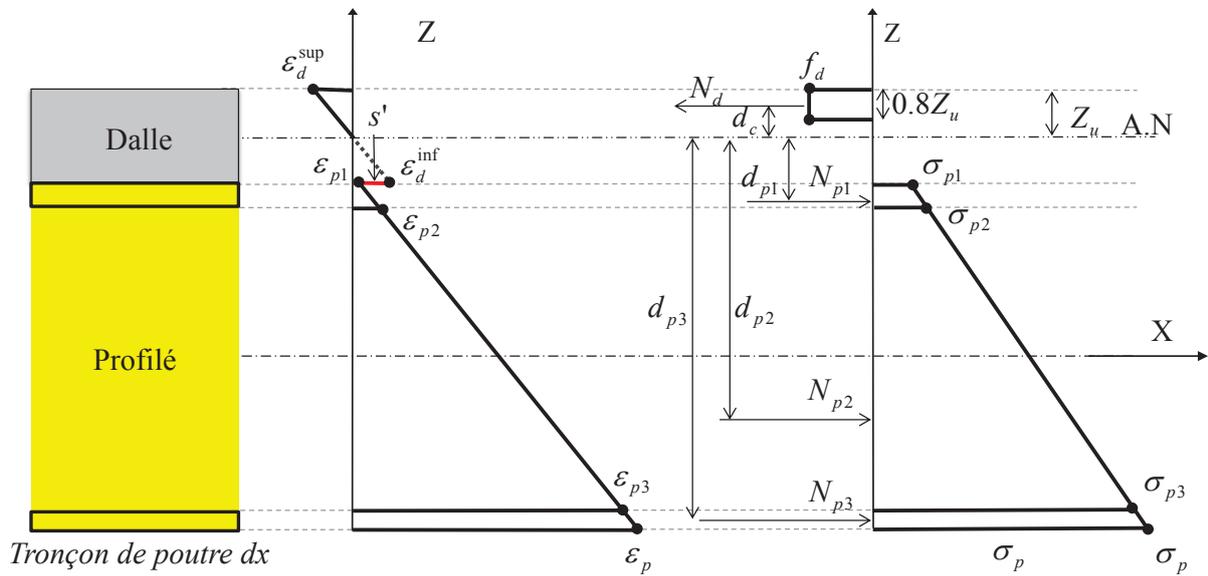


FIGURE 6.12: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-dalle-profilé entièrement tendu

Les déformations sont calculées selon la figure 6.12 et les équations suivantes, puis on en déduit les contraintes et les efforts.

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (h_d - Z_u) - s' \quad (6.6.68)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (h_d + t_s - Z_u) - s' \quad (6.6.69)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u} (h_d + h_p - t_s - Z_u) - s' \quad (6.6.70)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d}{Z_u}(h_d + h_p - Z_u) - s' \quad (6.6.71)$$

L'équilibre de la section nous donne la position de l'axe neutre élastique Z_u par :

$$0.8Z_u^2 b_d f_d + E_p A_p Z_u (\varepsilon_d + s') - E_p \varepsilon_d A_p (h_d + \frac{h_p}{2}) = 0 \quad (6.6.72)$$

A la fin, le moment sera calculé selon l'équation :

$$M_u = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} \quad (6.6.73)$$

d'où

$$d_c = 0.6Z_u \quad (6.6.74)$$

$$d_{p1} = h_d - Z_u + t_s - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_{p2} + 2\sigma_{p1}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p1}} \right) \quad (6.6.75)$$

$$d_{p2} = h_d - Z_u - t_s + h_p - \frac{h_p}{3} \left(\frac{\sigma_{p3} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.76)$$

$$d_{p3} = h_d + h_p - Z_u - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_p + 2\sigma_{p3}}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.77)$$

6.6.1.2.4 Axe neutre dans la dalle (profilé partiellement tendu)

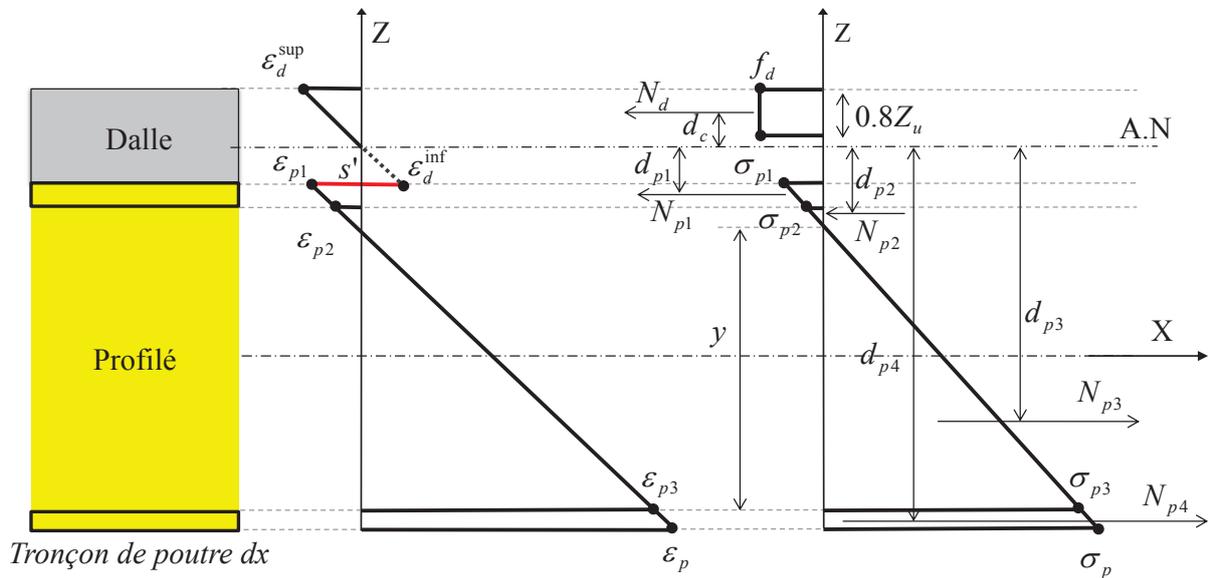


FIGURE 6.13: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-dalle-profilé partiellement tendu

Les déformations sont calculées selon la figure 6.13 et les équations suivantes, puis on en déduit les contraintes et les efforts.

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u}(Z_u - h_d) + s' \quad (6.6.78)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u}(Z_u - h_d - t_s) + s' \quad (6.6.79)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d}{Z_u}(h_d + h_p - t_s - Z_u) - s' \quad (6.6.80)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d}{Z_u}(h_d + h_p - Z_u) - s' \quad (6.6.81)$$

L'équilibre de la section nous donne la position de l'axe neutre élastique Z_u par :

$$8b_d f_d Z_u^2 + 10E_p A_p (\varepsilon_d + s') Z_u - 5E_p \varepsilon_d A_p (2h_d + h_p) = 0 \quad (6.6.82)$$

A la fin, le moment sera calculé selon l'équation :

$$M_u = N_d d_c - N_{p1} d_{p1} - N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} + N_{p4} d_{p4} \quad (6.6.83)$$

d'où

$$d_c = 0.6Z_u \quad (6.6.84)$$

$$d_{p1} = h_d - Z_u + \frac{t_s}{3} \left(\frac{2\sigma_{p2} + \sigma_{p1}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p1}} \right) \quad (6.6.85)$$

$$d_{p2} = h_d - Z_u + t_s + \frac{h_a - y}{3} \quad (6.6.86)$$

$$d_{p3} = h_d - Z_u + t_s + h_a - \frac{y}{3} \quad (6.6.87)$$

$$d_{p4} = h_d + h_p - Z_u - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_p + 2\sigma_{p3}}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.88)$$

6.6.1.2.5 Axe neutre dans l'âme du profilé (dalle entièrement comprimée)

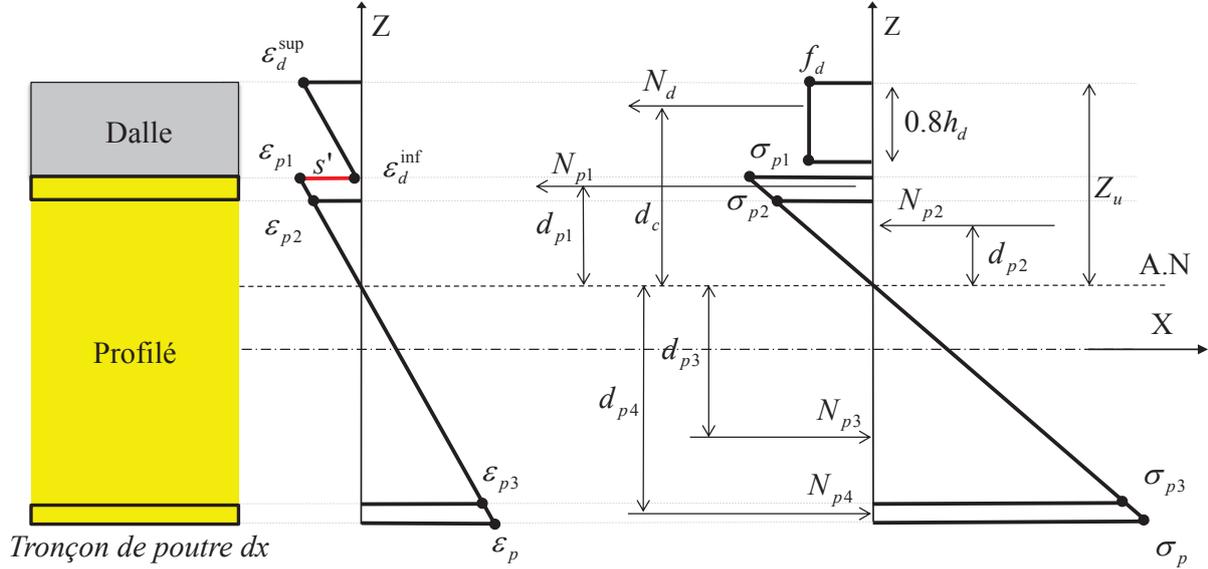


FIGURE 6.14: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-âme-dalle entièrement comprimée

Les déformations sont calculées selon la figure 6.14 et les équations suivantes, puis on en déduit les contraintes et les efforts.

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d + s'}{Z_u} (Z_u - h_d) \quad (6.6.89)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d + s'}{Z_u} (Z_u - h_d - t_s) \quad (6.6.90)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d + s'}{Z_u} (h_d + h_p - t_s - Z_u) \quad (6.6.91)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d + s'}{Z_u} (h_d + h_p - Z_u) \quad (6.6.92)$$

L'équilibre de la section nous donne la position de l'axe neutre élastique Z_u par :

$$Z_u = \frac{(\varepsilon_d + s')E_p A_p (h_d + 0.5h_p)}{0.8f_d h_d b_d + E_p A_p (\varepsilon_d + s')} \quad (6.6.93)$$

A la fin, le moment sera calculé selon l'équation :

$$M_u = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} + N_{p4} d_{p4} \quad (6.6.94)$$

d'où

$$d_c = Z_u - 0.4h_d \quad (6.6.95)$$

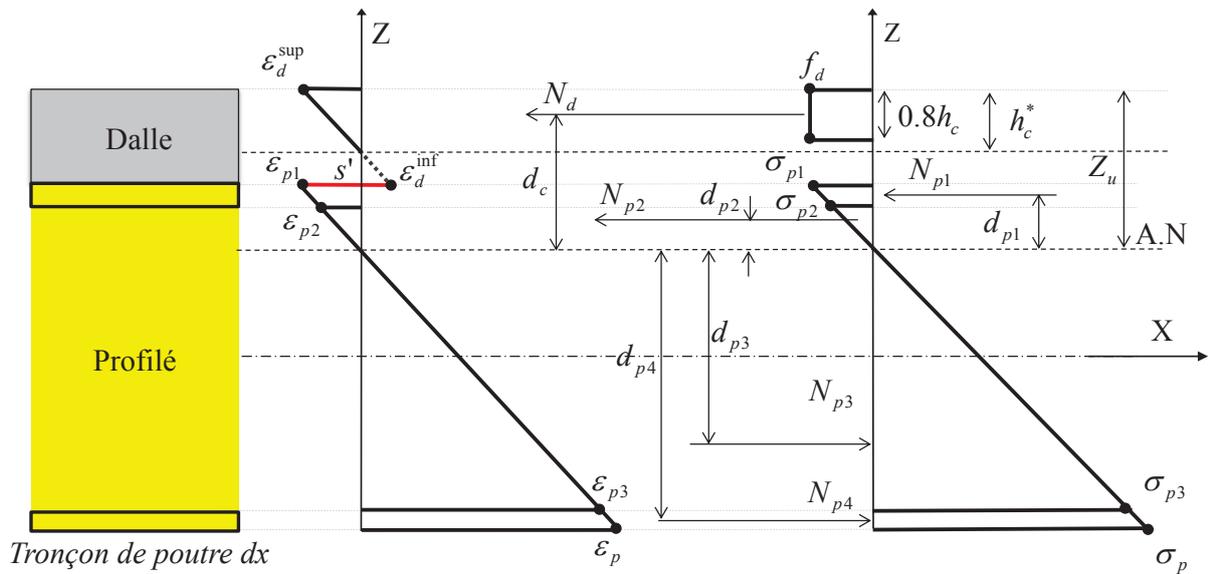
$$d_{p1} = Z_u - h_d - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_{p1} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p1}} \right) \quad (6.6.96)$$

$$d_{p2} = \frac{2}{3}(Z_u - h_d - t_s) \quad (6.6.97)$$

$$d_{p3} = \frac{2}{3}(h_d + h_p - t_s - Z_u) \quad (6.6.98)$$

$$d_{p4} = h_d + h_p - Z_u - \frac{t_s}{3} \left(\frac{2\sigma_{p3} + \sigma_p}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.99)$$

6.6.1.2.6 Axe neutre dans l'âme du profilé (dalle partiellement comprimée)



*Hauteur comprimée

FIGURE 6.15: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-âme-dalle partiellement comprimée

Les déformations sont calculées selon la figure 6.15 et les équations suivantes, puis on en déduit les contraintes et les efforts.

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d + s'}{Z_u} (Z_u - h_d) \quad (6.6.100)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d + s'}{Z_u} (Z_u - h_d - t_s) \quad (6.6.101)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d + s'}{Z_u} (h_d + h_p - t_s - Z_u) \quad (6.6.102)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d + s'}{Z_u} (h_d + h_p - Z_u) \quad (6.6.103)$$

L'équilibre de la section nous donne la position de l'axe neutre élastique Z_u par :

$$\frac{0.8b_d\varepsilon_d f_d}{\varepsilon_d + s'} Z_u^2 + E_p A_p (\varepsilon_d + s') Z_u - 0.5 E_p A_p (\varepsilon_d + s') (2h_d + h_p) = 0 \quad (6.6.104)$$

A la fin, le moment sera calculé selon l'équation :

$$M_u = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} + N_{p4} d_{p4} \quad (6.6.105)$$

d'où

$$d_c = Z_u - 0.4h_c \quad (6.6.106)$$

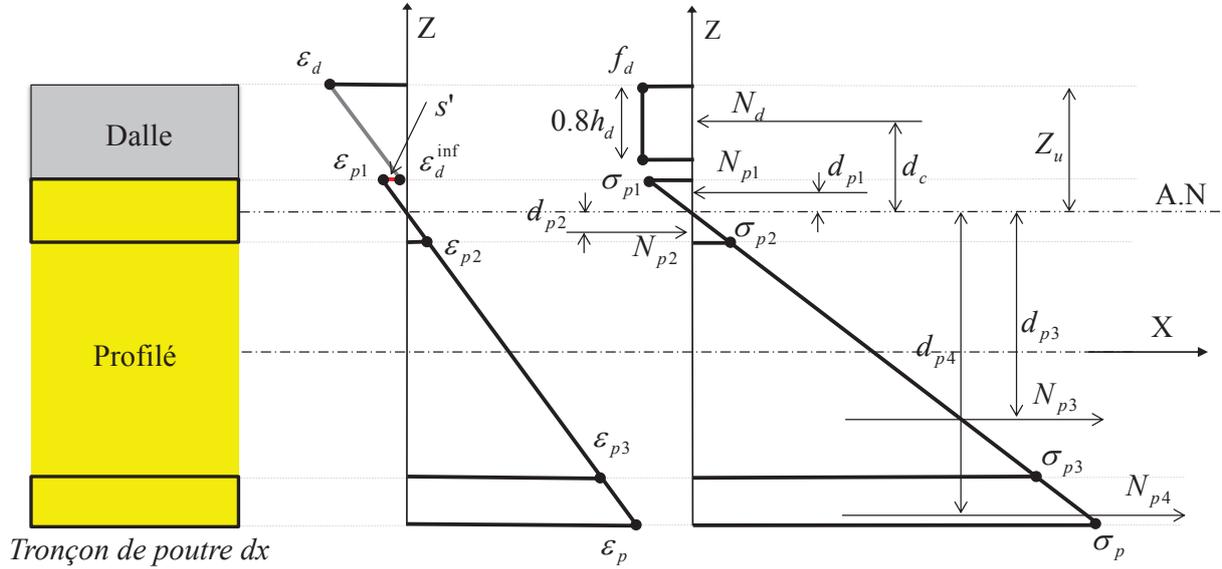
$$d_{p1} = Z_u - h_d - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_{p1} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p1}} \right) \quad (6.6.107)$$

$$d_{p2} = \frac{2}{3} (Z_u - h_d - t_s) \quad (6.6.108)$$

$$d_{p3} = \frac{2}{3} (h_d + h_p - t_s - Z_u) \quad (6.6.109)$$

$$d_{p4} = h_d + h_p - Z_u - \frac{t_s}{3} \left(\frac{2\sigma_{p3} + \sigma_p}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.110)$$

6.6.1.2.7 Axe neutre dans la semelle supérieure du profilé (dalle entièrement comprimée)



L'épaisseur des semelles est exagérée pour des raisons de clarté du dessin

FIGURE 6.16: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-semelle-dalle entièrement comprimée

Les déformations sont calculées selon la figure 6.16 et les équations suivantes, puis on en déduit les contraintes et les efforts.

$$\epsilon_{p1} = \frac{\epsilon_d + s'}{Z_u} (Z_u - h_d) \quad (6.6.111)$$

$$\epsilon_{p2} = \frac{\epsilon_d + s'}{Z_u} (h_d + t_s - Z_u) \quad (6.6.112)$$

$$\epsilon_{p3} = \frac{\epsilon_d + s'}{Z_u} (h_d + h_p - t_s - Z_u) \quad (6.6.113)$$

$$\epsilon_p = \frac{\epsilon_d + s'}{Z_u} (h_d + h_p - Z_u) \quad (6.6.114)$$

L'équilibre de la section nous donne la position de l'axe neutre élastique Z_u par :

$$Z_u = \frac{(\epsilon_d + s') E_p A_p (h_d + 0.5 h_p)}{0.8 f_d h_d b_d + E_p A_p (\epsilon_d + s')} \quad (6.6.115)$$

A la fin, le moment sera calculé selon l'équation :

$$M_u = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} + N_{p4} d_{p4} \quad (6.6.116)$$

d'où

$$d_c = Z_u - 0.4h_d \quad (6.6.117)$$

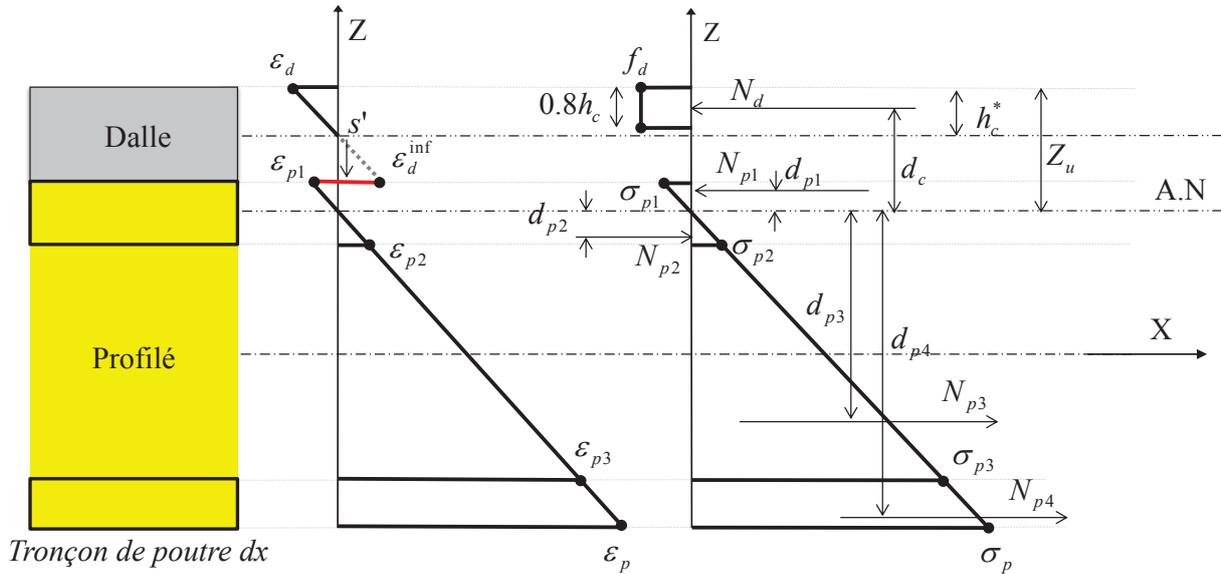
$$d_{p1} = \frac{2}{3}(Z_u - h_d) \quad (6.6.118)$$

$$d_{p2} = \frac{2}{3}(h_d + t_s - Z_u) \quad (6.6.119)$$

$$d_{p3} = h_d + h_p - Z_u - t_s - \frac{h_a}{3} \left(\frac{\sigma_{p3} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.120)$$

$$d_{p4} = h_d + h_p - Z_u - \frac{t_s}{3} \left(2 \frac{\sigma_{p3} + \sigma_p}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.121)$$

6.6.1.2.8 Axe neutre dans la semelle supérieure du profilé (dalle partiellement comprimée)



L'épaisseur des semelles est exagérée pour des raisons de clarté du dessin
**Hauteur comprimée*

FIGURE 6.17: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas AG-R-semelle-dalle partiellement comprimée

Les déformations sont calculées selon la figure 6.17 et les équations suivantes, puis on en déduit les contraintes et les efforts.

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d + s'}{Z_u}(Z_u - h_d) \quad (6.6.122)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d + s'}{Z_u}(h_d + t_s - Z_u) \quad (6.6.123)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d + s'}{Z_u}(h_d + h_p - t_s - Z_u) \quad (6.6.124)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d + s'}{Z_u}(h_d + h_p - Z_u) \quad (6.6.125)$$

L'équilibre de la section nous donne la position de l'axe neutre élastique Z_u par :

$$\frac{0.8b_d\varepsilon_d f_d}{\varepsilon_d + s'} Z_u^2 + E_p A_p (\varepsilon_d + s') Z_u - 0.5 E_p A_p (\varepsilon_d + s') (2h_d + h_p) = 0 \quad (6.6.126)$$

A la fin, le moment sera calculé selon l'équation :

$$M_u = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} + N_{p4} d_{p4} \quad (6.6.127)$$

d'où

$$d_c = Z_u - 0.4h_c \quad (6.6.128)$$

$$d_{p1} = \frac{2}{3}(Z_u - h_d) \quad (6.6.129)$$

$$d_{p2} = \frac{2}{3}(h_d + t_s - Z_u) \quad (6.6.130)$$

$$d_{p3} = h_d + h_p - Z_u - t_s - \frac{h_a}{3} \left(\frac{\sigma_{p3} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.131)$$

$$d_{p4} = h_d + h_p - Z_u - \frac{t_s}{3} \left(\frac{2\sigma_{p3} + \sigma_p}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (6.6.132)$$

6.6.2 Ruine par cisaillement à l'interface

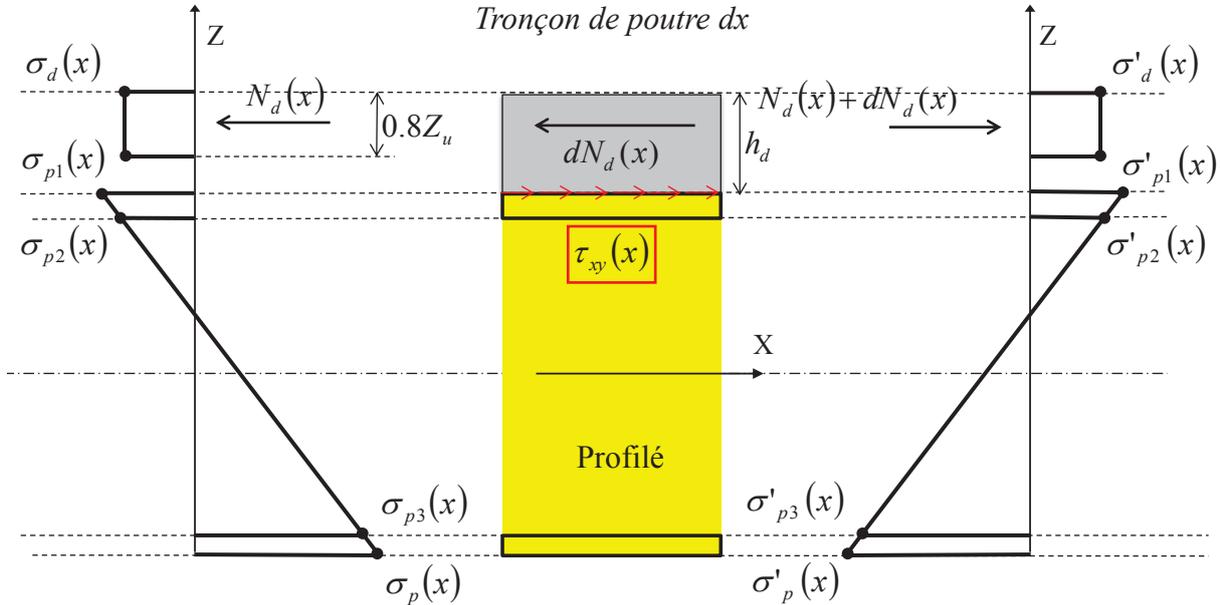


FIGURE 6.18: L'équilibre d'un tronçon dx par l'effort rasant après la plastification du béton

De façon analogue au cas élastique, on utilise la notion d'effort rasant à l'interface. Dans ce travail, nous admettons que la ruine par cisaillement se produit soit dans la phase élastique (le calcul de la contrainte est détaillé en section 6.5.4), soit juste avant la ruine par rotule plastique. On admet dans ce cas le même diagramme de contraintes (figure 6.18).

Après la plastification du béton, la contrainte du béton sera considérée uniforme sur toute la hauteur plastifiée. Donc N_d sera calculé à partir de cette valeur par la relation $N_d = 0.8\sigma_d b_d Z_u$. En divisant cet effort par la surface concernée, on obtient la contrainte de cisaillement à l'interface.

La contrainte de cisaillement à rupture obtenue est donc une contrainte moyenne que l'on peut considérer comme un indicateur car nous savons que la contrainte de cisaillement à l'interface n'est pas uniforme. Cet indicateur peut alors être comparé à une valeur limite donnée (par exemple celle déduite des essais push-out ou bien une valeur réglementaire). Cette méthode présente l'avantage de la simplicité mais elle ne tient pas en compte des pics de contrainte éventuels et des éventuels effets de traction perpendiculaire.

6.7 Confrontation entre la modélisation et l'expérience

6.7.1 Calcul des modules E_p et G_p

Vu que les essais pour caractériser le module du profilé en cisaillement G_p ne sont pas encore faits, on a pris le module du profilé en traction E_p obtenu en section 2.4 et il nous a servi à obtenir G_p à partir des résultats de flexion en 3 points faites sur les profilés Pu_1, Pu_2 et Pu_3 .

La valeur moyenne obtenue lors des essais de traction sur des éprouvettes des profilés en traction uniaxiale est 30 GPa environ. Cette valeur ainsi que les résultats expérimentaux de la flèche sont utilisés dans l'équation suivante de la flèche pour déterminer la valeur de G_p .

$$f(x) = -\frac{1}{E_p I_p} \left(\frac{F x^3}{12} - \frac{F L^2 x}{16} \right) + \frac{K F x}{4 A_a G_p} \quad (6.7.1)$$

La valeur de G_p finalement obtenue est 2.6 GPa. Les figures 6.19 à 6.21 montrent la comparaison entre les résultats expérimentaux des essais de flexion en 3 points sur Pu_1, Pu_2 et Pu_3 et les courbes analytiques de la flèche avec $E_p = 30$ GPa et $G_p = 2.6$ GPa. Rappelons que les portées de Pu_1, Pu_2 , et Pu_3 sont 2 m, 2.6 m, et 4.8 m respectivement. La poutre Pu_3 est le profilé utilisé pour construire la poutre hybride PB7.

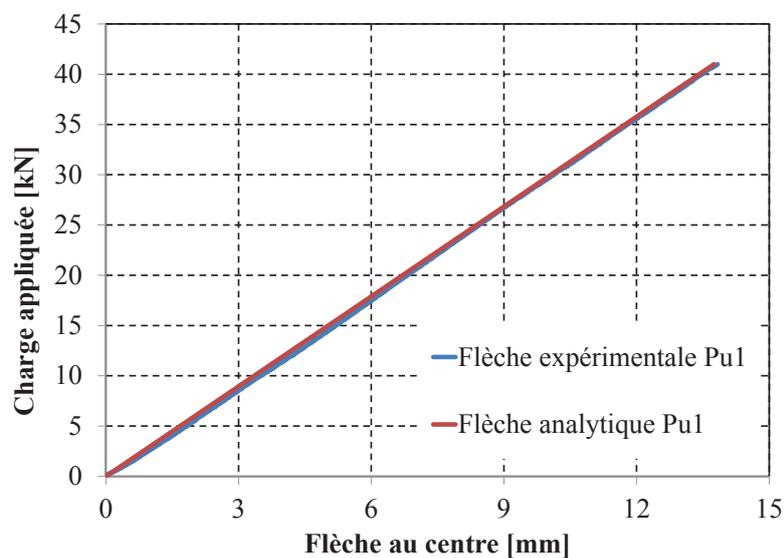


FIGURE 6.19: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour Pu_1

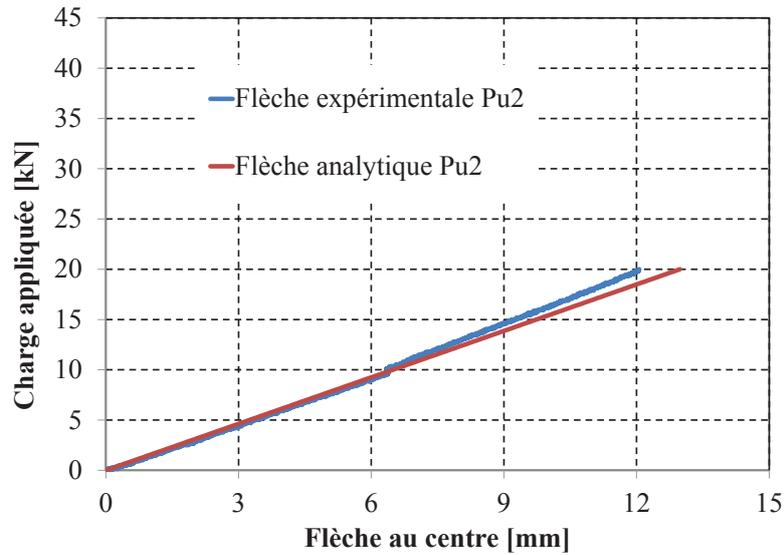


FIGURE 6.20: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour Pu_2

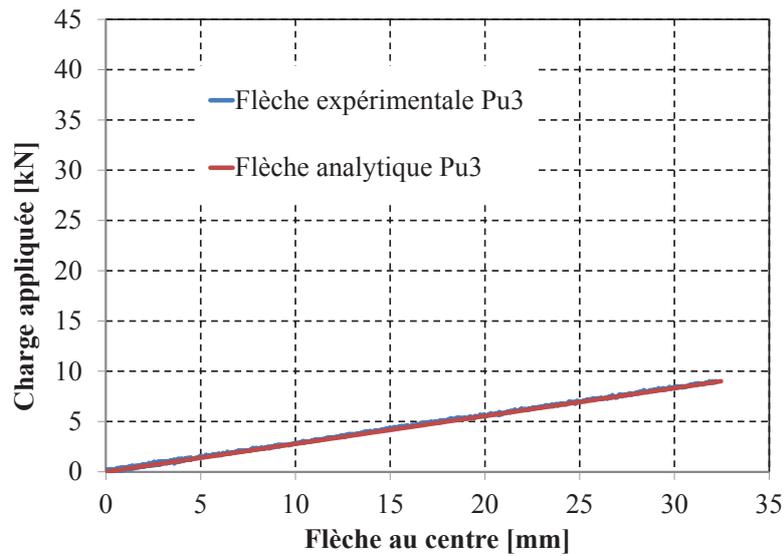


FIGURE 6.21: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour Pu_3

On remarque qu'en appliquant les deux valeurs des modules ci-dessus, on obtient des courbes analytiques qui sont confondues avec les courbes expérimentales. Concernant la figure 6.20, on remarque un saut inexplicable de la charge à 10 kN environ. Malgré cela, on note que la courbe analytique dans la phase précédente de 10 kN représente parfaitement avec les mesures expérimentales. Il est à noter aussi que le profilé Pu_3 est différent des deux autres. Néanmoins, la différence entre les deux courbes (figure 6.21) est négligeable. On peut donc dire que les valeurs des modules sont fiables pour être appliquées dans la modélisation de l'ensemble des poutres. Dans le tableau 6.2, on donne la comparaison entre les déformations mesurées et celles calculées.

	Pu1 (2.0 m)		Pu2 (2.6 m)		Pu3 (4.8 m)	
	Mesures	Calcul	Mesures	Calcul	Mesures	Calcul
Déformation en fibre sup ($\mu\text{m}/\text{m}$)	-669	-700	-838	-915	-1602	-1700
Déformation en fibre inf ($\mu\text{m}/\text{m}$)	757	700	954	915	1675	1700
Contrainte en fibre sup (MPa)	-20.1	-21.0	-25.1	-27.5	-48.1	-52.3
Contrainte en fibre inf (MPa)	22.7	21.0	28.6	27.5	50.3	52.3

Tableau 6.2: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour Pu1, Pu2, et Pu3 pour une charge de 10kN

6.7.2 Paramètres des poutres testées

Nous avons simulé l'ensemble des poutres testées avec les modèles analytiques présentés ci-dessous. Les paramètres retenus pour les simulation sont issus de la géométrie, des essais de caractérisation des matériaux et des interfaces. Ils sont donnés dans le tableau 6.3.

	PB1	PB2	PB3	PB4	PB5	PB6	PB7/8	1/2 BPB1
L (mm)	2.00E+03	2.00E+03	4.80E+03	4.80E+03	4.80E+03	2.61E+03	4.80E+03	4.80E+03
L _c (mm)	2.00E+03	2.00E+03	4.80E+03	3.77E+03	4.80E+03	2.13E+03	4.80E+03	4.80E+03
k _c (N/mm)	x	1.28E+04	1.28E+04	1.28E+04	x	x	x	x
n	x	2.00E+00	2.00E+00	2.00E+00	x	x	x	x
p (mm)	x	1.00E+02	1.00E+02	1.00E+02	x	x	x	x
k (N/mm ²)	x	2.55E+02	2.55E+02	2.55E+02	x	x	x	x
E _p (N/mm ²)	3.00E+04							
G _p (N/mm ²)	2.60E+03							
b _p (mm)	1.02E+02	1.02E+02	1.02E+02	1.02E+02	1.02E+02	1.02E+02	1.00E+02	1.00E+02
h _p (mm)	2.03E+02	2.03E+02	2.03E+02	2.03E+02	2.03E+02	2.03E+02	2.00E+02	2.00E+02
t _s (mm)	1.00E+01							
t _a (mm)	1.00E+01							
h _a (mm)	1.83E+02	1.83E+02	1.83E+02	1.83E+02	1.83E+02	1.83E+02	1.80E+02	1.80E+02
A _a (mm ²)	1.83E+03	1.83E+03	1.83E+03	1.83E+03	1.83E+03	1.83E+03	1.80E+03	1.80E+03
A _s (mm ²)	1.02E+03	1.02E+03	1.02E+03	1.02E+03	1.02E+03	1.02E+03	1.00E+03	1.00E+03
A _p (mm ²)	3.87E+03	3.87E+03	3.87E+03	3.87E+03	3.87E+03	3.87E+03	3.80E+03	3.80E+03
d _s (mm)	9.65E+01	9.65E+01	9.65E+01	9.65E+01	9.65E+01	9.65E+01	9.50E+01	9.50E+01
I _p (mm ⁴)	2.41E+07	2.41E+07	2.41E+07	2.41E+07	2.41E+07	2.41E+07	2.29E+07	2.29E+07
E _d (N/mm ²)	3.39E+04	3.16E+04	3.28E+04	3.47E+04	3.44E+04	3.17E+04	3.21E+04	3.51E+04
b _d (mm)	3.00E+02	3.00E+02	6.00E+02	6.00E+02	6.00E+02	6.00E+02	6.00E+02	6.00E+02
h _d (mm)	4.30E+01	4.30E+01	7.00E+01	7.00E+01	7.00E+01	7.00E+01	7.00E+01	7.00E+01
A _d (mm ²)	1.29E+04	1.29E+04	4.20E+04	4.20E+04	4.20E+04	4.20E+04	4.20E+04	4.20E+04
I _d (mm ⁴)	1.97E+08	1.97E+08	8.00E+08	8.00E+08	8.00E+08	8.00E+08	7.83E+08	7.83E+08
S _d (mm ³)	1.59E+06	1.59E+06	5.73E+06	5.73E+06	5.73E+06	5.73E+06	5.67E+06	5.67E+06
f _d (N/mm ²)	4.24E+01	3.35E+01	3.80E+01	4.57E+01	4.42E+01	3.37E+01	3.52E+01	4.76E+01
I _{Gd} (mm ⁴)	1.99E+06	1.99E+06	1.72E+07	1.72E+07	1.72E+07	1.72E+07	1.72E+07	1.72E+07
h (mm)	2.46E+02	2.46E+02	2.73E+02	2.73E+02	2.73E+02	2.73E+02	2.70E+02	2.70E+02
A (mm ²)	1.68E+04	1.68E+04	4.59E+04	4.59E+04	4.59E+04	4.59E+04	4.58E+04	4.58E+04
Z _c (mm)	4.73E+01	4.88E+01	4.56E+01	4.51E+01	4.52E+01	4.60E+01	4.55E+01	4.47E+01
Z _f (mm)	4.71E+01	4.85E+01	3.94E+01	3.85E+01	3.87E+01	4.01E+01	3.93E+01	3.78E+01
I _{eq} (mm ⁴)	7.26E+07	7.18E+07	1.09E+08	1.11E+08	1.11E+08	1.09E+08	1.05E+08	1.07E+08

Tableau 6.3: Les paramètres des poutres

Les valeurs de f_d obtenues lors des essais de compression sur des cubes sont transformées pour être compatible avec des essais de compression sur des cylindres selon l'EC2. Par exemple, une $f_d = 50$ MPa obtenue sur des cubes est mise 40 MPa dans la modélisation.

Les équations utilisées pour modéliser le comportement élastique selon les deux type d'analyse, sans et avec glissement, sont celles des sections 6.5.1 et 6.5.2. La section centrale de PB1 et PB2 est située à $x = 1000$ mm. La section centrale de PB3, PB4, et PB5 est située à $x = 2400$ mm. La section centrale de PB6 est située à $x = 1305$ mm. La section nord de PB3, PB4, et PB5 est située à $x = 1500$ mm. Les deux forces symétriques en flexion 4 points sont appliquées à une distance de $a = 1520$ mm des extrémités dans le cas de PB3, PB4 et PB5 et à $a = 870$ mm dans le cas de PB6.

Les poutre PB1, PB4 et PB6 sont des poutres collées. Comme on a vu avec les essais push-out, la connexion par collage peut être considérée comme une connexion parfaite. Donc on ne va appliquer que l'analyse sans glissement pour ces poutres.

Les poutres PB2 et PB3 sont des poutres boulonnées. Comme on a vu avec les essais push-out, la connexion par boulonnage permet le glissement à l'interface. On va donc appliquer les deux types d'analyse pour ces deux poutres. La rigidité linéique à l'interface est prise égale à 12.75 kN/mm.

La poutre PB5 est une poutre collée et boulonnée. La rigidité linéique sur les parties de l'interface boulonnées vaut 12.75 kN/mm. Par contre, l'analyse avec glissement ne peut pas être appliquée dans ce cas car la rigidité n'est pas uniforme le long de la poutre et le nombre de boulons ne permet pas résister la redistribution des charges à l'interface après le décollement.

Remarque 1 : Tous les calculs élastiques ont été effectués avec l'origine du repère local située au centre de gravité du profil. Mais, les altitudes qui sont données dans les tableaux de résultats ont pour origine la fibre inférieure du profilé.

Remarque 2 : Les contraintes expérimentales sont le résultat de la multiplication des déformations mesurées par les modules du tableau 6.3.

La confrontation essais/modèles a été faites pour toutes les poutres. nous donnons ci après les comparaisons pour les poutres PB3 et PB4, d'autres résultats sont donnés dans l'annexe B6.

6.7.3 En élastique - flexion 3 et 4 points

Nous donnons pour PB3, dans les tableaux 6.4 et 6.5 la comparaison détaillée entre essais et calculs dans les 2 sections de mesures. Le pourcentages d'erreur de PB3 et PB4 sont donné dans les tableaux 6.6 à 6.9.

POUTRE PB3 (élastique en SC)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	17.33	28.89	19.05	31.75	flèche tot (21.73)	flèche tot (37.85)
Flèche en mm (effort tranchant)	4.79	7.99	4.79	7.99		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000317	-0.000528	-0.000326	-0.000543	-0.000236	-0.000377
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000170	0.000283	0.000183	0.000304	0.000170	0.000284
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000239	0.000398	0.000185	0.000308	0.000284	0.000497
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000875	0.001458	0.000849	0.001415	0.000939	0.001624
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.001580	0.002633	0.001586	0.002644	0.001655	0.002862
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-10.40	-17.34	-10.69	-17.82	-7.75	-12.38
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	5.57	9.28	6.00	9.99	5.58	9.33
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	7.17	11.95	5.55	9.24	8.52	14.91
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	26.24	43.73	25.48	42.46	28.17	48.72
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	47.39	78.99	47.58	79.31	49.65	85.85
La dérivée de glissement s' en (x=L/2)	x	x	0.000074	0.000123	x	x
Le glissement s en (x=0) (mm)	x	x	0.26	0.43	0.252/ 0.105	0.461/ 0.331
Effort par boulon (kN)	0.00	0.00	≈ 0.00	≈ 0.00	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 227.40		+ 228.00		x	x

Tableau 6.4: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB3 - section centrale

POUTRE PB3 (élastique en SN)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	14.52	24.20	16.04	26.73	flèche tot (17.40)	flèche tot (30.70)
Flèche en mm (effort tranchant)	4.73	7.88	4.73	7.88		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000313	-0.000521	-0.000350	-0.000583	-0.000321	-0.000542
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000167	0.000279	0.000222	0.000371	0.000228	0.000237
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000236	0.000393	0.000009	0.000015	0.000173	0.000280
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000863	0.001439	0.000756	0.001261	0.000878	0.001522
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.001559	0.002598	0.001586	0.002643	0.001745	0.003035
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-10.26	-17.11	-11.48	-19.14	-10.54	-17.80
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	5.49	9.16	7.30	12.17	7.49	7.78
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	7.08	11.79	0.26	0.44	5.19	8.40
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	25.89	43.16	22.69	37.82	26.34	45.66
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	46.77	77.95	47.57	79.28	52.35	91.05
La moyenne du glissement s dans la zone cisailée(mm)	x	x	0.20	0.33	x	x
Effort par boulon (kN)	3.30	5.60	2.50	4.20	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 227.40		+ 230.00		x	x

Tableau 6.5: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB3 - section nord (x=1500 mm)

		Flexion 4 points (élastique)			
		SC			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
$\frac{ \text{Mesure-calcul} }{ \text{Mesure} }$ (%)	Flèche totale	1.79	9.71	2.56	4.99
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	34.23	37.97	40.04	43.94
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.29	7.43	0.52	7.17
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	15.85	34.91	19.86	38.01
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	6.86	9.57	10.24	12.85
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	4.55	4.16	7.99	7.62

Tableau 6.6: Bilan de confrontation pour la section centrale de PB3 en flexion 4 points

		Flexion 4 points (élastique)			
		SN			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
$\frac{ \text{Mesure-calcul} }{ \text{Mesure} }$ (%)	Flèche totale	10.62	19.36	4.49	12.74
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	2.62	8.92	3.87	7.52
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	26.63	2.50	17.64	56.33
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	36.32	94.97	40.38	94.82
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	1.69	13.86	5.48	17.18
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	10.66	9.13	14.39	12.92

Tableau 6.7: Bilan de confrontation pour la section nord de PB3 en flexion 4 points

		Flexion 3 points (élastique)			
		SN			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
$\frac{ Mesure-calcul }{ Mesure }$ (%)	Flèche totale	9.73	x	8.86	x
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	48.17	x	35.65	x
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	16.43	x	3.07	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	14.83	x	0.19	x
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	12.18	x	14.91	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	13.77	x	15.40	x

Tableau 6.8: Bilan de confrontation pour la section nord de PB4 en flexion 3 points

		Flexion 4 points (élastique)			
		SC			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
$\frac{ Mesure-calcul }{ Mesure }$ (%)	Flèche totale	16.56	x	11.01	x
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	21.77	x	15.32	x
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	44.98	x	53.30	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	21.06	x	5.69	x
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	4.76	x	7.19	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	3.89	x	6.38	x

Tableau 6.9: Bilan de confrontation pour la section centrale de PB4 en flexion 4 points

On remarque que le calcul donne des résultats acceptable en domaine élastique surtout dans le profilé. Toutefois, des différences importantes sont obtenues au niveau de l'interface. Cela peut être à cause de fissuration du béton en dalle inférieure. Le modèle avec glissement surestime les valeurs des déformations et la flèche également. Cela peut être à cause d'une surestimation de la valeur de glissement engendrée par une valeur de rigidité linéique pas précise. Globalement, quand on s'éloigne du point d'application des charges, les écarts sont moins importants.

6.7.4 A la ruine - flexion 3 points en section centrale

POUTRE PB3 (Ruine en SC)	Sans glissement	Avec glissement	Expérimentale
Mode de ruine	Compression béton	Compression béton	Compression béton
Effort par boulon (kN)	19.2	17.9	x
Force ultime (kN)	159	155	112
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	0.0035	0.0035	0.003374
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.001900	0.000914	0.000892
Déformation Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	0.001665	0.00758	0.006651
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.015	0.0149	0.01274
La dérivée de glissement S' en (L/2) @ 6.5T	x	0.0014	x
Le glissement S en (x=0) (mm) @ 6.5T	x	0.5646	0.754/0.511
Position de l'axe neutre plastique (mm)	+ 221.33	+ 224.85	≈ + 233

Tableau 6.10: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB3

POUTRE PB4 (Ruine en SC)	Sans glissement	Avec glissement	Expérimentale
Mode de ruine	Compression béton	x	cisaillement interface
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	5.46	x	x
Force ultime (kN)	177	x	86
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	0.0035	x	0.002502
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.0024	x	0.002657
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.0165	x	0.008526
Position de l'axe neutre plastique (mm)	+ 225.14	x	+ 225.00

*Le calcul est effectué en tenant compte des réservations.

Tableau 6.11: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB4

Pour PB3, le modèle avec glissement réussit à donner des valeurs des déformations et une position de l'axe neutre proches de celles obtenues expérimentalement. Par contre, la force ultime est différente de la force à la ruine malgré que le même mode de ruine est obtenu. Aucune explication claire ne peut être avancée à ce jour. On constate également que l'effort par boulon calculé est plus faible que celui mesuré lors des essais push-out ce qui est cohérent avec le mode de ruine.

La poutre PB4 est une poutre collée. Comme on l'a vu avec les essais push-out, la connexion par collage peut être considérée comme une connexion parfaite. Donc, on ne va appliquer que l'analyse sans glissement. La comparaison des déformations, force ultime, et la position de l'axe neutre montre des différences importantes entre les résultats analytique et les mesures. C'est simplement lié au fait que la théorie prévoit un mode de ruine par rotule plastique et écrasement du béton alors que la ruine réelle s'est produite prématurément par cisaillement à l'interface. Toutefois la contrainte moyenne ultime de cisaillement calculée à la ruine est plus faible que celle obtenue lors des essais push-out : le comportement à l'interface dans une poutre en flexion semble donc très différent de celui généré lors des essais push out. Si on calcul la contrainte de cisaillement moyenne pour la charge de ruine expérimentale à partir des mesures de déformations en fibre supérieure et de la position de l'axe neutre, on obtient une valeur d'environ 3.3 MPa ce qui est proche de la résistance en traction du béton mesurée. La même conclusion peut être obtenue par PB6.

6.7.5 Bilan

6.7.5.1 Domaine élastique

6.7.5.1.1 Calcul de la flèche

Les écarts entre les mesures et le calcul sont inférieures à 10 %. Ce modèle peut être adapté pour le calcul de la flèche étant donné que pour 2 configurations d'essai et pour 3 portées différentes, le modèle l'a bien estimée.

6.7.5.1.2 Calcul de déformations

D_{sup}

Les écarts entre les mesures et le calcul sont très importants pour la plupart des essais. Ces écarts peuvent être expliqués par la proximité des charges ponctuelle des jauges des déformations notamment en SC et la supposition que le comportement du béton reste linéaire sur toute la phase élastique.

D_{inf} et P_{sup}

Ces écarts peuvent être expliqués par la proximité des charges ponctuelle des jauges des déformations. De plus, notre analyse ne prend pas en compte la fissuration du béton en phase élastique et néglige l'acier longitudinal. Le comportement à proximité de l'interface peut être influencé par ces paramètres.

P_{mil} et P_{inf}

Pour la plupart des essais, les écarts entre les mesures et le calcul sont acceptables.

6.7.5.1.3 Comparaison entre sans et avec glissement

Pour PB2 les valeurs données par le modèle avec glissement sont plus proches des mesures que celles données par le modèle sans glissement. Cependant, dans le cas de PB3, le modèle sans glissement donne des valeurs plus proches des mesures. Cette différence reste surprenante.

6.7.5.2 Comportement à la ruine

Dans le cas de PB2 et PB3, où la rupture a eu lieu en compression du béton, les deux analyses, sans et avec glissement, sur-estiment la charge ultime. Les écarts concernant les déformations dans le profilé sont moins importants. La résistance ultime du béton en compression peut être une raison ainsi que l'approximation du comportement du béton à l'état ultime. Toutefois, la comparaison entre le calcul et l'expérience d'une poutre dans la littérature (HB1 dans [Correia *et al.*, 2009a]) présentée en Annexe B6 donne des résultats acceptables.

Pour les poutres collées, le dimensionnement est fait selon les résultats des essais push-out. Ces essais ont montré une contrainte ultime moyenne en cisaillement à l'interface de 8 MPa. En revanche, les poutres PB4 et PB6 ont présenté des modes de ruine par cisaillement à l'interface pour des contraintes moins importantes (3 MPa et 3.8 MPa respectivement : voir paragraphe 5.2.2.10.2). Toutefois, dans les modèles, les contraintes de cisaillement à l'interface pour obtenir un écrasement du béton sont beaucoup plus importantes (50 %) que les contraintes expérimentales. Cela peut expliquer la différence obtenue entre la théorie et l'expérience.

Pour les poutres avec une connexion mixte, la représentation de la connexion comme collée en considérant que le cas "sans glissement" n'est pas précise. Cependant, modéliser la connexion avec des valeurs de rigidité différentes le long de la poutre est une opération compliquée. La distribution des efforts entre la colle et les boulons ne peut pas être modélisée de façon évidente surtout que on a observé une participation du boulon dès le début de chargement dans la poutre PB5.

Chapitre 7

Simulation numérique par la méthode des Éléments Finis

Anything which can be counted is finite and will come to an end.

Ali ibn abi talib (as)

7.1 Introduction

Pour essayer d'expliquer les observations expérimentales et les écarts mesures/calcul analytique sur les poutres, nous avons effectué une modélisation avec la méthode des éléments finis. Dans ce chapitre, on présentera le modèle numérique proposé et les résultats de confrontation mesures/modèle.

La méthode des éléments finis est basée sur un algorithme discret mathématique qui permet de rechercher une solution approchée d'une équation aux dérivées partielles sur un domaine compact avec conditions aux limites connues. Cette méthode est largement appliquée et utilisée par les chercheurs et ingénieurs. Le lecteur pourra approfondir la lecture en consultant les références suivantes : [Strang et Fix, 1973] et [Zienkiewicz *et al.*, 1977].

Cette méthode permet d'analyser les phénomènes mécaniques et physiques avec une bonne précision à condition que les paramètres et caractéristiques physiques des matériaux utilisés dans la simulation soient fiables. Des logiciels commerciaux (et gratuits) qui utilisent cette méthode sont à disposition. Les phénomènes mécaniques sont vastes, quelques logiciels présentent des avantages sur les autres. En modélisation 1D ou 2D, la résolution des problèmes en générale n'est pas complexe. Avec l'introduction des éléments 3D, la complexité du problème augmente ainsi que le temps de calcul. Les défis sont : choisir la bonne méthode de calcul, choisir la bonne représentation d'éléments, introduire les bons paramètres et optimiser le modèle (maillage, énergie...). Le choix du logiciel sera fait selon la disponibilité et les modèle des matériaux voulus. Dans notre cas, le logiciel Abaqus sera utilisé.

7.2 Présentation du modèle

7.2.1 Choix de la méthode

Le logiciel Abaqus est disponible sous deux sous-produits : Abaqus Standard et Abaqus Explicite. La principale différence entre les deux est la méthode de calcul : Abaqus Standard adapte la méthode implicite.

Généralement, une analyse non linéaire d'une géométrie et, ou d'un matériau nécessite des incréments de la charge (ou de déplacement). À la fin de chaque incrément, la géométrie de la structure change et éventuellement le matériau change de comportement (phase non linéaire-plastification). Chacun de ces phénomènes (le changement de géométrie ou le changement de comportement) doit être pris en compte quand la matrice de rigidité est réactualisée pour l'incrément suivant dans l'analyse.

Une analyse explicite effectue l'incrément et à la fin de chaque incrément, réactualise la matrice de rigidité en fonction des changements de géométrie (s'il y a lieu) et la modification de comportement (le cas échéant). En conséquence, une nouvelle matrice de rigidité est construite et l'augmentation de charge (ou déplacement) suivante est appliquée au système. Dans ce type d'analyse, l'espoir est que si les incréments sont assez petits, les résultats seront précis. Un problème avec cette méthode est qu'on a besoin de nombreux petits incréments pour une bonne précision et cela prend beaucoup de temps. Si le nombre d'incréments n'est pas suffisant, la résolution tend à diverger. De plus, ce type d'analyse ne peut résoudre certains problèmes. À moins d'être assez sophistiqué, il ne réussira pas à faire un chargement cyclique. Généralement, il est adaptée pour

l'analyse des structures sous des sollicitations dynamiques.

Une analyse "implicite" est identique à celle "explicite" mais, après chaque incrément, l'analyse utilise les itérations de Newton-Raphson pour imposer l'équilibre de la structure interne avec les charges externes. Ce type d'analyse tend à être plus précis et peut prendre des incréments un peu plus importants. Un inconvénient de la méthode est que, lors des itérations Newton-Raphson, il faut mettre à jour et reconstruire la matrice de rigidité pour chaque itération. Cela peut être coûteux en terme de temps de calcul. Des techniques comme utiliser Newton-Raphson modifié sont recommandée pour réduire le temps de calcul. Enfin, si elles sont correctement effectuées, ces itérations auront un taux de convergence quadratique très souhaitable. Cette analyse est adaptée notamment pour des chargements cycliques et statiques. Le lecteur peut consulter [De Borst *et al.*, 2012] pour plus d'informations sur les deux méthodes.

Il existe cependant certains problèmes quasi statiques, comme le nôtre, qui peuvent être bien simulés avec l'une ou l'autre méthode d'analyse. Typiquement, il s'agit de problèmes qui seraient habituellement résolus avec l'analyse implicite, mais pourraient avoir des difficultés de convergence en raison de la complexité des matériaux ou des contacts, ce qui entraînerait un grand nombre d'itérations. Néanmoins, vu que la modélisation de l'interface est la plus compliquée dans notre cas, il faut trouver la méthode la plus adaptée.

Dans l'analyse implicite, le solveur doit itérer pour satisfaire toutes les conditions de contact. La réduction d'un incrément se produira si les conditions de contact ne peuvent être satisfaites dans un nombre raisonnable d'itérations. Les modèles tridimensionnels ont un grand nombre de points de contact possibles et la modification des conditions de contact peut entraîner des incréments de temps extrêmement petits ou des difficultés de convergence. Cependant, dans la méthode explicite, l'incrément est indépendant de nombre des points de contact et sa complexité. En conséquence, une analyse explicite sera effectuée pour modéliser le problème.

7.2.2 Paramètres de simulation

7.2.2.1 Application douce de chargement "Smooth step data"

Une solution quasi statique est favorisée par l'application de charges de façon progressive parce que le chargement instantané peut induire la propagation des ondes de contraintes à travers le modèle, produisant des résultats indésirables. Le fait d'accélérer le chargement progressivement à partir de zéro minimise ces défauts effets. De même, décélérer le chargement jusqu'à zéro est recommandé pour les mêmes raisons. Pour cela, Abaqus explicite peut calculer les amplitudes en se basant sur "smooth step" [Documentation, 2010]. L'amplitude « a » est définie entre deux points consécutifs (t_i, A_i) et (t_{i+1}, A_{i+1}) , pour $t_i \leq t \leq t_{i+1}$ comme

$$a = A_i + (A_{i+1} - A_i)\xi^3(10 - 15\xi + 6\xi^2) \quad (7.2.1)$$

Tel que $\xi = (t - t_i)/(t_{i+1} - t_i)$. En conséquence $a = A_i$ à t_i et $a = A_{i+1}$ à t_{i+1} .

7.2.2.2 Équilibre d'énergies "Energy balance"

Une équation d'équilibre énergétique peut être utilisée pour évaluer si la simulation donne une réponse quasi statique appropriée. Dans un problème quasi statique, les forces d'inertie ainsi que l'énergie cinétique sont négligeables. Avec l'augmentation de la charge, la réponse devient moins statique et plus dynamique et ensuite, l'énergie cinétique devient significative. L'énergie cinétique

du matériau déformant ne doit pas dépasser une 1-5 % de son énergie interne dans une analyse quasi-statique.

7.2.2.3 Mise à l'échelle de masse "Mass scaling"

Lorsque le chargement s'accélère pour modéliser efficacement un problème quasi-statique, les déformations des matériaux calculés dans la simulation sont artificiellement élevées par le même facteur appliqué pour augmenter le chargement. Ceci n'est pas pertinent si le matériau est insensible aux déformations, et si la sensibilité au taux de déformation est en cours de modélisation, des solutions erronées peuvent être engendrées. Il est généralement souhaitable d'analyser un modèle dans sa période de temps naturelle, cela peut être réalisé grâce à la mise à l'échelle de masse.

7.2.2.4 Pression visqueuse

Le chargement de pression visqueuse (VP) est un moyen très efficace pour amortir les effets dynamiques rapidement et atteindre l'équilibre quasi-statique dans un nombre minimal des incréments. Le choix du coefficient de pression visqueuse C_v est crucial pour utiliser la technique effectivement. Généralement, C_v est égal à un petit pourcentage (1 ou 2 %).

7.2.3 Modèles des matériaux

7.2.3.1 Le béton

Dans Abaqus, on trouve 3 modèles permettant de modéliser le comportement du béton : le modèle CDP (Concrete Damaged Plasticity), le modèle SCM (Smearred Cracking model) et le modèle BCM (Brittle Cracking Model). Le modèle SCM est disponible uniquement dans Abaqus/Standard (Implicite). Le modèle BCM est disponible dans Abaqus/Explicit mais il est destiné aux applications dans lesquelles le comportement du béton est dominé par la fissuration et l'écrasement n'est pas crucial. En compression, le modèle suppose un comportement élastique. En conséquence, le modèle adapté pour notre problème sera le CDP. Il est basé sur l'hypothèse d'endommagement scalaire (isotrope) et est conçu pour des applications dans lesquelles le béton est soumis à des conditions de charge quelconques, y compris le chargement cyclique. Le modèle prend en compte la dégradation de la rigidité élastique induite par la déformation plastique à la fois en traction et en compression.

Le modèle CDP est une modification de l'hypothèse de Drucker-Prager. La section des contraintes déviatoriques étant cercle initialement dans cette hypothèse, [Lubliner *et al.*, 1989, Lee et Fenves, 1998] ont proposé sa modification en introduisant un facteur k_c : le rapport des distances entre l'axe hydrostatique et le méridien de compression et celui de traction respectivement [Kmieciak et Kamiński, 2011]. La valeur est prise égale à 2/3 [Documentation, 2010]. Selon cette valeur, la surface de potentiel plastique dans le plan méridien prend la forme d'une hyperbole. La forme est ajustée par excentricité. Sa valeur peut être calculée par le rapport entre la résistance en traction et celle en compression. La valeur recommandée par Abaqus [Documentation, 2010] est 0.1. Un autre paramètre est le ratio σ_{b0}/σ_{c0} , le rapport entre la résistance en compression bi-axiale et la résistance en compression uni axiale. Cette valeur est 1.16 en s'appuyant sur les résultats expérimentaux obtenus par [Kupfer *et al.*, 1969]. Le dernier paramètre est l'angle de la dilatation. Physiquement, ce paramètre correspond à l'angle de frottement du béton. La valeur pris dans cette étude est 36 degrés.

Le modèle CDP suppose que la traction uni-axiale et la compression du béton sont caractérisées par l'endommagement plastique. Les déformations inélastiques en compression $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$, et la déformation de fissuration "cracking strain" en traction $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$ (voir figure 7.1), sont demandées par Abaqus.

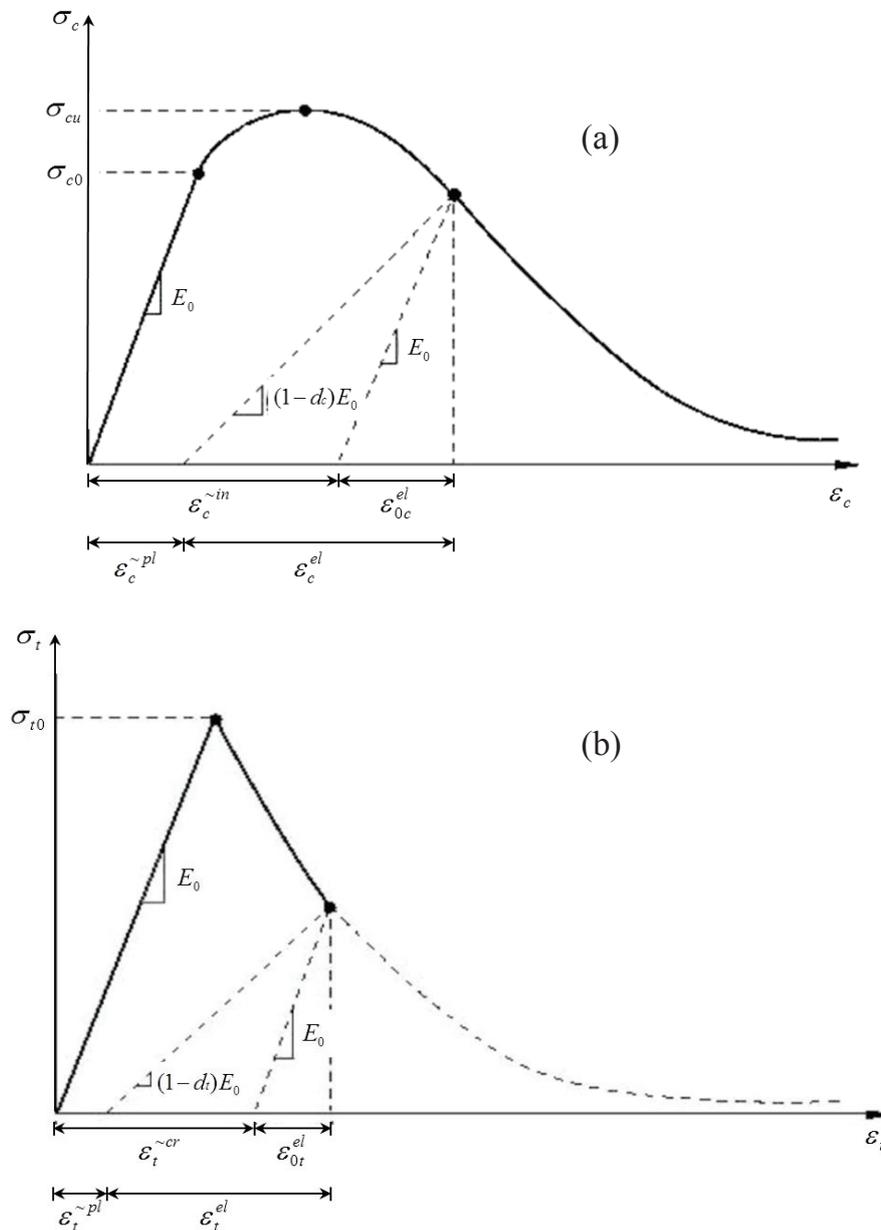


FIGURE 7.1: (a) Le comportement en compression (b) Le comportement en traction

Sous une compression uni-axiale, la réponse est linéaire jusqu'à la plastification initiale à σ_{c0} . Dans la phase plastique, la réponse se caractérise généralement par un durcissement de contrainte suivie d'un assouplissement des déformations au-delà de la contrainte ultime σ_{cu} .

Sous une traction unie axiale, le comportement suit une relation élastique linéaire jusqu'à la valeur de la contrainte de défaillance, est atteinte. La contrainte de rupture correspond à l'apparition

de micro fissures dans le béton. Au-delà, la formation de micro fissures est représentée macroscopiquement avec une réponse contrainte-déformation adoucissante, ce qui induit la localisation des déformations dans le béton.

Si E_0 est la rigidité élastique initiale (intacte) du matériau, les comportements en traction et compression sont respectivement :

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (7.2.2)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (7.2.3)$$

où d_t et d_c sont les variables de dégradation en traction et compression respectivement [Kmieciak et Kamiński, 2011].

Les déformations inélastiques et les déformations après la fissuration sont calculées selon les équations suivantes :

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \quad (7.2.4)$$

$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (7.2.5)$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el} \quad (7.2.6)$$

$$\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (7.2.7)$$

Les comportements en compression et du béton seront modélisés selon [Wang et Hsu, 2001].

$$\sigma_c = \zeta f_{cm} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \right] \quad \text{si} \quad \frac{\varepsilon_c}{\zeta \varepsilon_{c1}} \leq 1 \quad (7.2.8)$$

$$\sigma_c = \zeta f_{cm} \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_c / \zeta \varepsilon_{c1} - 1}{2/\zeta - 1} \right)^2 \right] \quad \text{si} \quad \frac{\varepsilon_c}{\zeta \varepsilon_{c1}} > 1 \quad (7.2.9)$$

Avec $\zeta = 1$ et

$$\varepsilon_{c1} = 0.7(f_{cm})^{0.31} \quad (7.2.10)$$

Le comportement en traction est considéré élastique avant fissuration avec le même module élastique en compression. Cependant, le comportement post-fissuration, dépend fortement de l'énergie de fissuration du béton. [Wang et Hsu, 2001] présente l'introduction d'un facteur "i" qui dépend du taux d'affaiblissement. Ce variable est entre 0.4 et 1 généralement.

$$\sigma_t = \sigma_{ck} \left(\frac{\varepsilon_{ck}}{\varepsilon_t} \right)^i \quad \text{pour} \quad \varepsilon_t > \varepsilon_{ck} \quad (7.2.11)$$

7.2.3.2 Le profilé en GFRP

Parmi les différentes options pour définir l'élasticité d'un matériau, l'option élastique-linéaire est le plus simple et direct dans Abaqus. Elle comprend la définition d'un matériau isotrope, orthotrope ou anisotrope. L'élasticité dans un matériau orthotrope est définie par les constantes de rigidité (engineering constants) : les 3 modules E_1, E_2, E_3 ; les coefficients de Poisson $\nu_{12}, \nu_{13}, \nu_{23}$ et les 3 modules de cisaillement G_{12}, G_{13}, G_{23} associés aux directions principales de matériau. Ces modules définissent la conformité élastique selon l'équation dans la figure 7.2.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_1 & -\nu_{21}/E_2 & -\nu_{31}/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{12}/E_1 & 1/E_2 & -\nu_{32}/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{13}/E_1 & -\nu_{23}/E_2 & 1/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{12} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{13} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{23} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix}.$$

FIGURE 7.2: L'équation de comportement élastique d'un matériau orthotrope

L'idéale est de tester le profilé expérimentalement pour déterminer chaque paramètre dans la matrice dans la figure 7.2. Néanmoins, dans les directions 1,3 et 2,3 le profilé est supposé isotrope. Les autres paramètres non obtenus expérimentalement sont pris de la littérature et la fiche technique du profilé. Le tableau 7.1 présente les différents paramètres utilisés.

E_1	E_2	E_3	ν_{12}	ν_{23}	ν_{13}	G_{12}	G_{23}	G_{13}
30 GPa	8 GPa	8 GPa	0.25	0.25	0.25	2.6 GPa	2.3 GPa	2.3 GPa

Tableau 7.1: Les paramètres du profilé nécessaire pour la modélisation

Concernant les critères de rupture du profilé, Abaqus présente un modèle d'endommagement qui permet de prédire l'initiation de la rupture et de modéliser l'évolution d'endommagement pour les matériaux élastiques et fragiles avec un comportement anisotrope. Ce modèle concerne principalement les matériaux composites.

L'initiation d'endommagement se réfère à l'apparition de la dégradation au point matériel. Dans Abaqus, les critères d'initiation d'endommagement des composites sont basés sur la théorie de Hashin [Hashin et Rotem, 1973, Hashin, 1980]. Ces critères tiennent compte de quatre mécanismes d'initiation différents : la traction des fibres, la compression des fibres, la traction de la matrice et la compression de la matrice.

Ce modèle ne sera pas détaillé dans cette étude parce qu'il n'a pas été employé dans la modélisation vu qu'il n'y a pas eu des ruptures au niveau des profilés. Le cisaillement dans l'âme qui a eu lieu dans PB7 et PB8 s'est produit dans la phase post-rupture.

En conséquence, le profilé se comportera en élastique parfaitement selon les modules indiqués ci-dessus.

7.2.3.3 Les armatures

Les armatures sont modélisées comme des barres T3D2. Le comportement est supposé élasto-plastique parfait identique en compression et en traction. La limite élastique et le module d'Young ont été évalués expérimentalement : $E_a=200$ GPa et $f_y= 480$ MPa. Ainsi, le coefficient de poisson utilisé est 0.3. La liaison entre le béton et l'acier est considérée parfaite : les barres sont parfaitement ancrées dans le béton. Cette option est appliquée en utilisant le mode «embedded-region».

7.2.3.4 Les boulons

Les boulons dans un premier temps sont définis comme des éléments rigides déformables en 3D (figure 7.3). Les boulons étaient modélisés avec un ancrage parfait dans le béton ainsi qu'avec le profilé. Cette hypothèse n'est pas précise vu qu'il reste toujours des vides entre les boulons et le béton durci selon la taille de granulat. Néanmoins, elle était retenue pour éviter la complexité vu que le temps de cette étude était très limité.

En conséquence, les boulons dans un deuxième temps ont été modélisés comme élément de poutres (barres B31) avec les mêmes hypothèses d'ancrage. Ce modèle est moins lourd et il a donné des résultats très proches comme celui d'avant. Finalement, ce dernier modèle des boulons sera adapté.

Le comportement est considéré élasto-plastique parfait avec une résistance en cisaillement celle obtenue lors des essais de caractérisation et un module de 200 GPa.

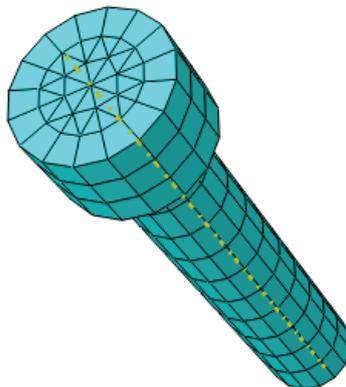


FIGURE 7.3: Le modèle 3D du boulon

7.2.3.5 La colle

La colle normalement est modélisée comme un élément cohésif avec la définition de son comportement élastique. L'endommagement est défini par des lois "traction-séparation" disponible dans Abaqus [Documentation, 2010]. Cependant, vu que les ruptures en cisaillement à l'interface ont toutes été cohésives et aucune rupture au niveau de la colle a eu lieu, la connexion par collage sera considérée comme parfaite. En conséquence, l'adhésif ne sera pas modélisé.

7.2.4 Géométrie et conditions aux limites

Pour réduire le temps de calcul et économiser l'espace de stockage, le quart de la poutre est modélisé en prenant en compte les symétries selon les plans XY et YZ (figure 7.4). Dans le modèle numérique, l'appui est modélisé comme une ligne qui bloque le déplacement uniquement selon l'axe Y.

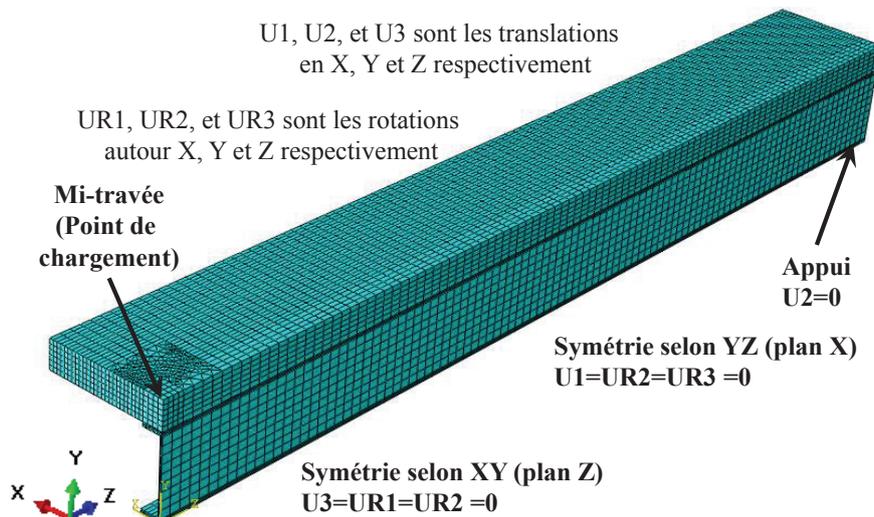


FIGURE 7.4: La poutre (1/4) modélisée avec les conditions aux limites

La charge est modélisée par un déplacement imposé avec une accélération de vitesse de chargement (voir sous-section 7.2.2.1) sur la zone centrale (2.5 cm x 2.5 cm) ce qui correspond à la position réelle de la plaque de chargement (10 cm x 10 cm).

Les armatures longitudinales et transversales sont parfaitement ancrées dans le béton ; c.à.d., il n'y a pas de déplacement entre les nœuds de l'acier et les nœuds du béton en contact.

Les boulons étaient d'abord modélisés en éléments triangulaires avec six nœuds C3D6 et après B31 (voir sous-section 7.2.3.4).

Les éléments de briques à huit nœuds avec intégration réduite (C3D8R) sont sélectionnés pour modéliser le béton et le composite.

7.2.5 Choix de maillage

Dans la modélisation par la méthode des éléments finis, la taille des éléments influence directement la précision de résultats. Plus la taille des éléments est grande, plus le temps de calcul est réduit, moins les résultats sont précis et vice versa. Donc un compromis entre les différentes options doit être fait. Pour cela, on présentera dans cette section les résultats obtenus à partir des 3 choix de maillage différents.

La taille approximative du bord des éléments varie de : 2.5 cm (C3D4) , 2.5 cm (C3D8R), 5 cm (C3D8R). La figure 7.5 présente la variation du nombre d'éléments dans la dalle et le temps de calcul. Les résultats sont présentés sur le diagramme 7.6.

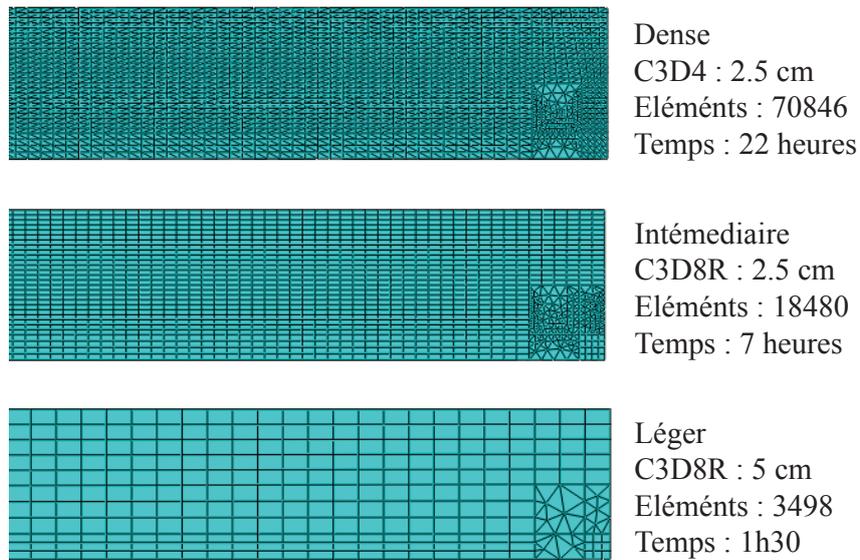


FIGURE 7.5: Variations du maillage

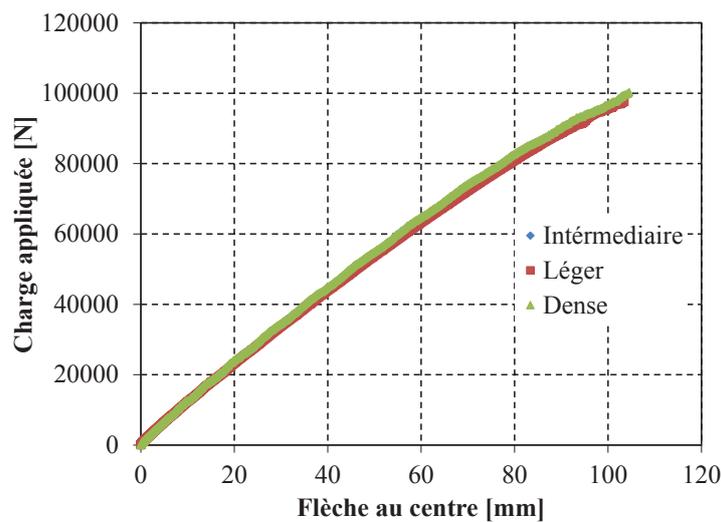


FIGURE 7.6: Variations des résultats selon le maillage

On remarque que les courbes sont presque confondues. Cette observation peut être liée au fait que dans cette poutre, PB3, la rupture a été sous le point de chargement en écrasement du béton. Toutefois, cette zone, même dans le maillage "léger", est suffisamment maillée pour obtenir des résultats précis. En conséquence, le maillage léger va être pris pour l'ensemble des poutres avec un maillage un peu plus dense de la zone de chargement dans les poutres boulonnées et à l'interface pour les poutres collées ou avec une connexion mixte, vu que la rupture a eu lieu à l'interface.

7.2.6 Choix de l'énergie de fissuration/ valeur "i"

Comme on a mentionné dans la section 7.2.3.1, le comportement post-fissuration du béton en traction est contrôlé par l'énergie de fissuration. Pour cela on présentera dans cette sous-section l'effet de variation de ce facteur (cette énergie) pour trouver l'accord le plus précis avec les résultats expérimentaux. Cette étude sera faite pour les poutres collées vu que cet aspect est plus influençant dans le cas de cisaillement à l'interface. Sur le diagramme 7.7 on voit l'effet sur le comportement et sur la figure 7.8, on trouve une comparaison avec le résultat expérimental.

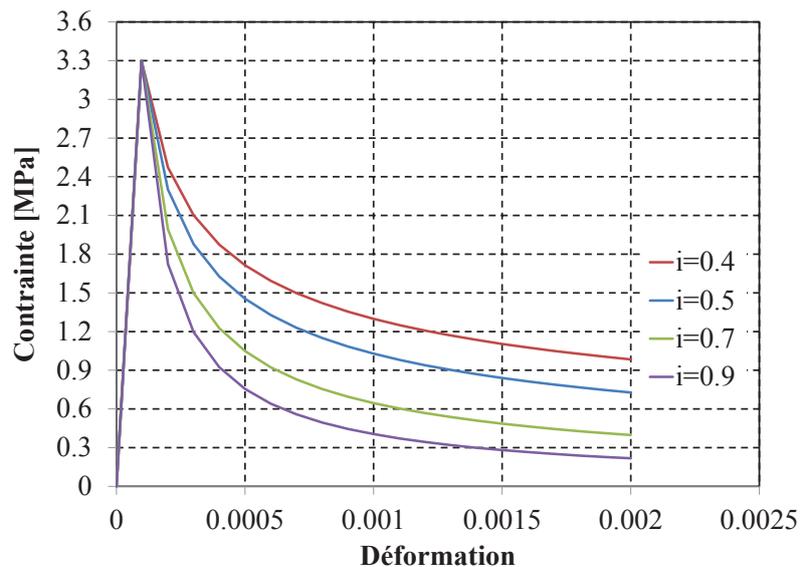


FIGURE 7.7: Variation du comportement post-fissuration du béton en traction

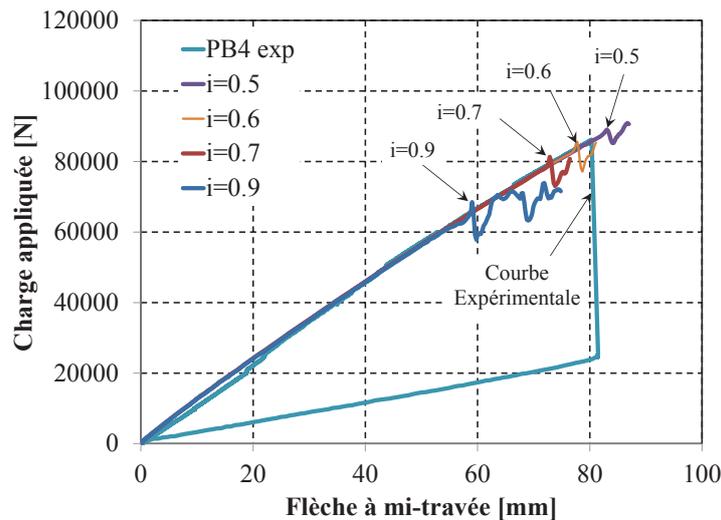


FIGURE 7.8: Variation du comportement de la poutre PB4 en fonction de la variation de la valeur "i"

On remarque que les valeurs 0.7 et 0.9 de "i" sous-estime l'énergie de fissuration du béton. Théoriquement, la valeur de i qui correspond mieux à notre béton utilisé est entre 0.6 et 0.5. La valeur $i=0.5$ sera prise dans la modélisation finalement.

7.2.7 Choix du pas de temps

Une étude de pas de temps est réalisée pour choisir la période de temps nécessaire pour réduire les effets dynamiques dans Abaqus/Explicite et avoir la convergence. Quatre périodes différentes sont choisies pour effectuer l'analyse. La comparaison entre les différents résultats est présentée sur la figure 7.9.

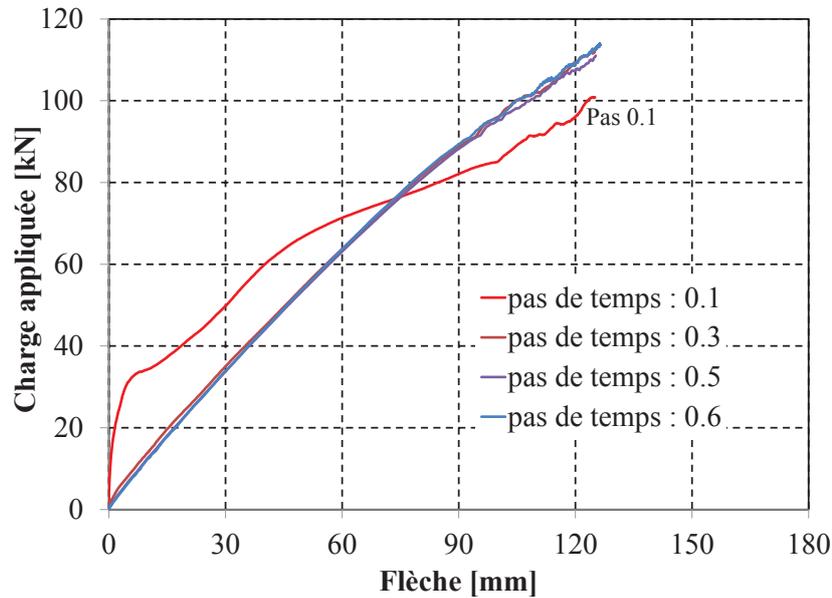


FIGURE 7.9: Comparaison entre les différentes périodes de temps

La courbe de $t = 0.1s$ présente l'effet dynamique. Une énergie cinétique initiale élevée qui est traduite par une rigidité très élevée au début de chargement. La courbe $t = 0.3s$ est plus stable relativement mais sur-estime aussi la rigidité initiale. A partir de $t = 0.5s$, la courbe tend à se stabiliser. Pour cela, une période de $0.5s$ sera choisie pour effectuer la modélisation.

7.3 Résultats et confrontation

Nous avons simulé les poutres PB3 à PB5.

7.3.1 Poutre avec une connexion parfaite

Le contact entre la semelle supérieure du profilé et la face inférieure de la dalle sera considéré comme parfait. Les paramètres de matériaux et de la géométrie sont celles de la poutre PB4. La confrontation entre le modèle numérique et le résultat expérimental est présentée sur la figure 7.10.

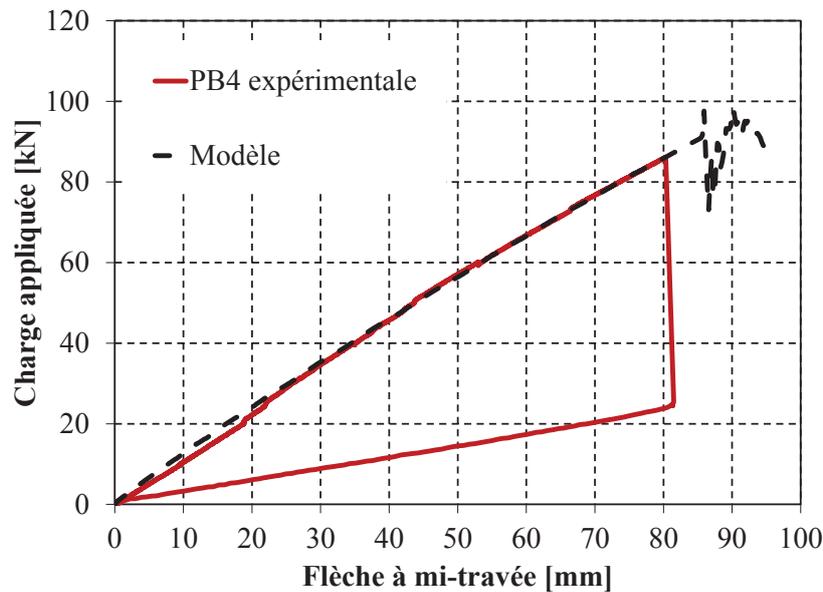


FIGURE 7.10: Les courbes force-flèche de PB4

On remarque que les deux courbes présentent le même comportement jusqu'à la ruine. La variation de la charge de ruine vient en grande partie de l'énergie de fissuration du béton. Comme on a vu dans la section précédente, le changement de cette dernière modifie la réponse ultime de la poutre.

En ce qui concerne le mode de ruine, la ruine de la poutre dans la modélisation s'est produite par le cisaillement du béton à proximité de l'interface à une charge de 88 kN (voir figure 7.11 et 7.12). Le modèle ne montre pas la séparation entre les deux matériaux parce que l'option d'enlever l'élément plastifié n'a pas été activée. Néanmoins, selon les valeurs des déformations indiquées, on voit bien qu'à une charge de 82 kN, la rupture s'est produite au niveau d'appui. Selon Y et Z également, les déformations dépassent la déformation maximale du béton en traction (0.002) et sont autour de 0.007. Ensuite, les déformations augmentent sur la demi-travée ce qui est interprété physiquement par la propagation des fissures le long de la poutre. Cette observation est cohérente avec le résultat expérimental (figure 7.13).

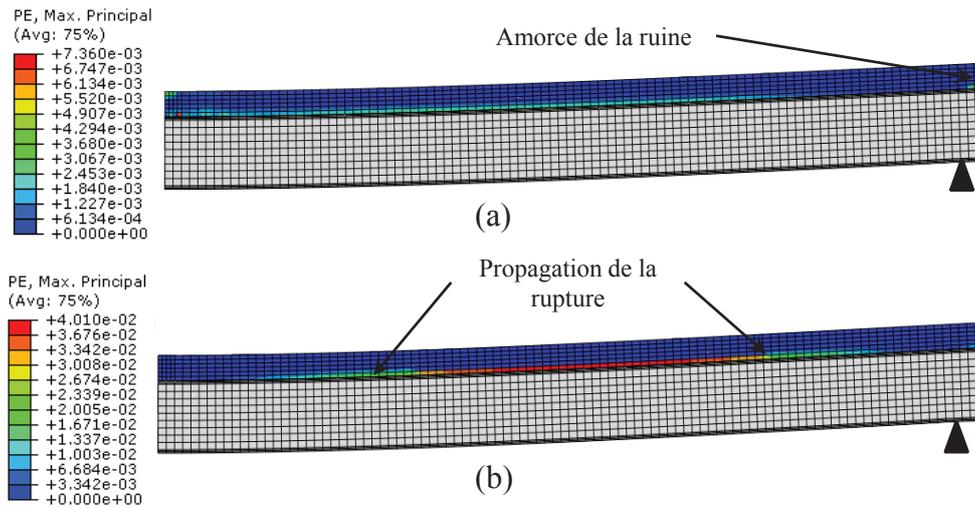


FIGURE 7.11: Vues dans le plan ZY (a) juste avant la rupture (82 kN) (b) après la rupture

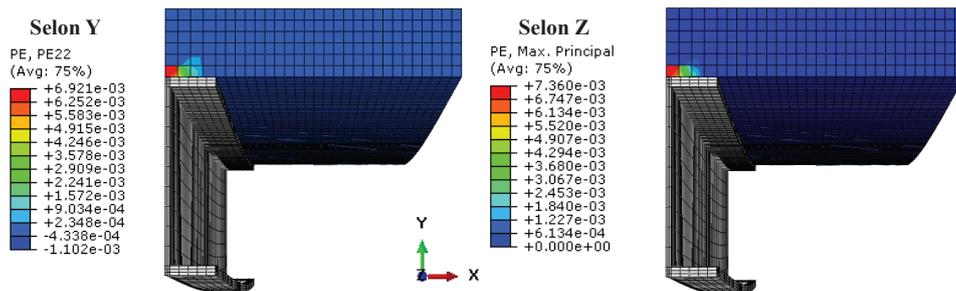


FIGURE 7.12: Déformations verticales et horizontales dans la zone d'appui juste avant la rupture (82 kN)

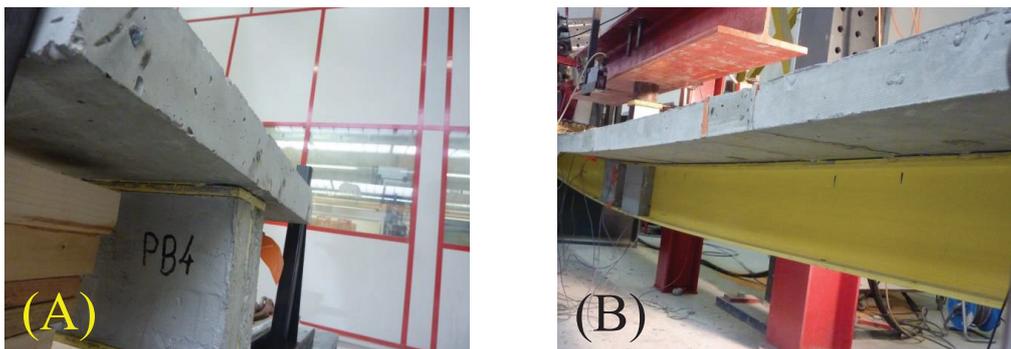


FIGURE 7.13: Cisaillement de l'interface de PB4 (A) à l'appui (B) sur la mi-travée

7.3.2 Poutre boulonnée

Le contact entre la semelle supérieure du profilé et la face inférieure de la dalle sera considéré sans frottement. La connexion entre ces deux éléments est établie au moyen de boulons. Ces boulons sont parfaitement ancrés dans le profilé et dans le béton. Les paramètres matériaux et géométrie sont ceux de la poutre PB3. La confrontation entre le modèle numérique et le résultat expérimental est présentée sur la figure 7.14.

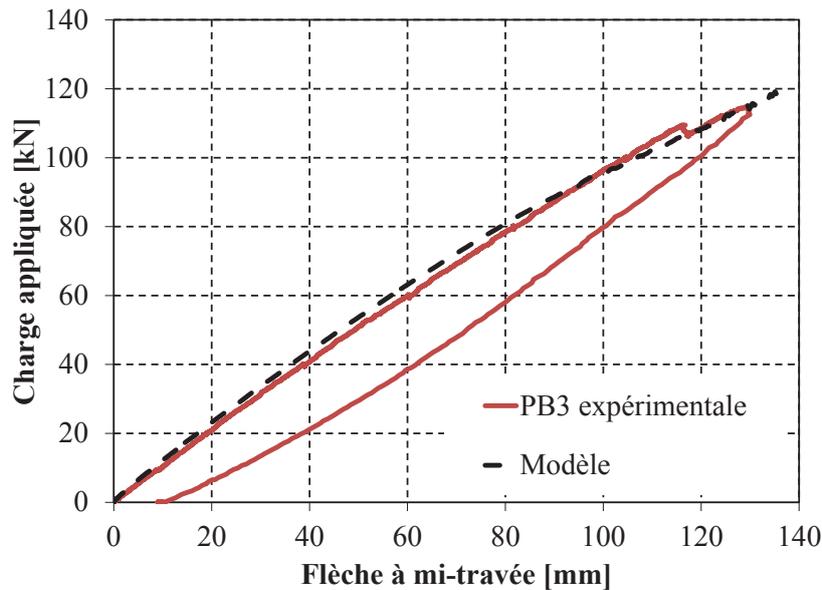


FIGURE 7.14: Courbes force-flèche de PB3

On remarque que les deux courbes présentent le même comportement jusqu'à la ruine. Le modèle montre une perte de linéarité progressive.

En ce qui concerne le mode de ruine, on remarque que la plastification du béton apparaît à partir d'une charge de 64 kN (figure 7.15). Cette plastification évolue avec la charge jusqu'à 112 kN environ. Pour cette charge, les déformations sur toute la largeur de la poutre à une distance de 15 cm du point de chargement, dépassent la déformation maximale du béton en compression. Nous considérons que c'est la charge de ruine numérique. Toute cette zone est effectivement plastifiée ce qui est cohérent avec l'observation expérimentale. En conséquence, ce point marque la fin de l'essai pour cette modélisation. Dans la modélisation, la charge continue à augmenter avec une perte très importante de rigidité. Cela est fortement lié au fait que dans ce modèle, le profilé est supposé se comporter élastiquement sans critère d'endommagement. En conséquence, la fin de la courbe n'a pas de sens physique après la plastification du béton.

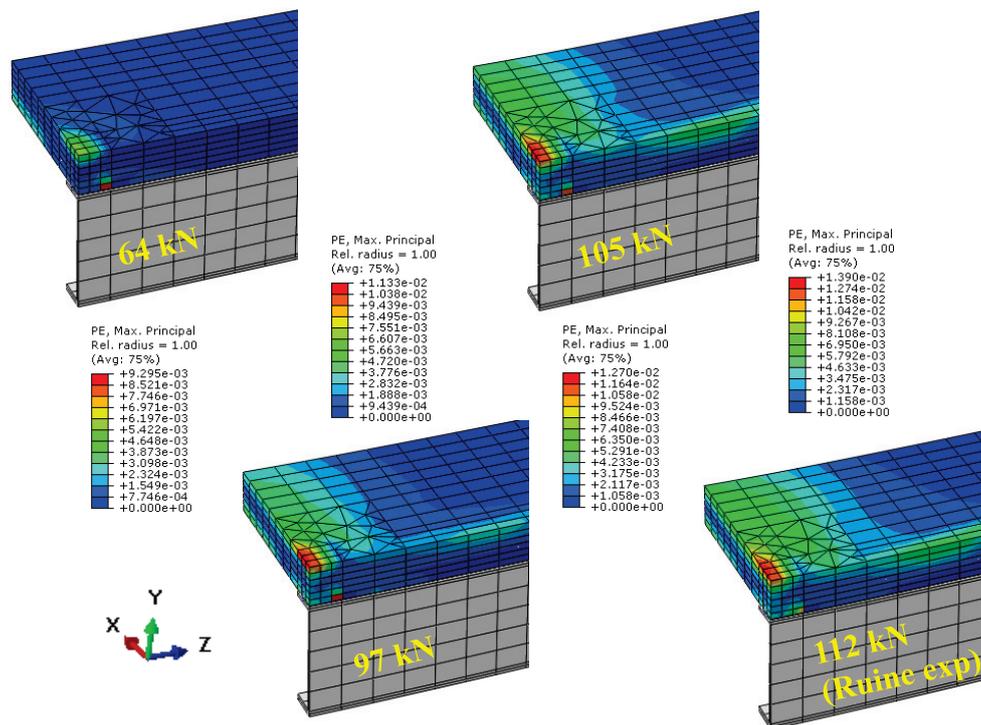


FIGURE 7.15: L'évolution de la plastification du béton



FIGURE 7.16: L'écrasement du béton de PB3 dans la zone centrale

7.3.3 Poutre avec une connexion mixte

Le modèle de cette poutre est une combinaison de deux modèles précédents. La jonction entre la dalle et le profilé est divisée en zones collées (connexion parfaite) et en zones boulonnées où seul le contact boulon/béton/profilé assure la transmission des efforts (voir figure 7.17).

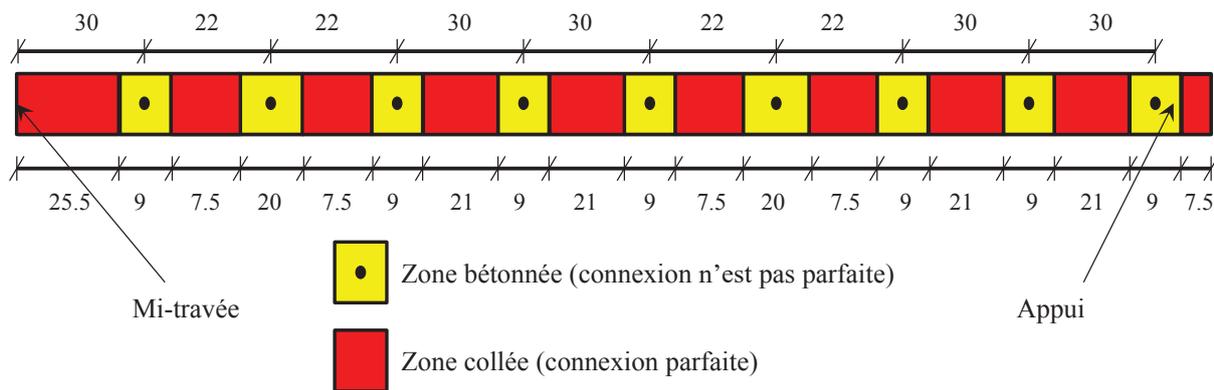


FIGURE 7.17: La répartition des différents modes de connexion le long de poutre (vue de dessus, dimensions en mm)

Les paramètres matériaux et géométrie sont ceux de la poutre PB5. La confrontation entre le modèle numérique et le résultat expérimental est présentée sur la figure 7.18. Le modèle de PB5 montre une rigidité plus élevée que celui de PB3. Cette différence est logique vu que l'ajout de la colle augmente la rigidité à l'interface. Toutefois, les comportements expérimentaux de PB3 et PB5 montrent presque la même rigidité.

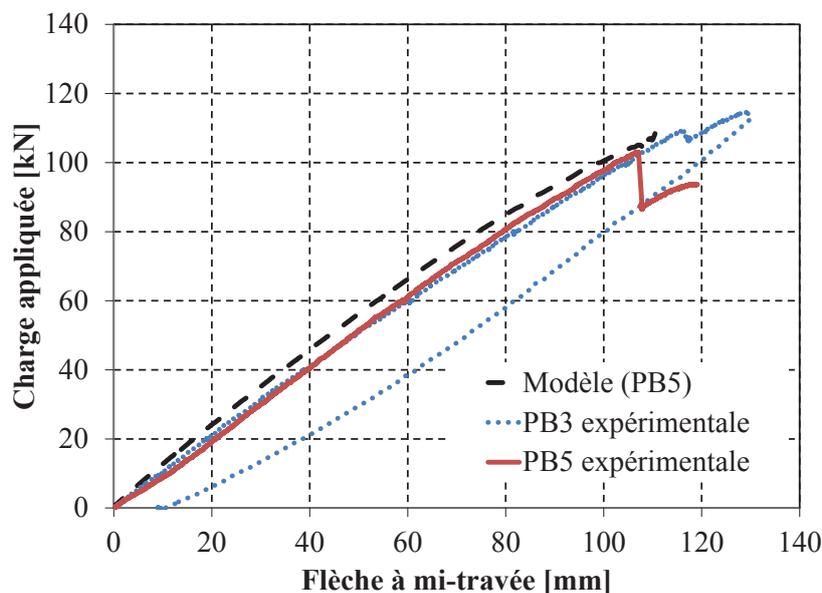


FIGURE 7.18: Les courbes force-flèche de PB5

En ce qui concerne le mode de ruine (voir figures 7.19 et 7.20), on remarque que les déformations du béton à proximité de l'interface deviennent importantes (0.003 environ) à partir de 79 kN. Cette augmentation apparaît dans les zones collées, ce qui est cohérent avec le modèle de la poutre collée. Ces déformations évoluent avec la charge jusqu'à la ruine à 102 kN (valeur expérimentale). Cette valeur de charge marque la fin de l'essai pour cette modélisation. Cependant, la courbe, comme celle de PB3, a tendance à évoluer avec l'évolution de la charge même après une plastification du

béton éventuelle en compression selon les hypothèses prises dans la modélisation. Cela s'explique par le fait que le profilé reste élastique alors que les boulons, maintiennent la connexion entre le béton et le profilé indépendamment de leur position. On aurait tendance à déduire qu'après la rupture au niveau du béton à l'interface, les efforts sont transférés totalement aux boulons, avec ce type et diamètre spécifiques, qui se cisailent. Selon cette hypothèse, cette rupture serait cohérente avec l'expérience. Néanmoins, le modèle de la connexion mixte pourrait être plus précis en modélisant une rupture par cisaillement des boulons et définir un ancrage par frottement entre les boulons et le béton.

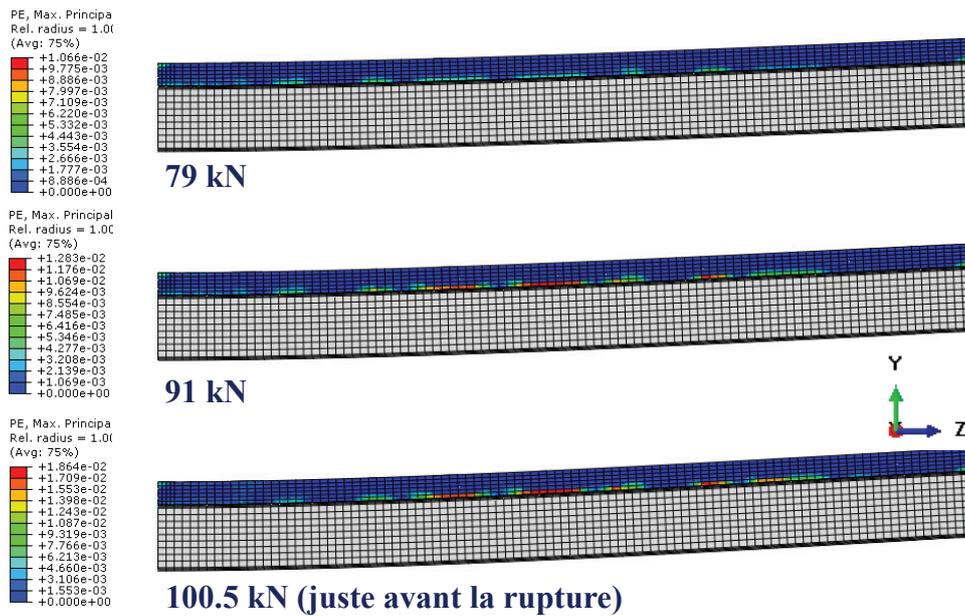


FIGURE 7.19: L'évolution des déformations du béton à proximité de l'interface

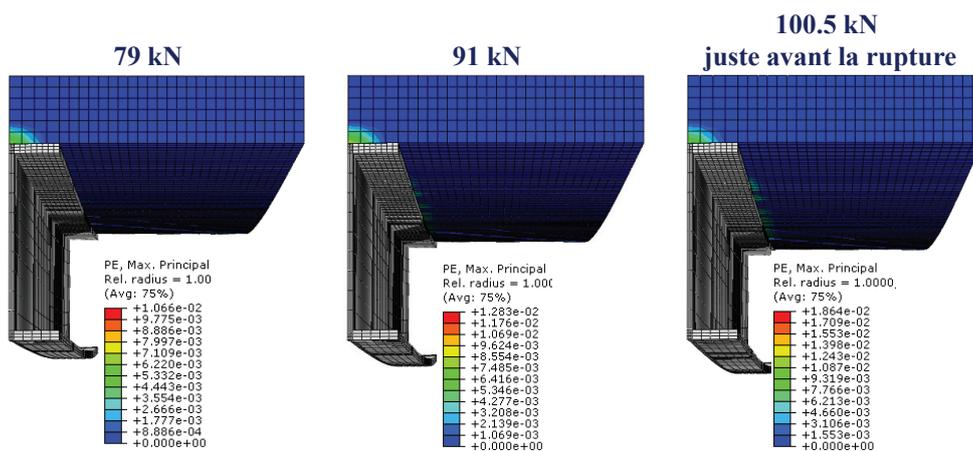


FIGURE 7.20: Les 'évolution des déformations dans la zone d'appui

Conclusion et Perspectives

There is always enough light for the one who wishes to see.

Ali ibn abi talib (as)

Ce travail porte sur l'analyse expérimentale et la modélisation du comportement mécanique des structures hybrides GFRP-béton. Ces structures sont obtenues par l'association des profilés pultrudés en GFRP avec des dalles en béton armé. Cette combinaison permet de rigidifier le profilé et améliorer son comportement en compression. En conséquence, ce profilé sera capable de résister à l'instabilité causée par sa nature orthotrope et ses faibles modules élastiques. Il existe deux méthodes principales de connexion, une technique classique par des butées mécaniques et une autre par collage.

Le travail est donc réalisé en trois phases. La première phase est expérimentale avec des essais effectués à trois échelles : caractérisation des matériaux utilisés, caractérisation de l'interface par l'essai push-out, essais de flexion sur des éléments structuraux. Dans la deuxième phase analytique, un modèle multicouche qui s'appuie sur la théorie des poutres est développé. Les procédures de calcul semblaient nécessaires vu la manque de code de calcul pour le dimensionnement des composites. Une troisième phase présente le modèle numérique en 3D par MEF.

La caractérisation des matériaux a permis de déterminer les caractéristiques mécaniques des différents matériaux. La caractérisation de l'interface par l'essai push en utilisant la corrélation d'image a permis de déterminer des courbes de comportement de la charge en fonction de glissement. Ces courbes donnent des résultats acceptables quand elles sont comparées avec des modèles existants calibrés dans le cas de boulonnage. Dans le cas de collage, la modification d'un modèle linéaire existant permet de représenter le comportement. Les contraintes ultimes à l'interface ou l'effort/boulon ainsi que les modes de ruine obtenus ont permis de comparer les deux types de connexion. Les résultats obtenus sont exploités pour construire 8 poutres hybrides en utilisant les 3 modes de connexion. La connexion mixte est effectuée sur des dalles préfabriquées. Les essais de flexion ont permis de montrer que sur le plan mécanique, la connexion par les boulons s'avère plus efficace que le collage pur pour les éléments fléchis car elle permet d'exploiter pleinement la résistance de la dalle en béton armé. L'association du collage avec des boulons augmente les performances de façon significative sans pouvoir atteindre toutefois celles du boulonnage. La connexion par collage, qui empêche le glissement à l'interface, augmente les contraintes de cisaillement à l'interface qui dépassent la résistance de cisaillement du béton et provoque une rupture prématurée en cisaillement finalement. Ces séries d'essai ont été exploitées pour la construction d'une passerelle (bipoutre) en utilisant une connexion mixte. L'essai en 3 points jusqu'à la ruine a montré la fiabilité de ce type de structures pour les applications actuelles dans la construction. Cette fois, la rupture a eu lieu en cisaillement de profilé mais pour une charge 5 fois plus élevée que la charge de service réglementaire. La connexion mixte prouve donc son efficacité.

Dans la deuxième partie, les modèles de poutres multicouches proposés permettent de prédire de façon acceptable le comportement en phase élastique. A la ruine, les écarts mesures / calculs peuvent être très importants traduisant certainement le fait que certaines des hypothèses de calculs doivent être revues. Par ailleurs, le modèle en 3D a permis de simuler les expériences avec une grande précision. Dans le cas de collage, les efforts de cisaillement dans la dalle augmentent et provoquent son cisaillement à proximité de l'interface. Cependant, la connexion par boulons permet l'évolution de la charge jusqu'à l'écrasement du béton. La connexion mixte n'empêche pas l'évolution des contraintes de cisaillement dans les zones de collage, mais le choix et la répartition des boulons doivent être sélectionnés avec soin pour résister aux contraintes après le décollement de la colle.

Les différentes observations observées ont souligné plusieurs aspects à compléter dans les prochains travaux. En ce qui concerne le comportement statique, dans le cas de collage, il serait intéressant de construire des prédalles en béton fibré pour augmenter la résistance en cisaillement. La section du profilé en I pourrait être remplacée par des profilés fermés (tubes) qui présentent de plus grandes résistances en cisaillement.

En outre, ce type de structure est nouveau, d'autres aspects de comportements sont encore à étudier. Le comportement en dynamique, en fluage, cyclique et au feu sont des pistes nécessaires à creuser pour vérifier la fiabilité de ces structures avant de les appliquer sans réserve en génie civil. De plus, ces structures doivent présenter une durabilité répondant aux exigences réglementaires actuelles.

Bibliographie

- [EC4, 2004] (2004). *EN, 1994-1-1. Eurocode 4 : design of composite steel and concrete structures. Part 1-1 : General rules and rules for buildings.*
- [Aashto, 1998] AASHTO, L. (1998). Bridge design specifications.
- [Alachek, 2017] ALACHEK, I. (2017). Essais de traction sur sikadur -31 ef viellies. Rapport technique, LMC2.
- [An et Cederwall, 1996] AN, L. et CEDERWALL, K. (1996). Push-out tests on studs in high strength and normal strength concrete. *Journal of Constructional Steel Research*, 36(1):15–29.
- [Arduini et Nanni, 1997] ARDUINI, M. et NANNI, A. (1997). Behavior of precracked rc beams strengthened with carbon frp sheets. *Journal of composites for construction*, 1(2):63–70.
- [Aref et Parsons, 2000] AREF, A. et PARSONS, I. (2000). Design and performance of a modular fiber reinforced plastic bridge. *Composites Part B : engineering*, 31(6):619–628.
- [Awad et al., 2012] AWAD, Z. K., ARAVINTHAN, T. et ZHUGE, Y. (2012). Experimental and numerical analysis of an innovative gfrp sandwich floor panel under point load. *Engineering Structures*, 41:126–135.
- [Aydin et Saribiyik, 2013] AYDIN, F. et SARIBIYIK, M. (2013). Investigation of flexural behaviors of hybrid beams formed with gfrp box section and concrete. *Construction and Building Materials*, 41:563–569.
- [Bahleda et al., 2013] BAHLEDA, F., KOTULA, P. et DURATNA, P. (2013). Push tests of rc elements with gfrp webs. *Procedia Engineering*, 65:397–404.
- [Bai et Keller, 2008] BAI, Y. et KELLER, T. (2008). Modal parameter identification for a gfrp pedestrian bridge. *Composite Structures*, 82(1):90–100.
- [Bakis et al., 2002] BAKIS, C. E., BANK, L. C., BROWN, V., COSENZA, E., DAVALOS, J., LESKO, J., MACHIDA, A., RIZKALLA, S. et TRIANTAFILLOU, T. (2002). Fiber-reinforced polymer composites for construction—state-of-the-art review. *Journal of composites for construction*, 6(2):73–87.
- [Barris et al., 2009] BARRIS, C., TORRES, L., TURON, A., BAENA, M. et CATALAN, A. (2009). An experimental study of the flexural behaviour of gfrp rc beams and comparison with prediction models. *Composite Structures*, 91(3):286–295.
- [Berthet et al., 2011] BERTHET, J., YURTDAS, I., DELMAS, Y. et LI, A. (2011). Evaluation of the adhesion resistance between steel and concrete by push out test. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 31(2):75–83.
- [Biddah, 2006] BIDDAH, A. (2006). Structural reinforcement of bridge decks using pultruded gfrp grating. *Composite structures*, 74(1):80–88.

- [Biscaia *et al.*, 2012] BISCAIA, H. C., CHASTRE, C. et SILVA, M. A. (2012). Double shear tests to evaluate the bond strength between gfrp/concrete elements. *Composite Structures*, 94(2):681–694.
- [Bolotin, 1996] BOLOTIN, V. V. (1996). Delaminations in composite structures : its origin, buckling, growth and stability. *Composites Part B : Engineering*, 27(2):129–145.
- [Bouazaoui *et al.*, 2008] BOUAZAOU, L., JURKIEWIEZ, B., DELMAS, Y. et LI, A. (2008). Static behaviour of a full-scale steel–concrete beam with epoxy-bonding connection. *Engineering Structures*, 30(7):1981–1990.
- [Brozzetti, 1999] BROZZETTI, J. (1999). Design development of steel-concrete composite bridges in france (neue entwicklungen im französischen verbundbrückenbau). *Stahlbau*, 68(11):899–907.
- [Buttry, 1965] BUTTRY, K. E. (1965). *Behavior of stud shear connectors in lightweight and normal-weight concrete*.
- [Buzon, 2003] BUZON, S. (2003). *Modélisation du comportement mécanique des poutres mixtes sous charges modérées : réponse élastique et comportement au cours du temps*. Thèse de doctorat, UNIVERSITE STRASBOURG 3 – ROBERT SCHUMAN.
- [Canning *et al.*, 2007] CANNING, L., HODGSON, J., KARUNA, R., LUKE, S. et BROWN, P. (2007). Progress of advanced composites for civil infrastructure. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 160(6):307–315.
- [Canning *et al.*, 1999] CANNING, L., HOLLAWAY, L. et THORNE, A. (1999). An investigation of the composite action of an frp/concrete prismatic beam. *Construction and Building Materials*, 13(8):417–426.
- [Ceccotti *et al.*, 2007] CECCOTTI, A., FRAGIACOMO, M. et GIORDANO, S. (2007). Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection. *Materials and structures*, 40(1):15–25.
- [Chakraborty *et al.*, 2011] CHAKRABORTTY, A., KHENNANE, A., KAYALI, O. et MOROZOV, E. (2011). Performance of outside filament-wound hybrid frp-concrete beams. *Composites Part B : Engineering*, 42(4):907–915.
- [Charles Marsh, 1916] CHARLES MARSH, W. D. (1916). *Manual of reinforced concrete*. Constable & Company, LTD.
- [Chen et Choi, 2010] CHEN, H.-L. R. et CHOI, J.-H. (2010). Analysis of shrinkage and thermal stresses in concrete slabs reinforced with gfrp rebars. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 23(5):612–627.
- [Cheng *et al.*, 2005] CHENG, L., ZHAO, L., KARBHARI, V. M., HEGEMIER, G. A. et SEIBLE, F. (2005). Assessment of a steel-free fiber reinforced polymer-composite modular bridge system. *Journal of structural engineering*, 131(3):498–506.
- [Chinn, 1965] CHINN, J. (1965). Pushout tests on lightweight composite slabs. *AISC Engineering Journal*, 2(4):129–134.
- [Chu *et al.*, 1985] CHU, T., RANSON, W. et SUTTON, M. A. (1985). Applications of digital-image-correlation techniques to experimental mechanics. *Experimental mechanics*, 25(3):232–244.

- [Correia *et al.*, 2009a] CORREIA, J. R., BRANCO, F. A. et FERREIRA, J. (2009a). Gfrp–concrete hybrid cross-sections for floors of buildings. *Engineering Structures*, 31(6):1331–1343.
- [Correia *et al.*, 2007] CORREIA, J. R., BRANCO, F. A. et FERREIRA, J. G. (2007). Flexural behaviour of gfrp–concrete hybrid beams with interconnection slip. *Composite Structures*, 77(1):66–78.
- [Correia *et al.*, 2009b] CORREIA, J. R., BRANCO, F. A. et FERREIRA, J. G. (2009b). Flexural behaviour of multi-span gfrp-concrete hybrid beams. *Engineering Structures*, 31(7):1369–1381.
- [da Fonseca *et al.*, 2014] da FONSECA, B. S., CASTELA, A., SILVA, M. A., DUARTE, R., FERREIRA, M. et MONTEMOR, M. (2014). Influence of gfrp confinement of reinforced concrete columns on the corrosion of reinforcing steel in a salt water environment. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(1):04014107.
- [Daniel, 2003] DANIEL, R. A. (2003). Environmental considerations to structural material selection for a bridge. In *Proceedings of the Bridge Engineering Conference*.
- [De Borst *et al.*, 2012] DE BORST, R., CRISFIELD, M. A., REMMERS, J. J. et VERHOOSSEL, C. V. (2012). *Nonlinear finite element analysis of solids and structures*. John Wiley & Sons.
- [Deskovic *et al.*, 1995] DESKOVIC, N., TRIANTAFILLOU, T. C. et MEIER, U. (1995). Innovative design of frp combined with concrete : short-term behavior. *Journal of Structural Engineering*, 121(7):1069–1078.
- [Documentation, 2010] DOCUMENTATION, A. (2010). Abaqus analysis user’s manual. *Materials. Other plasticity models. Concrete*, 113.
- [E. Cavène, 2016] E. CAVÈNE, A. B. (2016). Campagne d’essais sur boulons m10 et m12. Rapport technique, Institut Pascal – UMR 6602.
- [El-Amoury et Ghobarah, 2002] EL-AMOURY, T. et GHOBARAH, A. (2002). Seismic rehabilitation of beam–column joint using gfrp sheets. *Engineering Structures*, 24(11):1397–1407.
- [El-Hacha et Chen, 2012] EL-HACHA, R. et CHEN, D. (2012). Behaviour of hybrid frp–uhpc beams subjected to static flexural loading. *Composites Part B : Engineering*, 43(2):582–593.
- [El-Hacha *et al.*, 2001] EL-HACHA, R., WIGHT, R. et GREEN, M. (2001). Prestressed fibre-reinforced polymer laminates for strengthening structures. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 3(2):111–121.
- [Elghazouli *et al.*, 1999] ELGHAZOULI, A., CHRYSANTHOPOULOS, M. et ESONG, I. (1999). Buckling of woven gfrp cylinders under concentric and eccentric compression. *Composite structures*, 45(1):13–27.
- [EN, 2005] EN, C. (2005). 1-1-eurocode 3 : Design of steel structures-part 1-1 : General rules and rules for buildings. *European Committee for Standardization*.
- [Faber et Mead, 1977] FABER, J. G. et MEAD, F. (1977). *Oscar Faber’s reinforced concrete*. CRC Press.
- [Faggiano *et al.*, 2009] FAGGIANO, B., MARZO, A., MAZZOLANI, F. M. et CALADO, L. M. (2009). Analysis of rectangular-shaped collar connectors for composite timber-steel-concrete floors : Push-out tests. *Journal of Civil Engineering and Management*, 15(1):47–58.
- [Fam et Honickman, 2010] FAM, A. et HONICKMAN, H. (2010). Built-up hybrid composite box girders fabricated and tested in flexure. *Engineering Structures*, 32(4):1028–1037.

- [Fam et Rizkalla, 2002] FAM, A. Z. et RIZKALLA, S. H. (2002). Flexural behavior of concrete-filled fiber-reinforced polymer circular tubes. *Journal of Composites for Construction*, 6(2):123–132.
- [Foster et al., 2000] FOSTER, D. C., RICHARDS, D. et BOGNER, B. R. (2000). Design and installation of fiber-reinforced polymer composite bridge. *Journal of Composites for Construction*, 4(1):33–37.
- [Francesco, 2014] FRANCESCO, A. (2014). Influence of initial geometric imperfections in the lateral buckling problem of thin walled pultruded gfrp i—profiles. *Composite Structures*, 112: 85–99.
- [Gai et al., 2013] GAI, X., DARBY, A., IBELL, T. et EVERNDEN, M. (2013). Experimental investigation into a ductile frp stay-in-place formwork system for concrete slabs. *Construction and Building Materials*, 49:1013–1023.
- [Gan et al., 1999] GAN, L. H., YE, L. et MAI, Y.-W. (1999). Design and evaluation of various section profiles for pultruded deck panels. *Composite structures*, 47(1):719–725.
- [Geymayer, 1968] GEYMAYER, H. (1968). Static tests of reinforced concrete beams : Development of iterative analysis procedure and tests of beams reinforced with steel, aluminum, and fiber glass, with and without helical compressive reinforcement. *Waterways Exp Sta Tech Repts, Army Ce.*
- [Goble, 1968] GOBLE, G. (1968). Shear strength of thin flange composite specimens. *Engineering Journal*, 5(2):62–65.
- [Goldston et al., 2016] GOLDSTON, M., REMENNIKOV, A. et SHEIKH, M. N. (2016). Experimental investigation of the behaviour of concrete beams reinforced with gfrp bars under static and impact loading. *Engineering Structures*, 113:220–232.
- [Gonilha et al., 2014] GONILHA, J. A., BARROS, J., CORREIA, J. R., SENA-CRUZ, J., BRANCO, F. A., RAMOS, L. F., GONÇALVES, D., ALVIM, M. R. et SANTOS, T. (2014). Static, dynamic and creep behaviour of a full-scale gfrp-sfrscc hybrid footbridge. *Composite Structures*, 118:496–509.
- [Grace et al., 2002] GRACE, N. F., ABDEL-SAYED, G. et RAGHEB, W. F. (2002). Strengthening of concrete beams using innovative ductile fiber-reinforced polymer fabric. *ACI Structural Journal*, 99(5):692–700.
- [Hai et al., 2010] HAI, N. D., MUTSUYOSHI, H., ASAMOTO, S. et MATSUI, T. (2010). Structural behavior of hybrid frp composite i-beam. *Construction and Building Materials*, 24(6):956–969.
- [Hall et Mottram, 1998] HALL, J. et MOTTRAM, J. (1998). Combined frp reinforcement and permanent formwork for concrete members. *Journal of Composites for Construction*, 2(2):78–86.
- [Hashin, 1980] HASHIN, Z. (1980). Failure criteria for unidirectional fiber composites. *Journal of applied mechanics*, 47(2):329–334.
- [Hashin et Rotem, 1973] HASHIN, Z. et ROTEM, A. (1973). A fatigue failure criterion for fiber reinforced materials. *Journal of composite materials*, 7(4):448–464.
- [Hejll et al., 2005] HEJLL, A., TÄLJSTEN, B. et MOTAVALLI, M. (2005). Large scale hybrid frp composite girders for use in bridge structures—theory, test and field application. *Composites Part B : Engineering*, 36(8):573–585.

- [Hild et Roux, 2012] HILD, F. et ROUX, S. (2012). *Digital image correlation*. Wiley-VCH, Weinheim.
- [Hollaway, 2003] HOLLAWAY, L. (2003). The evolution of and the way forward for advanced polymer composites in the civil infrastructure. *Construction and Building Materials*, 17(6):365–378.
- [Hollaway, 2001] HOLLAWAY, L. C. (2001). *Advanced polymer composites and polymers in the civil infrastructure*. Elsevier.
- [Holmes et Just, 1983] HOLMES, M. et JUST, D. (1983). Grp in structural engineering.(retroactive coverage). *Applied Science Publishers Ltd., 1983,*, page 298.
- [Hossain et al., 2012] HOSSAIN, K., AMETRANO, D. et LACHEMI, M. (2012). Bond strength of standard and high-modulus gfrp bars in high-strength concrete. *Journal of materials in civil engineering*, 26(3):449–456.
- [Hota et Hota, 2002] HOTA, G. V. et HOTA, S. R. (2002). Advances in fibre-reinforced polymer composite bridge decks. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4(2):161–168.
- [Hulatt et al., 2003a] HULATT, J., HOLLAWAY, L. et THORNE, A. (2003a). Short term testing of hybrid t beam made of new prepreg material. *Journal of Composites for Construction*, 7(2):135–144.
- [Hulatt et al., 2003b] HULATT, J., HOLLAWAY, L. et THORNE, A. (2003b). The use of advanced polymer composites to form an economic structural unit. *Construction and Building Materials*, 17(1):55–68.
- [Hull, 1996] HULL, D. (1996). *An introduction to composite materials*. Cambridge university press.
- [Johnson, 1994] JOHNSON, R. P. (1994). *Composite structures of steel and concrete : beams, slabs, columns, and frames for buildings volume 1*. Blackwell scientific publications.
- [Jones, 1998] JONES, R. M. (1998). *Mechanics of composite materials*. CRC press.
- [Jurkiewicz et Hottier, 2005] JURKIEWIEZ, B. et HOTTIER, J. (2005). Static behaviour of a steel–concrete composite beam with an innovative horizontal connection. *Journal of constructional steel research*, 61(9):1286–1300.
- [Jurkiewicz et al., 2011] JURKIEWIEZ, B., MEAUD, C. et MICHEL, L. (2011). Non linear behaviour of steel–concrete epoxy bonded composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(3):389–397.
- [Karbhari, 2004] KARBHARI, V. M. (2004). Fiber reinforced composite bridge systems—transition from the laboratory to the field. *Composite Structures*, 66(1):5–16.
- [Kaw, 2005] KAW, A. K. (2005). *Mechanics of composite materials*. CRC press.
- [Keller et al., 2007] KELLER, T., SCHAUMANN, E. et VALLÉE, T. (2007). Flexural behavior of a hybrid frp and lightweight concrete sandwich bridge deck. *Composites Part A : Applied Science and Manufacturing*, 38(3):879–889.
- [Kmiecik et Kamiński, 2011] KMIECIK, P. et KAMIŃSKI, M. (2011). Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of civil and mechanical engineering*, 11(3):623–636.

- [Kupfer *et al.*, 1969] KUPFER, H., HILSDORF, H. K. et RUSCH, H. (1969). Behavior of concrete under biaxial stresses. *In Journal Proceedings*, volume 66, pages 656–666.
- [Larbi *et al.*, 2007] LARBI, A. S., FERRIER, E., JURKIEWIEZ, B. et HAMELIN, P. (2007). Static behaviour of steel concrete beam connected by bonding. *Engineering structures*, 29(6):1034–1042.
- [Lebet, 1987] LEBET, J.-P. (n° 661.1987). *Comportement des ponts mixtes acier-béton avec interaction partielle de la connexion et fissuration du béton*. Thèse de doctorat, EPFL.
- [Lee et Fenves, 1998] LEE, J. et FENVES, G. L. (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of engineering mechanics*, 124(8):892–900.
- [Lee *et al.*, 2007] LEE, J., KIM, Y., JUNG, J. et KOSMATKA, J. (2007). Experimental characterization of a pultruded gfrp bridge deck for light-weight vehicles. *Composite structures*, 80(1):141–151.
- [Li *et al.*, 2005] LI, G., TORRES, S., ALAYWAN, W. et ABADIE, C. (2005). Experimental study of frp tube-encased concrete columns. *Journal of Composite Materials*, 39(13):1131–1145.
- [Li *et al.*, 1999] LI, J., BAKOSS, S. L., SAMALI, B. et YE, L. (1999). Reinforcement of concrete beam–column connections with hybrid frp sheet. *Composite structures*, 47(1):805–812.
- [Lubliner *et al.*, 1989] LUBLINER, J., OLIVER, J., OLLER, S. et ONATE, E. (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of solids and structures*, 25(3):299–326.
- [Maranan *et al.*, 2014] MARANAN, G., MANALO, A., KARUNASENA, K. et BENMOKRANE, B. (2014). Bond stress-slip behavior : case of gfrp bars in geopolymer concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(1):04014116.
- [Mazaheripour *et al.*, 2016] MAZAHERIPOUR, H., BARROS, J. A., SOLTANZADEH, F. et SENACRUZ, J. (2016). Deflection and cracking behavior of sfrscc beams reinforced with hybrid prestressed gfrp and steel reinforcements. *Engineering Structures*, 125:546–565.
- [McCormick et Lord, 2010] MCCORMICK, N. et LORD, J. (2010). Digital image correlation. *Materials today*, 13(12):52–54.
- [Meier, 1995] MEIER, U. (1995). Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites. *Construction and Building Materials*, 9(6):341–351.
- [Mirmiran et Shahawy, 1997] MIRMIRAN, A. et SHAHAWY, M. (1997). Behavior of concrete columns confined by fiber composites. *Journal of Structural Engineering*, 123(5):583–590.
- [Monti *et al.*, 2003] MONTI, G., RENZELLI, M. et LUCIANI, P. (2003). Frp adhesion in uncracked and cracked concrete zones. *In Fibre-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures : (In 2 Volumes)*, pages 183–192. World Scientific.
- [Mouritz et Thomson, 1999] MOURITZ, A. et THOMSON, R. (1999). Compression, flexure and shear properties of a sandwich composite containing defects. *Composite structures*, 44(4):263–278.
- [Mukherjee et Arwika, 2007] MUKHERJEE, A. et ARWIKAR, S. (2007). Performance of externally bonded gfrp sheets on concrete in tropical environments. part i : Structural scale tests. *Composite structures*, 81(1):21–32.
- [Nakaba *et al.*, 2001] NAKABA, K., KANAKUBO, T., FURUTA, T. et YOSHIKAWA, H. (2001). Bond behavior between fiber-reinforced polymer laminates and concrete. *Structural Journal*, 98(3):359–367.

- [Nam *et al.*, 2007] NAM, J. H., YOON, S. J., OK, D. M. et CHO, S. K. (2007). Perforated frp shear connector for the frp-concrete composite bridge deck. *In Key Engineering Materials*, volume 334, pages 381–384. Trans Tech Publ.
- [Neagoe *et al.*, 2015] NEAGOE, C. A., GIL, L. et PÉREZ, M. A. (2015). Experimental study of gfrp-concrete hybrid beams with low degree of shear connection. *Construction and Building Materials*, 101:141–151.
- [Neto et La Rovere, 2010] NETO, A. B. d. S. S. et LA ROVERE, H. L. (2010). Composite concrete/gfrp slabs for footbridge deck systems. *Composite Structures*, 92(10):2554–2564.
- [Neubauer et Rostasy, 1999] NEUBAUER, U. et ROSTASY, F. (1999). Bond failure of concrete fiber reinforced polymer plates at inclined cracks—experiments and fracture mechanics model. *Special publication*, 188:369–382.
- [Nguyen *et al.*, 2013] NGUYEN, H., MUTSUYOSHI, H. et ZATAR, W. (2013). Flexural behavior of hybrid composite beams. *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*, (2332):53–63.
- [Nguyen *et al.*, 2014] NGUYEN, H., MUTSUYOSHI, H. et ZATAR, W. (2014). Push-out tests for shear connections between uhpfrc slabs and frp girder. *Composite Structures*, 118:528–547.
- [Nordin et Täljsten, 2004] NORDIN, H. et TÄLJSTEN, B. (2004). Testing of hybrid frp composite beams in bending. *Composites Part B : Engineering*, 35(1):27–33.
- [Norris *et al.*, 1997] NORRIS, T., SAADATMANESH, H. et EHSANI, M. R. (1997). Shear and flexural strengthening of r/c beams with carbon fiber sheets. *Journal of structural engineering*, 123(7):903–911.
- [Ollgaard *et al.*, 1971] OLLGAARD, J. G., SLUTTER, R. G. et FISHER, J. W. (1971). Shear strength of stud connectors in lightweight and normal weight concrete. *AISC Engineering Journal*, 8(2): 55–64.
- [Pallarés et Hajjar, 2010] PALLARÉS, L. et HAJJAR, J. F. (2010). Headed steel stud anchors in composite structures, part i : Shear. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(2):198–212.
- [Park, 2009] PARK, K. (2009). Analytical verification of a composite level of bolted gfrp bridge deck-to-girder connection system. *Composite structures*, 89(3):484–488.
- [Park *et al.*, 2007] PARK, K.-T., HWANG, Y.-K., LEE, Y.-H. et KIM, S.-M. (2007). Performance verification of a new pultruded gfrp bridge deck-to-girder connection system. *Composite structures*, 81(1):114–124.
- [Park *et al.*, 2006] PARK, K.-T., KIM, S.-H., LEE, Y.-H. et HWANG, Y.-K. (2006). Degree of composite action verification of bolted gfrp bridge deck-to-girder connection system. *Composite structures*, 72(3):393–400.
- [Ramos *et al.*, 2004] RAMOS, G., CASAS, J. et ALARCÓN, A. (2004). Repair and strengthening of segmental bridges using carbon fibers. *Engineering structures*, 26(5):609–618.
- [Ribeiro *et al.*, 2003] RIBEIRO, M., FERREIRA, A. et MARQUES, A. (2003). Analysis and experiments on frp-polymer concrete hybrid beams. *Journal of polymer engineering*, 23(5):337–352.
- [Roberts et Al-Ubaidi, 2002] ROBERTS, T. et AL-UBAIDI, H. (2002). Flexural and torsional properties of pultruded fiber reinforced plastic i-profiles. *Journal of Composites for Construction*, 6(1):28–34.

- [Roeder *et al.*, 1999] ROEDER, C. W., CAMERON, B. et BROWN, C. B. (1999). Composite action in concrete filled tubes. *Journal of structural engineering*, 125(5):477–484.
- [Rübben, 1983] RÜBBEN, A. (1983). On the calculation of bolted joints for grp plastics. *Composite structures*, 1(2):175–187.
- [Russo et Zuccarello, 2007] RUSSO, A. et ZUCCARELLO, B. (2007). Experimental and numerical evaluation of the mechanical behaviour of gfrp sandwich panels. *Composite Structures*, 81(4): 575–586.
- [Saadatmanesh et Ehsani, 1991] SAADATMANESH, H. et EHSANI, M. R. (1991). Rc beams strengthened with gfrp plates. i : Experimental study. *Journal of structural engineering*, 117(11):3417–3433.
- [Satasivam et Bai, 2014] SATASIVAM, S. et BAI, Y. (2014). Mechanical performance of bolted modular gfrp composite sandwich structures using standard and blind bolts. *Composite Structures*, 117:59–70.
- [Satasivam *et al.*, 2014] SATASIVAM, S., BAI, Y. et ZHAO, X.-L. (2014). Adhesively bonded modular gfrp web–flange sandwich for building floor construction. *Composite Structures*, 111:381–392.
- [Savoia *et al.*, 2003] SAVOIA, M., FERRACUTI, B. et MAZZOTTI, C. (2003). Nonlinear bond-slip law for frp-concrete interface. In *Proc. of 6th international symposium on FRP reinforcement for concrete structures. Singapore : World Scientific Publications*, pages 163–72.
- [Seible *et al.*, 1997] SEIBLE, F., PRIESTLEY, M. N., HEGEMIER, G. A. et INNAMORATO, D. (1997). Seismic retrofit of rc columns with continuous carbon fiber jackets. *Journal of composites for construction*, 1(2):52–62.
- [Slutter et Driscoll Jr, 1963] SLUTTER, R. G. et DRISCOLL JR, G. C. (1963). Flexural strength of steel and concrete composite beams.
- [Steinberg *et al.*, 2003] STEINBERG, E., SELLE, R. et FAUST, T. (2003). Connectors for timber–lightweight concrete composite structures. *Journal of structural engineering*, 129(11):1538–1545.
- [Strang et Fix, 1973] STRANG, G. et FIX, G. J. (1973). *An analysis of the finite element method*, volume 212. Prentice-hall Englewood Cliffs, NJ.
- [Timoshenko et Gere, 1961] TIMOSHENKO, S. P. et GERE, J. M. (1961). *Theory of elastic stability*. McGraw-hill.
- [Tout, 2014] TOUT, F. (2014). *Etude expérimentale des éléments structuraux multi-matériaux collés sollicités en flexion : effet du fluage, fatigue et durabilité*. Thèse de doctorat, Université Claude Bernard-Lyon I.
- [Toutanji, 1999] TOUTANJI, H. A. (1999). Durability characteristics of concrete columns confined with advanced composite materials. *Composite Structures*, 44(2-3):155–161.
- [Triantafillou et Plevris, 1992] TRIANTAFILLOU, T. et PLEVRIS, N. (1992). Strengthening of rc beams with epoxy-bonded fibre-composite materials. *Materials and Structures*, 25(4):201–211.
- [Triantafillou, 1998] TRIANTAFILLOU, T. C. (1998). Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded frp laminates. *Journal of composites for construction*, 2(2):96–104.

- [Turner *et al.*, 2004] TURNER, M. K., HARRIES, K. A., PETROU, M. F. et RIZOS, D. (2004). In situ structural evaluation of a gfrp bridge deck system. *Composite Structures*, 65(2):157–165.
- [Van Erp *et al.*, 2002] VAN ERP, G., CATTELL, C. et HELDT, T. (2002). Fibre composites in civil engineering : An opportunity for a novel approach to traditional reinforced concrete concepts. *In Proceedings of the International Congress Challenges of Concrete Construction, Dundee*, volume 1, pages 1–15.
- [Vayas et Iliopoulos, 2013] VAYAS, I. et ILIOPOULOS, A. (2013). *Design of steel-concrete composite bridges to eurocodes*. CRC Press.
- [Viest, 1956] VIEST, I. (1956). Investigation of stud shear connectors for composite concrete and steel t-beams. *In Journal Proceedings*, volume 52, pages 875–892.
- [Wan *et al.*, 2005] WAN, B., RIZOS, D. C., PETROU, M. F. et HARRIES, K. A. (2005). Computer simulations and parametric studies of gfrp bridge deck systems. *Composite Structures*, 69(1): 103–115.
- [Wang et Hsu, 2001] WANG, T. et HSU, T. T. (2001). Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models. *Computers & structures*, 79(32):2781–2791.
- [Webber *et al.*, 1985] WEBBER, J., HOLT, P. et LEE, D. (1985). Instability of carbon fibre reinforced flanges of i section beams and columns. *Composite structures*, 4(3):245–265.
- [Wright, 2009] WRIGHT, G. R. (2009). *Ancient building technology, volume 3 : construction (2 Vols)*. Brill.
- [Zhang *et al.*, 2015] ZHANG, L., WANG, W.-W., HARRIES, K. A. et TIAN, J. (2015). Bonding behavior of wet-bonded gfrp-concrete interface. *Journal of Composites for Construction*, 19(6): 04015001.
- [Zhao *et al.*, 2000] ZHAO, L., BURGUENO, R., ROVERE, H., SEIBLE, F. et KARBHARI, V. (2000). Preliminary evaluation of the hybrid tube bridge system. *Final Test Report Submitted to California Department of Transportation under Contract, (59AO032)*.
- [Zhao et Zhang, 2007] ZHAO, X.-L. et ZHANG, L. (2007). State-of-the-art review on frp strengthened steel structures. *Engineering Structures*, 29(8):1808–1823.
- [Zhu et Lopez, 2014] ZHU, J. et LOPEZ, M. M. (2014). Performance of a lightweight gfrp composite bridge deck in positive and negative bending regions. *Composite structures*, 113:108–117.
- [Zi *et al.*, 2008a] ZI, G., KIM, B. M., HWANG, Y. K. et LEE, Y. H. (2008a). An experimental study on static behavior of a gfrp bridge deck filled with a polyurethane foam. *Composite Structures*, 82(2):257–268.
- [Zi *et al.*, 2008b] ZI, G., KIM, B. M., HWANG, Y. K. et LEE, Y. H. (2008b). The static behavior of a modular foam-filled gfrp bridge deck with a strong web-flange joint. *Composite Structures*, 85(2):155–163.
- [Zienkiewicz *et al.*, 1977] ZIENKIEWICZ, O. C., TAYLOR, R. L. et TAYLOR, R. L. (1977). *The finite element method*, volume 3. McGraw-hill London.

Annexe A- Les courbes d'essais

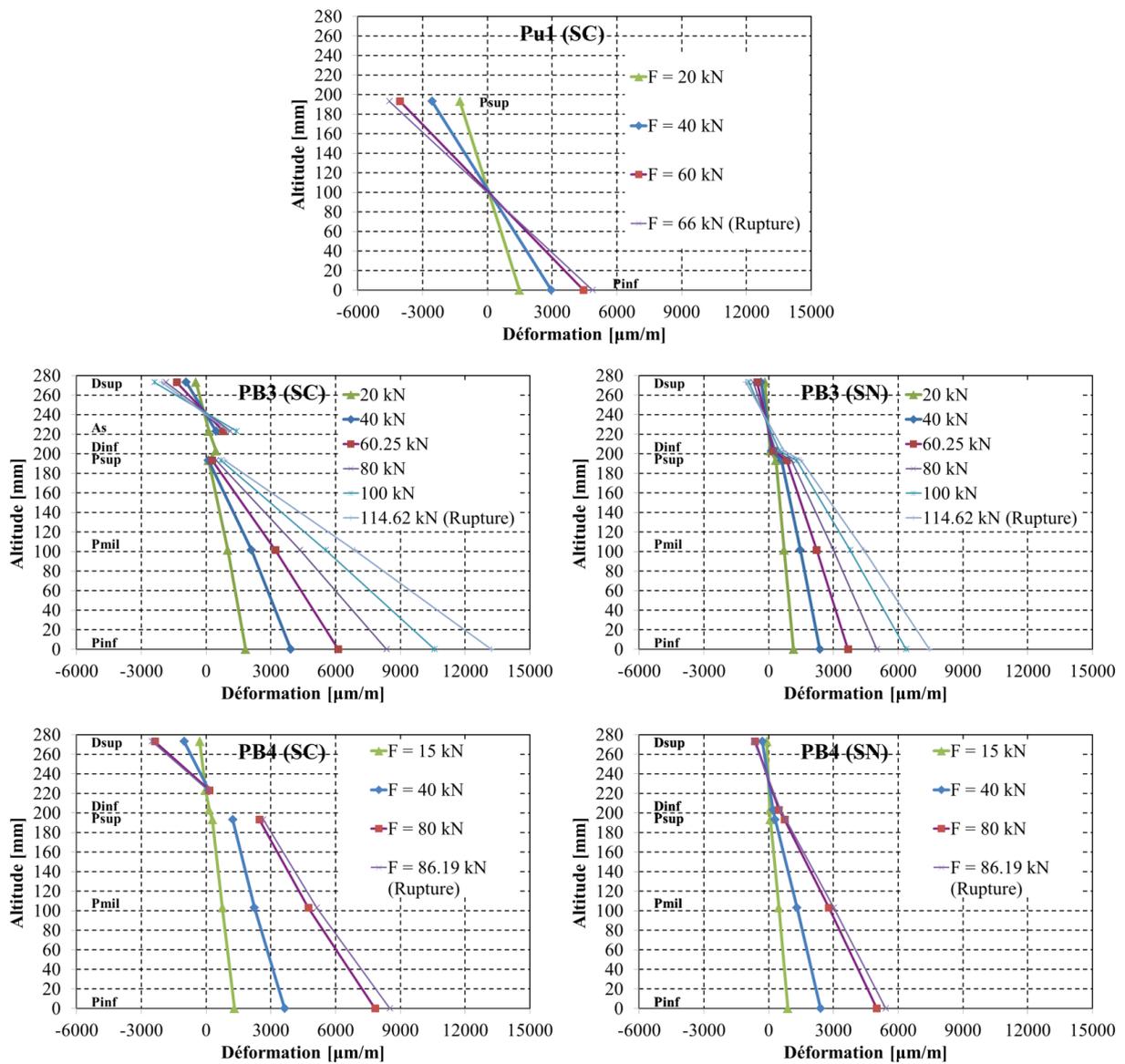


FIGURE 7.21: Les courbes déformations selon l'altitude

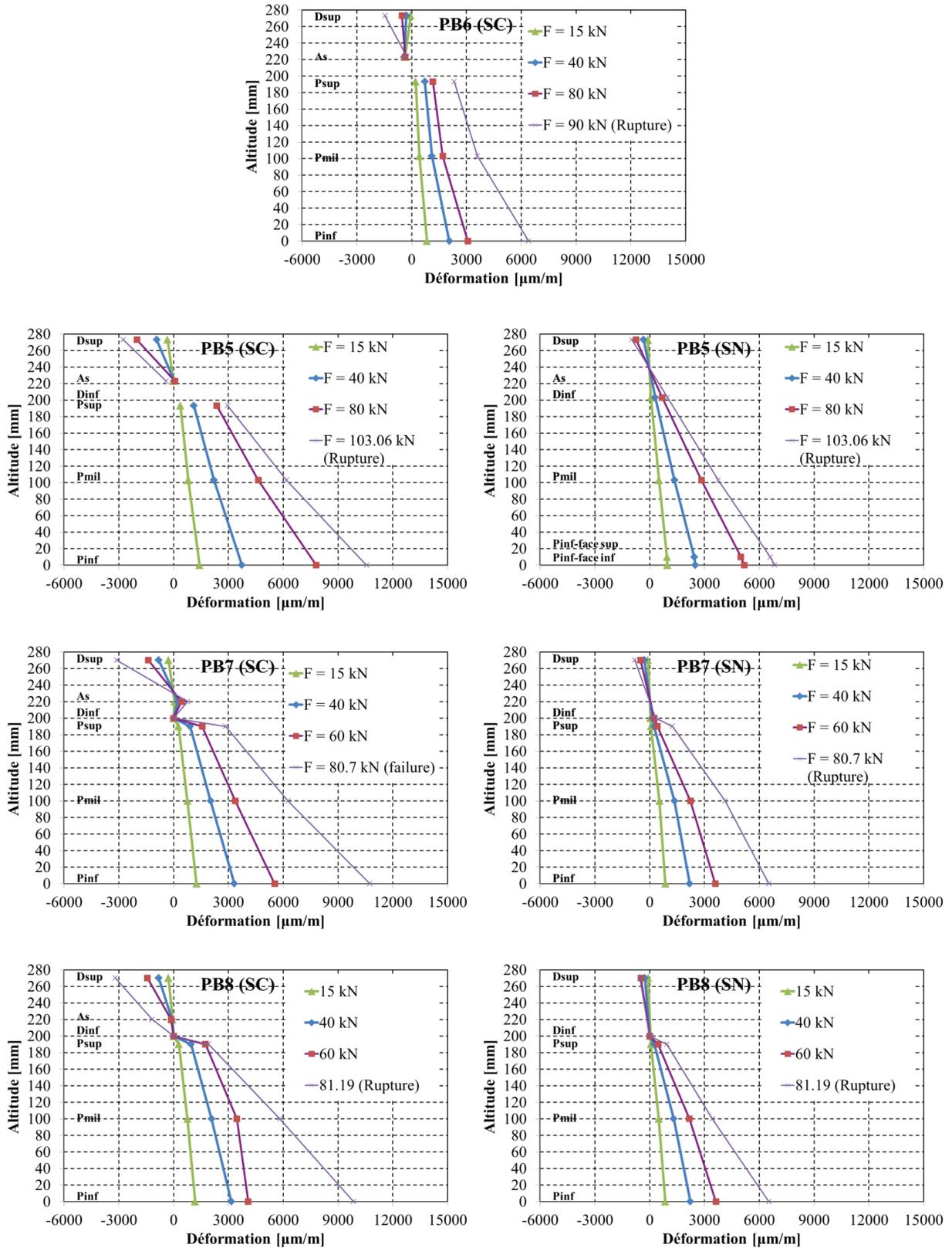


FIGURE 7.22: Les courbes déformations selon l'altitude

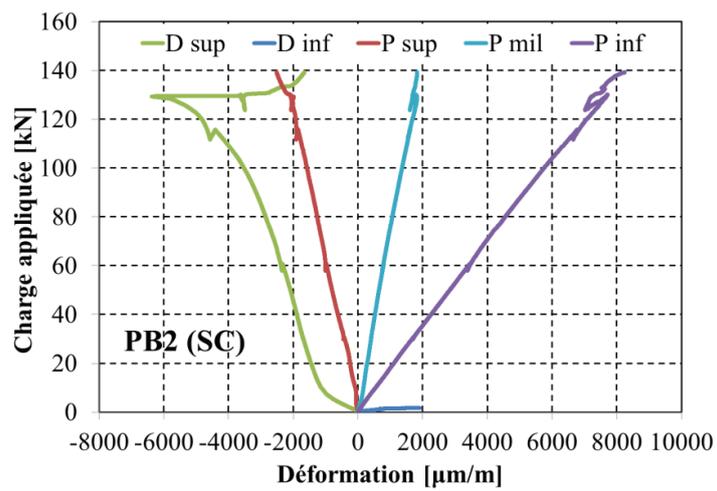
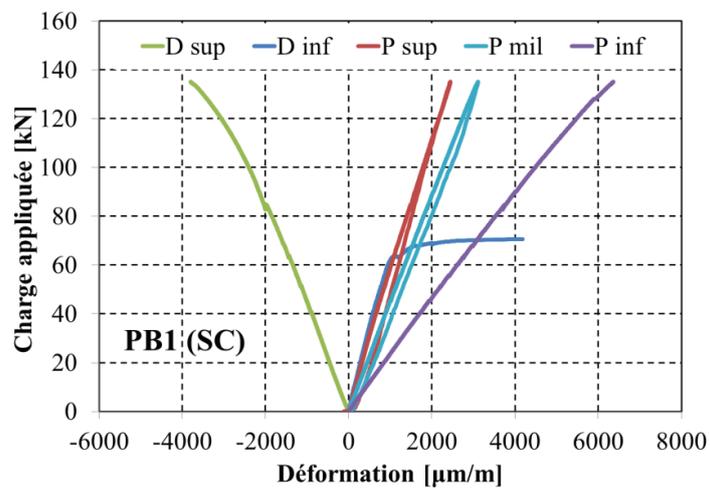
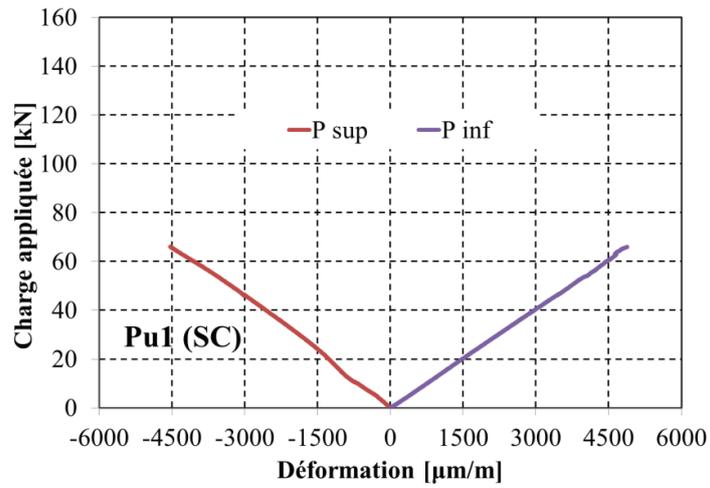


FIGURE 7.23: Les courbes force-déformations

Annexe B1- Les différents domaines d'intégration

Dans le cas d'une poutre mixte soumise à des chargements linéairement répartis (charges uniformes, triangulaires, voire trapézoïdales, ou ponctuelle), les sollicitations sont de la forme :

$$M(x) = m_1x^3 + m_2x^2 + m_3x + m_4 \quad (7.3.1)$$

$$T(x) = M'(x) = 3m_1x^2 + 2m_2x + m_3 \quad (7.3.2)$$

Un domaine d'intégration

Le moment résultant d'une charge uniforme q appliquée sur une poutre de longueur L (figure 7.24) est sous la forme :

$$M(x) = \frac{-q}{2}x^2 + \frac{qL}{2}x \quad (7.3.3)$$

d'où : $m_1 = 0$ $m_2 = \frac{-q}{2}$ $m_3 = \frac{qL}{2}$ et $m_4 = 0$.

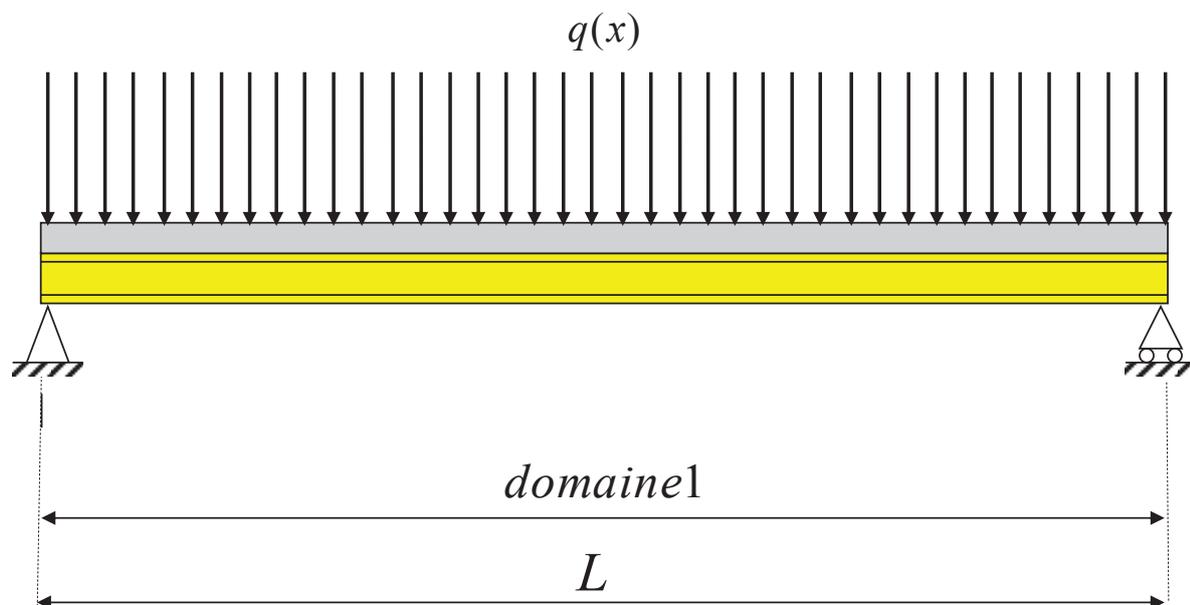


FIGURE 7.24: Un domaine d'intégration

Deux domaine d'intégration

Le moment résultant d'une charge ponctuelle P appliquée à mi-travée d'une poutre de longueur L (figure 7.25) est sous la forme :

Dans le domaine 1 : $(0 < x \leq L/2)$

$$M_1(x) = \frac{P}{2}x \quad (7.3.4)$$

d'où : $m_{11} = 0$ $m_{21} = 0$ $m_{31} = \frac{P}{2}$ et $m_{41} = 0$.

Dans le domaine 2 : $(L/2 < x \leq L)$

$$M_2(x) = \frac{-P}{2}x + \frac{PL}{2} \quad (7.3.5)$$

d'où : $m_{12} = 0$ $m_{22} = 0$ $m_{32} = \frac{-P}{2}$ et $m_{42} = \frac{PL}{2}$.

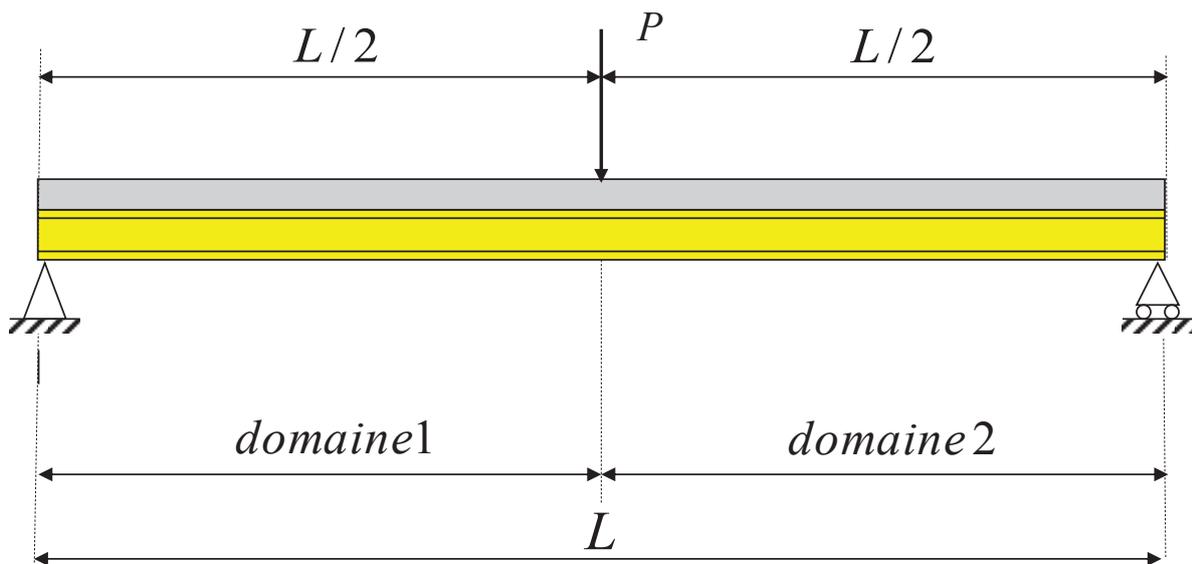


FIGURE 7.25: Deux domaines d'intégration

Trois domaine d'intégration

Le moment résultant de deux charges ponctuelles F symétriques appliquées sur une distance "a" du support (figure 7.26) est sous la forme :

Dans le domaine 1 : $(0 < x \leq a)$

$$M_1(x) = Fx \quad (7.3.6)$$

d'où : $m_{11} = 0$ $m_{21} = 0$ $m_{31} = F$ et $m_{41} = 0$.

Dans le domaine 2 : ($a < x \leq a + 2b$)

$$M_2(x) = Fa \tag{7.3.7}$$

d'où : $m_{12} = 0$ $m_{22} = 0$ $m_{32} = 0$ et $m_{42} = Fa$.

Dans le domaine 3 : ($a + 2b < x \leq 2a + 2b$)

$$M_3(x) = -Fx + FL \tag{7.3.8}$$

d'où : $m_{13} = 0$ $m_{23} = 0$ $m_{33} = -F$ et $m_{43} = FL$.

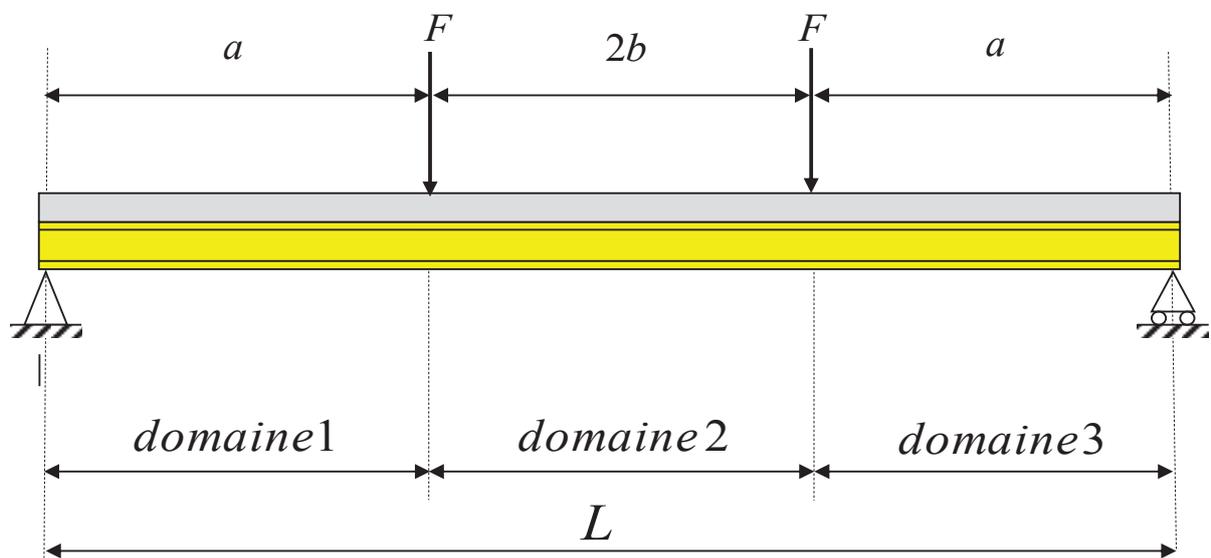


FIGURE 7.26: Trois domaines d'integration

Annexe B2 - Sans glissement (deuxième approche)

Localisation de l'axe neutre

Pour localiser l'axe neutre on compare les efforts repris par la dalle et ceux repris par le profilé en admettant que toute la dalle est en compression et tout le profilé en traction, c.à.d. l'axe neutre est dans ce cas à l'interface entre la dalle et le profilé selon l'équation suivante :

$$E_p A_p h_p = E_d A_d h_d \quad (7.3.9)$$

N.B : Cette équation est identique à celle obtenue en utilisant la démarche du moment statique.

En conséquence,

Si $E_p A_p h_p < E_d A_d h_d$, la compression supportée par la dalle est supérieure à la traction de la section totale du profilé, donc une partie de la dalle doit être tendue pour atteindre l'équilibre de la section. Alors l'axe neutre est situé dans la dalle soit avant soit après la fissuration.

Si $E_p A_p h_p > E_d A_d h_d$, la traction supportée par le profilé est supérieure à la compression de la dalle, donc une partie du profilé doit être comprimée pour atteindre l'équilibre de la section. Alors l'axe neutre est situé dans le profilé. L'axe neutre peut être localisée soit dans l'âme du profilé soit dans sa semelle supérieure.

Pour cela on suppose que l'axe neutre soit à une profondeur de $h_d + t_s$.

Identiquement on obtient deux cas :

Si $E_p A_p h_a > E_d A_d h_d + 2E_d A_d t_s$, la compression supportée par la dalle et la semelle supérieure est plus grande que la traction de la reste du profilé, donc une partie de la zone comprimée doit être tendue pour atteindre l'équilibre de la section. Alors l'axe neutre est situé dans la semelle supérieure.

Si $E_p A_p h_a < E_d A_d h_d + 2E_d A_d t_s$, la traction supportée par l'âme du profilé et sa semelle inférieure est supérieure à la compression, donc une partie du profilé doit être comprimée pour atteindre l'équilibre de la section. Alors l'axe neutre est situé dans l'âme du profilé.

Axe neutre à l'interface

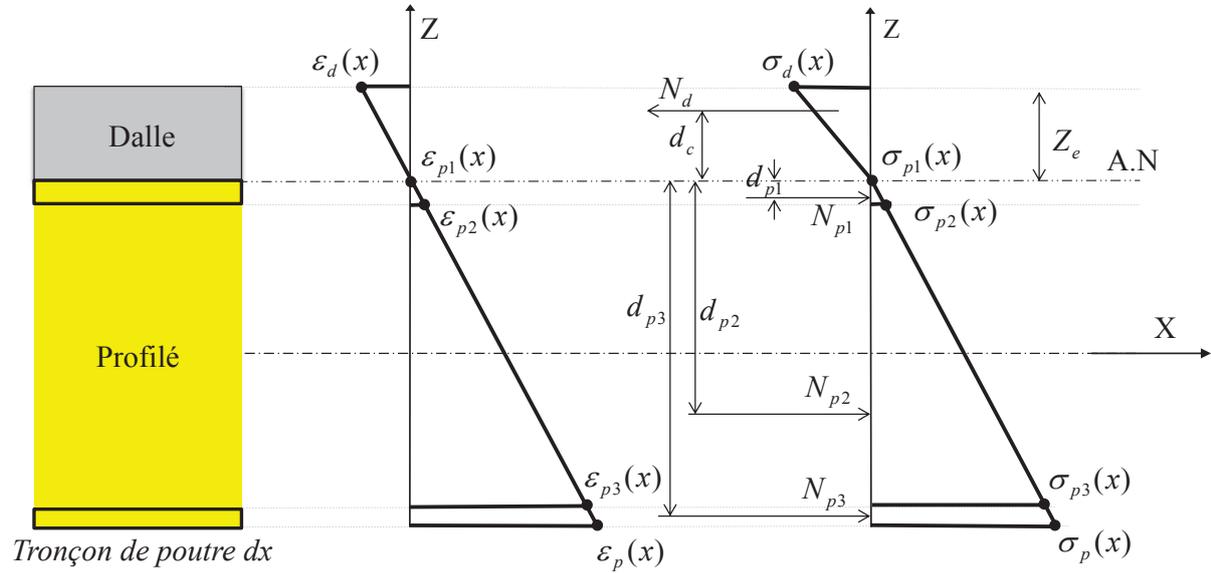


FIGURE 7.27: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-E-interface

Les déformations et les contraintes

$$\varepsilon_{p1} = 0 \quad (7.3.10)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{h_d}(t_s) \quad (7.3.11)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d}{h_d}(h_p - t_s) \quad (7.3.12)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d}{h_d}(h_p) \quad (7.3.13)$$

Ensuite les contraintes sont simplement les résultats obtenus de la multiplication de ces valeurs des déformations par le module élastique du profilé par la loi de Hooke. (Le profilé a un comportement élastique en compression et en traction).

$$\sigma_{p1} = E_p \varepsilon_{p1} \quad \sigma_{p2} = E_p \varepsilon_{p2} \quad \sigma_{p3} = E_p \varepsilon_{p3} \quad \sigma_p = E_p \varepsilon_p$$

Les efforts de traction sont obtenus après l'intégration de la contrainte sur l'aire du profilé.

$$N_p = \int_{A_p} \sigma_p dA_p$$

En conséquence les valeurs sont les suivants :

La force reprise par la semelle supérieure :

$$N_{p1} = 0.5A_s\sigma_{p2} \quad (7.3.14)$$

La force reprise par l'âme :

$$N_{p1} = 0.5A_a(\sigma_{p2} + \sigma_{p3}) \quad (7.3.15)$$

La force reprise par la semelle inférieure :

$$N_{p1} = 0.5A_s(\sigma_{p3} + \sigma_p) \quad (7.3.16)$$

La force reprise par la dalle en béton en compression :

$$N_d = 0.5E_d\varepsilon_dA_d \quad (7.3.17)$$

Ensuite on peut calculer le moment élastique par la multiplication de chaque effort par son bras de levier (l'effort résultant dans chaque zone est supposé passer par le centre de gravité du diagramme trapézoïdal des contraintes) :

$$M_e = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} \quad (7.3.18)$$

d'où

$$d_c = \frac{2}{3}h_d \quad (7.3.19)$$

$$d_{p1} = \frac{2}{3}t_s \quad (7.3.20)$$

$$d_{p2} = h_p - t_s - \frac{h_a}{3} \left(\frac{\sigma_{p3} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p3}} \right) \quad (7.3.21)$$

$$d_{p3} = h_p - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_p + 2\sigma_{p3}}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (7.3.22)$$

Axe neutre dans la dalle - avant fissuration

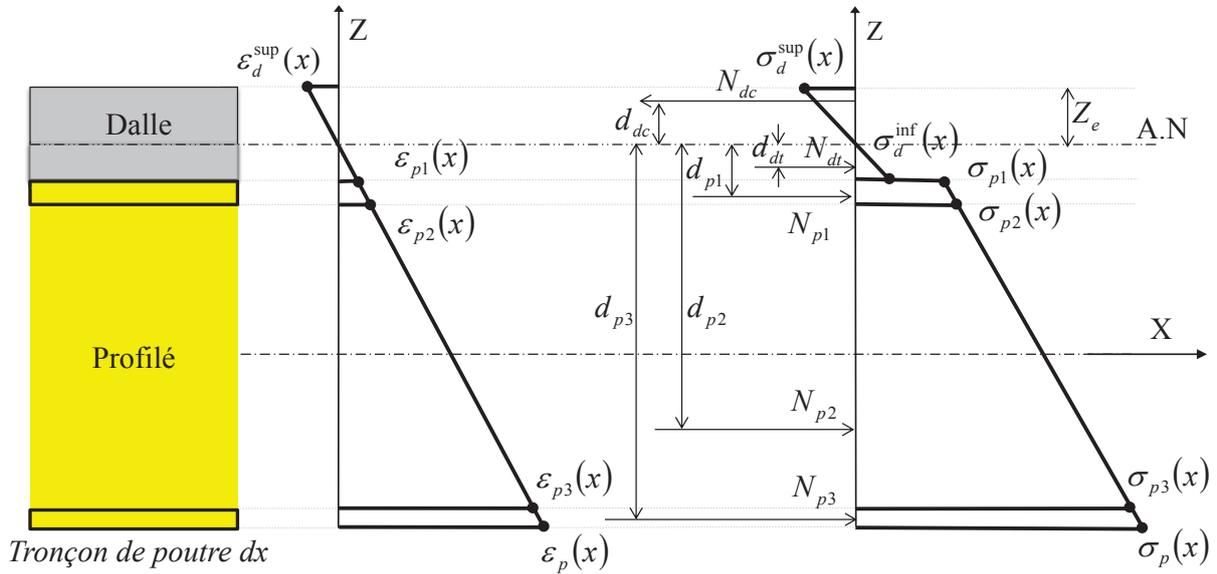


FIGURE 7.28: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-E-dalle-avant fissuration

Les déformations et les contraintes

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d}{Z_e} (h_d - Z_e) \quad (7.3.23)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{Z_e} (h_d + t_s - Z_e) \quad (7.3.24)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d}{Z_e} (h_d + h_p - t_s - Z_e) \quad (7.3.25)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d}{Z_e} (h_d + h_p - Z_e) \quad (7.3.26)$$

Ensuite, les contraintes sont simplement les résultats obtenus par la multiplication de ces valeurs des déformations par le module élastique du profilé par la loi de Hooke (le profilé a un comportement élastique en compression et en traction).

$$\sigma_{p1} = E_p \varepsilon_{p1} \quad \sigma_{p2} = E_p \varepsilon_{p2} \quad \sigma_{p3} = E_p \varepsilon_{p3} \quad \sigma_p = E_p \varepsilon_p$$

Les efforts dans la section

La force reprise par la semelle supérieure :

$$N_{p1} = 0.5A_s(\sigma_{p1} + \sigma_{p2}) \quad (7.3.27)$$

La force reprise par l'âme :

$$N_{p2} = 0.5A_a(\sigma_{p2} + \sigma_{p3}) \quad (7.3.28)$$

La force reprise par la semelle inférieure :

$$N_{p3} = 0.5A_s(\sigma_{p3} + \sigma_p) \quad (7.3.29)$$

La force reprise par la partie comprimée de la dalle :

$$N_{dc} = 0.5E_d\varepsilon_d b_d Z_e \quad (7.3.30)$$

La force reprise par la partie tendue de la dalle :

$$N_{dt} = 0.5E_d\varepsilon_{p1} b_d (h_d - Z_e) \quad (7.3.31)$$

L'équilibre de la section nous donne la position de l'axe neutre élastique Z_e (figure 7.28) par :

$$Z_e = \frac{E_p A_p (0.5h_p + h_d) + 0.5E_d A_d h_d}{E_p A_p + E_d A_d} \quad (7.3.32)$$

Cette équation donne la position de l'axe neutre en fonction des paramètres géométriques et mécaniques de la section. Une fois calculée, les déformations dans chaque couche et les efforts sont déterminés. Ensuite on peut calculer le moment élastique par la multiplication de chaque effort par son bras de levier (l'effort résultant dans chaque zone est supposé passer par le centre de gravité du diagramme trapézoïdal des contraintes) :

(N.B Cette démarche de calcul est la même pour le reste des cas)

$$M_e = N_{dc}d_{dc} + N_{dt}d_{dt} + N_{p1}d_{p1} + N_{p2}d_{p2} + N_{p3}d_{p3} \quad (7.3.33)$$

d'où

$$d_{dc} = \frac{2}{3}Z_e \quad (7.3.34)$$

$$d_{dt} = \frac{2}{3}(h_d - Z_e) \quad (7.3.35)$$

$$d_{p1} = h_d - Z_e + t_s - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_{p2} + 2\sigma_{p1}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p1}} \right) \quad (7.3.36)$$

$$d_{p2} = h_d - Z_e - t_s + h_p - \frac{h_a}{3} \left(\frac{\sigma_{p3} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p3}} \right) \quad (7.3.37)$$

$$d_{p3} = h_d + h_p - Z_e - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_p + 2\sigma_{p3}}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (7.3.38)$$

Axe neutre dans la dalle - après fissuration

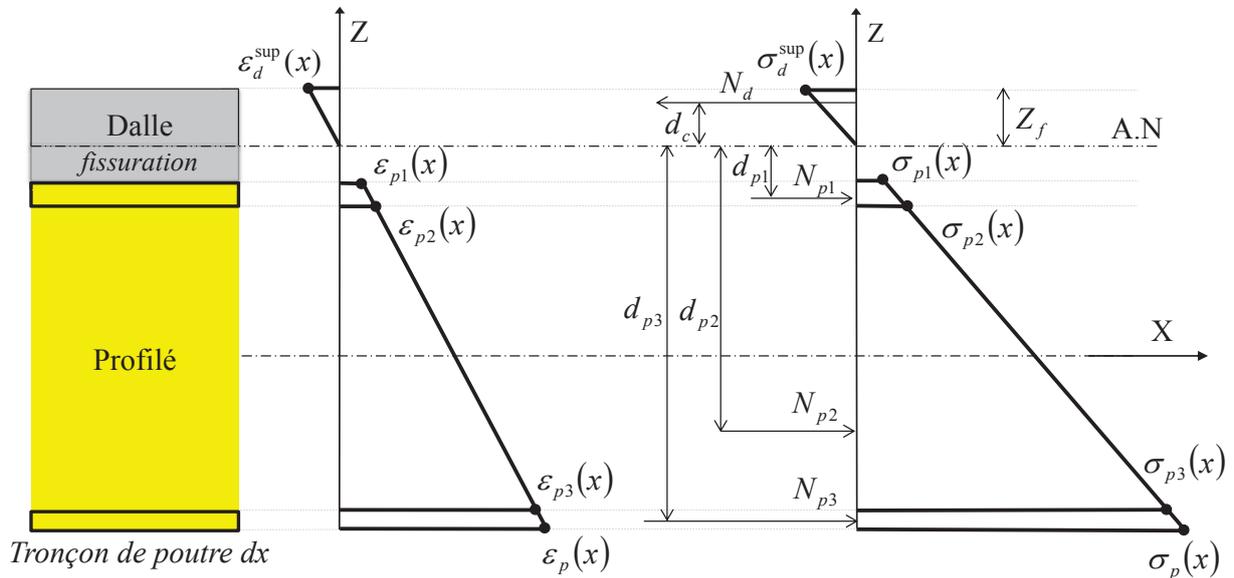


FIGURE 7.29: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-E-dalle-après fissuration

Les déformations et les contraintes

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d}{Z_f}(h_d - Z_f) \quad (7.3.39)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{Z_f}(h_d + t_s - Z_f) \quad (7.3.40)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d}{Z_f}(h_d + h_p - t_s - Z_f) \quad (7.3.41)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d}{Z_f}(h_d + h_p - Z_f) \quad (7.3.42)$$

Ensuite les contraintes sont simplement les résultats obtenus par la multiplication de ces valeurs des déformations par le module élastique du profilé par la loi de Hooke. (Le profilé a un comportement élastique en compression et en traction).

$$\sigma_{p1} = E_p \varepsilon_{p1} \quad \sigma_{p2} = E_p \varepsilon_{p2} \quad \sigma_{p3} = E_p \varepsilon_{p3} \quad \sigma_p = E_p \varepsilon_p$$

Les efforts dans la section

La force reprise par la semelle supérieure :

$$N_{p1} = 0.5A_s(\sigma_{p1} + \sigma_{p2}) \quad (7.3.43)$$

La force reprise par l'âme :

$$N_{p2} = 0.5A_a(\sigma_{p2} + \sigma_{p3}) \quad (7.3.44)$$

La force reprise par la semelle inférieure :

$$N_{p3} = 0.5A_s(\sigma_{p3} + \sigma_p) \quad (7.3.45)$$

La force reprise par la dalle en béton en compression :

$$N_d = 0.5E_d\varepsilon_d b_d Z_f \quad (7.3.46)$$

L'équilibre de la section nous donne la position de l'axe neutre élastique Z_f par la solution positive de l'équation suivante :

$$b_d E_d Z_f^2 + 2E_p A_p Z_f - E_p A_p (2h_d + h_p) = 0 \quad (7.3.47)$$

Ensuite on peut calculer le moment élastique par la multiplication de chaque effort par son bras de levier (l'effort résultant dans chaque zone est supposé passer par le centre de gravité du diagramme trapézoïdal des contraintes) :

$$M_e = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} \quad (7.3.48)$$

d'où

$$d_c = \frac{2}{3} Z_f \quad (7.3.49)$$

$$d_{p1} = h_d - Z_f + t_s - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_{p2} + 2\sigma_{p1}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p1}} \right) \quad (7.3.50)$$

$$d_{p2} = h_d - Z_f - t_s + h_p - \frac{h_p}{3} \left(\frac{\sigma_{p3} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p3}} \right) \quad (7.3.51)$$

$$d_{p3} = h_d + h_p - Z_f - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_p + 2\sigma_{p3}}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (7.3.52)$$

Axe neutre dans l'âme du profilé

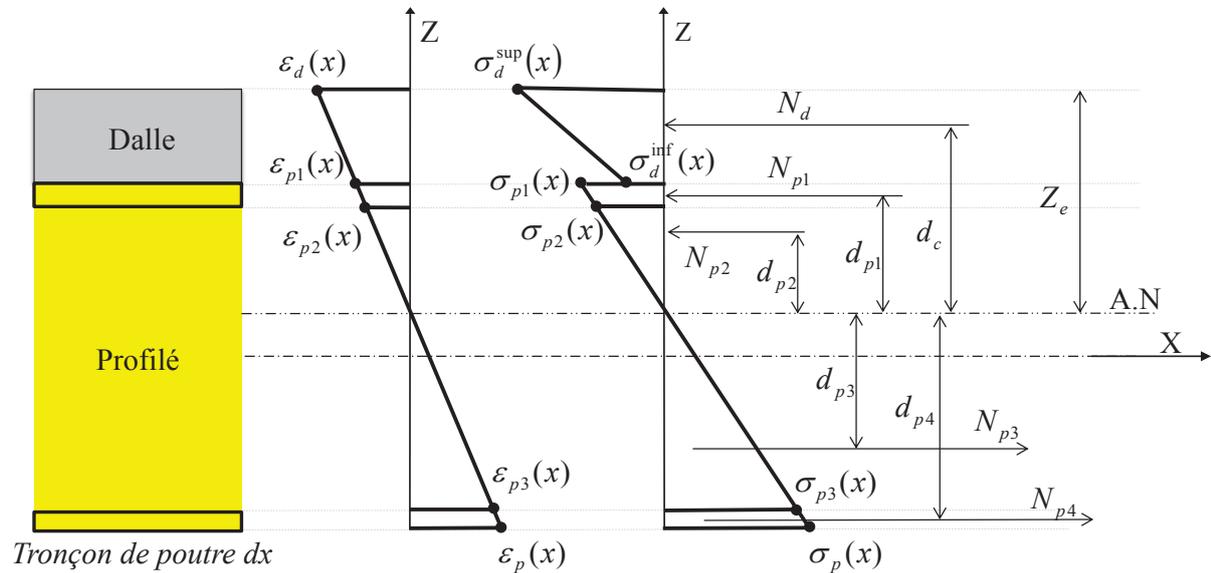


FIGURE 7.30: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-E-âme

Selon la figure on peut obtenir les relations suivantes :

Les déformations et les contraintes

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d}{Z_e}(Z_e - h_d) \quad (7.3.53)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{Z_e}(Z_e - h_d - t_s) \quad (7.3.54)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d}{Z_e}(h_p - t_s + h_d - Z_e) \quad (7.3.55)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d}{Z_e}(h_d + h_p - Z_e) \quad (7.3.56)$$

Ensuite les contraintes sont simplement les résultats obtenus par la multiplication de ces valeurs des déformations par le module élastique du profilé par la loi de Hooke. (Le profilé a un comportement élastique en compression et en traction).

$$\sigma_{p1} = E_p \varepsilon_{p1} \quad \sigma_{p2} = E_p \varepsilon_{p2} \quad \sigma_{p3} = E_p \varepsilon_{p3} \quad \sigma_p = E_p \varepsilon_p$$

Les efforts dans la section

La force reprise par la semelle supérieure comprimée :

$$N_{p1} = 0.5A_s(\sigma_{p1} + \sigma_{p2}) \quad (7.3.57)$$

La force reprise par la partie de l'âme comprimée :

$$N_{p2} = 0.5t_a(Z_e - t_s - h_d)\sigma_{p2} \quad (7.3.58)$$

La force reprise par la partie de l'âme tendue :

$$N_{p3} = 0.5t_a(h_d + h_p - t_s - Z_e)\sigma_{p3} \quad (7.3.59)$$

La force reprise par la semelle inférieure tendue :

$$N_{p4} = 0.5A_s(\sigma_{p3} + \sigma_p) \quad (7.3.60)$$

La force reprise par la dalle en béton :

$$N_d = 0.5A_dE_d(\varepsilon_d + \varepsilon_{p1}) \quad (7.3.61)$$

Après la résolution de l'équation $N_{compression} = N_{traction}$ on obtient la position de l'axe neutre par :

$$Z_e = \frac{A_dE_dh_d + E_pA_p(2h_d + h_p)}{2A_dE_d + 2E_pA_p} \quad (7.3.62)$$

Finalement on peut calculer le moment élastique à la ruine par la multiplication de chaque effort par son bras de levier :

$$M_e = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} + N_{p4} d_{p4} \quad (7.3.63)$$

d'où

$$d_c = Z_e - \frac{h_d}{3} \left(\frac{\sigma_d^{sup} + 2\sigma_d^{inf}}{\sigma_d^{sup} + \sigma_d^{inf}} \right) \quad (7.3.64)$$

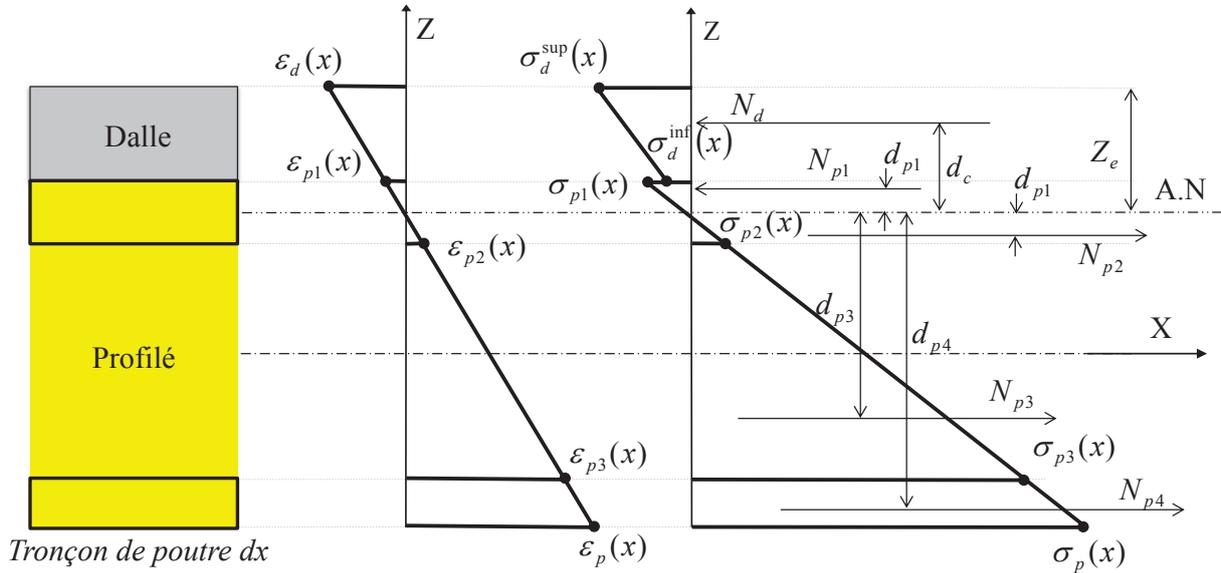
$$d_{p1} = Z_e - h_d - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_{p1} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p1}} \right) \quad (7.3.65)$$

$$d_{p2} = \frac{2}{3}(Z_e - h_d - t_s) \quad (7.3.66)$$

$$d_{p3} = \frac{2}{3}(h_d + h_p - t_s - Z_e) \quad (7.3.67)$$

$$d_{p4} = h_d + h_p - Z_e - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_p + 2\sigma_{p3}}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (7.3.68)$$

Axe neutre dans la semelle supérieure du profilé



L'épaisseur des semelles est exagérée pour des raisons de clarté du dessin

FIGURE 7.31: Diagramme de contrainte et de déformation dans une section dans le cas SG-E-semelle

Les déformations et les contraintes

$$\varepsilon_{p1} = \frac{\varepsilon_d}{Z_e}(Z_e - h_d) \quad (7.3.69)$$

$$\varepsilon_{p2} = \frac{\varepsilon_d}{Z_e}(h_d + t_s - Z_e) \quad (7.3.70)$$

$$\varepsilon_{p3} = \frac{\varepsilon_d}{Z_e}(h_p - t_s + h_d - Z_e) \quad (7.3.71)$$

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_d}{Z_e}(h_d + h_p - Z_e) \quad (7.3.72)$$

Ensuite les contraintes sont simplement les résultats obtenus par la multiplication de ces valeurs des déformations par le module élastique du profilé par la loi de Hooke. (Le profilé a un comportement élastique en compression et en traction).

$$\sigma_{p1} = E_p \varepsilon_{p1} \quad \sigma_{p2} = E_p \varepsilon_{p2} \quad \sigma_{p3} = E_p \varepsilon_{p3} \quad \sigma_p = E_p \varepsilon_p$$

Les efforts dans la section

La force reprise par la partie comprimée de la semelle supérieure :

$$N_{p1} = 0.5b_p\sigma_{p1}(Z_e - h_d) \quad (7.3.73)$$

La force reprise par la partie tendue de la semelle supérieure :

$$N_{p2} = 0.5b_p\sigma_{p2}(-Z_e + h_d + t_s) \quad (7.3.74)$$

La force reprise par l'âme :

$$N_{p3} = 0.5A_a(\sigma_{p2} + \sigma_{p3}) \quad (7.3.75)$$

La force reprise par la semelle inférieure :

$$N_{p4} = 0.5A_s(\sigma_{p3} + \sigma_p) \quad (7.3.76)$$

La force reprise par la dalle en béton :

$$N_d = 0.5A_dE_d(\varepsilon_d + \varepsilon_{p1}) \quad (7.3.77)$$

Après la résolution de l'équation $N_{traction} = N_{compression}$ on obtient la position de l'axe neutre Z_e à partir de l'équation suivante

$$Z_e = \frac{E_p A_p h_p + 2E_p A_p h_d + E_d A_d h_d}{2E_p A_p + 2E_d A_d} \quad (7.3.78)$$

Finalement on peut calculer le moment élastique par la multiplication de chaque effort par son bras de levier :

$$M_e = N_d d_c + N_{p1} d_{p1} + N_{p2} d_{p2} + N_{p3} d_{p3} + N_{p4} d_{p4} \quad (7.3.79)$$

d'où

$$d_c = Z_e - \frac{h_d}{3} \left(\frac{\sigma_d^{sup} + 2\sigma_d^{inf}}{\sigma_d^{sup} + \sigma_d^{inf}} \right) \quad (7.3.80)$$

$$d_{p1} = \frac{2}{3}(Z_e - h_d) \quad (7.3.81)$$

$$d_{p2} = \frac{2}{3}(h_d + t_s - Z_e) \quad (7.3.82)$$

$$d_{p3} = h_d + h_p - Z_e - t_s - \frac{h_a}{3} \left(\frac{\sigma_{p3} + 2\sigma_{p2}}{\sigma_{p2} + \sigma_{p3}} \right) \quad (7.3.83)$$

$$d_{p4} = h_d + h_p - Z_e - \frac{t_s}{3} \left(\frac{\sigma_p + 2\sigma_{p3}}{\sigma_p + \sigma_{p3}} \right) \quad (7.3.84)$$

Annexe B3- Constantes de glissement

Les constantes de glissement dans le cas d'un domaine (charge uniforme) sont :

$$A = \frac{\beta q (\cosh(L\alpha) - 1)}{\alpha^3 \sinh(L\alpha)} \quad (7.3.85)$$

$$B = -\frac{\beta q}{\alpha^3} \quad (7.3.86)$$

Les constantes de glissement dans le cas de deux domaines (flexion 3 points avec une charge P centrée) sont :

$$A_1 = \frac{P\beta}{2\alpha^2 \cosh(\frac{L\alpha}{2})} \quad (7.3.87)$$

$$B_1 = 0 \quad (7.3.88)$$

$$A_2 = -\frac{P\beta(2\cosh(\frac{L\alpha}{2})^2 - 1)}{2\alpha^2 \cosh(\frac{L\alpha}{2})} = -\frac{B_2}{\tanh(\alpha L)} \quad (7.3.89)$$

$$B_2 = \frac{P\beta \sinh(\frac{L\alpha}{2})}{\alpha^2} \quad (7.3.90)$$

Les constantes de glissement dans le cas de trois domaines sont :

$$A_1 = -\frac{F\beta(\sinh(\alpha(a - L + 2b)) - \sinh(\alpha(L - a)))}{\alpha^2 \sinh(L\alpha)} \quad (7.3.91)$$

$$B_1 = 0 \quad (7.3.92)$$

$$A_2 = -\frac{F\beta(\sinh(\alpha(L + a)) + 2\sinh(\alpha(a - L + 2b)) - \sinh(\alpha(L - a)))}{2\alpha^2 \sinh(L\alpha)} \quad (7.3.93)$$

$$B_2 = \frac{F\beta \sinh(a\alpha)}{\alpha^2} \quad (7.3.94)$$

$$A_3 = -\frac{F\beta \cosh(L\alpha)(\sinh(a\alpha) + \sinh(\alpha(a + 2b)))}{\alpha^2 \sinh(L\alpha)} \quad (7.3.95)$$

$$B_3 = \frac{F\beta(\sinh(a\alpha) + \sinh(\alpha(a + 2b)))}{\alpha^2} \quad (7.3.96)$$

Annexe B4- Calcul de la flèche due à l'effort tranchant

Dans le cas de deux domaines d'intégration et d'une charge ponctuelle centrée on a :

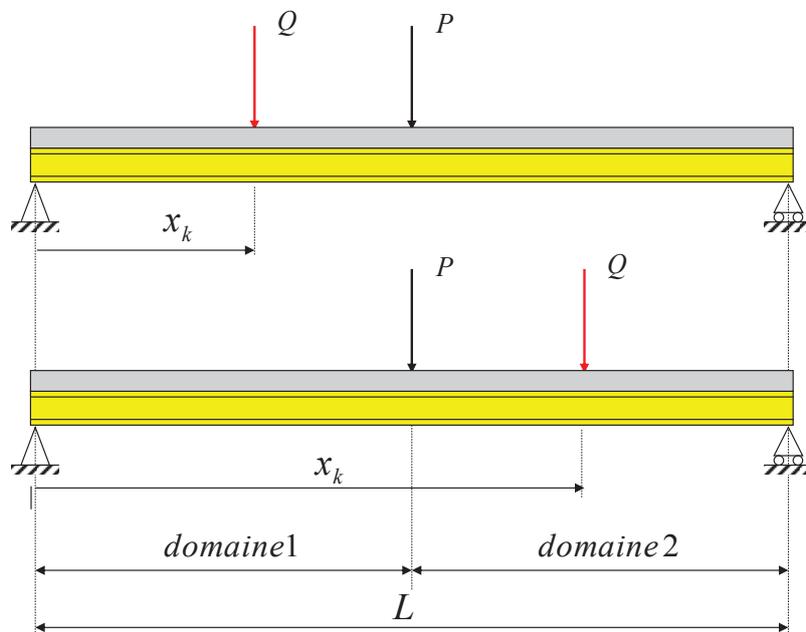


FIGURE 7.32: L'application de la théorème de CASTIGLIANO sur deux domaines

Pour $0 \leq x \leq \frac{L}{2}$

$$T_1(x) = Q\left(1 - \frac{x_k}{L}\right) + \frac{P}{2}$$

$$\frac{\partial T_1(x)}{\partial Q} = 1 - \frac{x_k}{L}$$

$$T_2(x) = -\left(Q\frac{x_k}{L} + \frac{P}{2}\right)$$

$$\frac{\partial T_2(x)}{\partial Q} = -\frac{x_k}{L}$$

$$\begin{aligned}
T_3(x) &= -\left(Q\frac{x_k}{L} - \frac{P}{2}\right) \\
\frac{\partial T_2(x)}{\partial Q} &= -\frac{x_k}{L} \\
\delta_x &= \frac{K}{2GA} \left(\int_0^{x_k} \frac{P}{2} \left(1 - \frac{x_k}{L}\right) dx + \int_{x_k}^{\frac{L}{2}} \frac{-P}{2} \frac{x_k}{L} dx + \int_{\frac{L}{2}}^L \frac{P}{2} \frac{x_k}{L} dx \right) \\
\delta_x &= \frac{K}{4GA} P x_k
\end{aligned} \tag{7.3.97}$$

Pour $\frac{L}{2} \leq x \leq L$

$$\begin{aligned}
T_1(x) &= Q\left(1 - \frac{x_k}{L}\right) + \frac{P}{2} \\
\frac{\partial T_1(x)}{\partial Q} &= 1 - \frac{x_k}{L} \\
T_2(x) &= Q\left(1 - \frac{x_k}{L}\right) - \frac{P}{2} \\
\frac{\partial T_2(x)}{\partial Q} &= 1 - \frac{x_k}{L} \\
T_3(x) &= -\left(Q\frac{x_k}{L} - \frac{P}{2}\right) \\
\frac{\partial T_2(x)}{\partial Q} &= -\frac{x_k}{L} \\
\delta_x &= \frac{K}{2GA} \left(\int_0^{\frac{L}{2}} \frac{P}{2} \left(1 - \frac{x_k}{L}\right) dx + \int_{\frac{L}{2}}^{x_k} \frac{-P}{2} \left(1 - \frac{x_k}{L}\right) dx + \int_{x_k}^L \frac{-P}{2} \frac{-x_k}{L} dx \right) \\
\delta_x &= \frac{K}{4GA} P(L - x_k)
\end{aligned} \tag{7.3.98}$$

$$\delta_{\frac{L}{2}} = \frac{KPL}{8GA} \tag{7.3.99}$$

Annexe B5 - Calcul du coefficient K

Cette partie est pour le calcul du coefficient $k = \int_A \frac{S^2 A}{I^2 b^2} dA$, elle explique les étapes d'intégration pour une forme I, la forme de la section de nos poutres. S est le moment statique de la section au-dessus d'un point choisi à $z = z_p$ (figure 7.33)

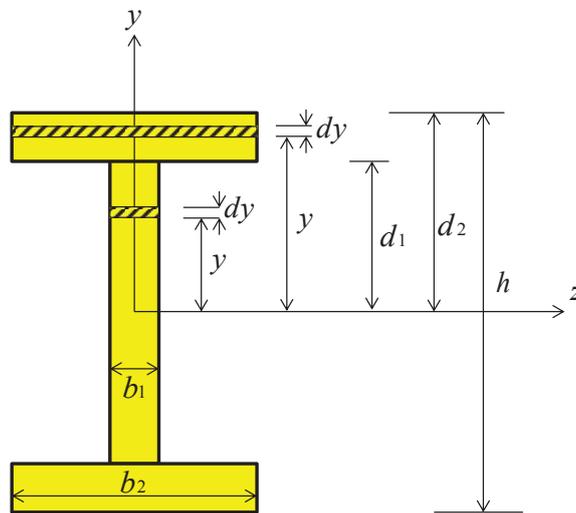


FIGURE 7.33: La forme I étudiée

Il y a deux domaines d'intégration où la section se change :

domaine 1 : $d_1 \leq z \leq d_2$ (semelle)

domaine 2 : $0 \leq z \leq d_1$ (âme)

Alors K devient la somme de K_1 et K_2

$$K_1 = \frac{2A}{I^2} \int_{d_1}^{d_2} \frac{S_s^2}{b_s} dz$$

$$S_s = \int_0^{b_s} \int_z^{d_2} z dz dx = \int_z^{d_2} b_s dz = S_s = \frac{b_s}{2} (d_2^2 - z^2)$$

$$\forall d_1 \leq z$$

$$K_2 = \frac{2A}{I^2} \int_0^{d_1} \frac{S_a^2}{b_a} dz$$

$$S_a = \int_{d_1}^{d_2} z b_s dz + \int_z^{d_1} z b_a dz = \frac{b_s}{2} (d_2^2 - d_1^2) + \frac{b_a}{2} (d_1^2 - z^2)$$

$$\forall 0 \leq z \leq d_1$$

$$S_s^2 = \frac{b_s^2}{4} (d_2^4 + z^4 - 2d_2^2 z^2)$$

$$\frac{4}{b_s} \int_{d_1}^{d_2} S_s^2 dz = \frac{8d_2^5 - 3d_1^5 + 10d_2^2 d_1^3 - 15d_1 d_2^4}{15}$$

$$K_1 = \frac{A b_s}{I^2} \frac{8d_2^5 - 3d_1^5 + 10d_2^2 d_1^3 - 15d_1 d_2^4}{30}$$

Pareil pour K_2 :

$$S_a^2 = \frac{b_s^2}{4} (d_2^4 + d_1^4 - 2d_2^2 d_1^2) + \frac{b_a^2}{4} (d_1^4 + z^4 - 2d_1^2 z^2) + \frac{b_a b_s}{2} (d_2^2 - d_1^2) (d_1^2 - z^2)$$

$$\int_0^{d_1} S_a^2 dz = \frac{b_s^2}{4} (d_2^4 d_1 + d_1^5 - 2d_2^2 d_1^3) + \frac{b_a^2}{4} \frac{8d_1^5}{15} + \frac{b_a b_s}{2} \left(\frac{2d_2^2 d_1^3}{3} - \frac{2d_1^5}{3} \right)$$

$$K_2 = \frac{A}{I^2} \left(\frac{b_s^2}{2b_a} (d_2^4 d_1 + d_1^5 - 2d_2^2 d_1^3) + \frac{b_a}{2} \frac{8d_1^5}{15} + \frac{b_s}{b_a} \left(\frac{2d_2^2 d_1^3}{3} - \frac{2d_1^5}{3} \right) \right)$$

Soit $\frac{b_a}{b_s} = p$ et $\frac{d_1}{d_2} = \frac{2d_1}{h} = t$

$$K_1 = \frac{A h^5 b_s}{30 \cdot 32 I^2} (8 - 3t^5 + 10t^3 - 15t)$$

$$K_2 = \frac{A h^5 b_s}{32 I^2} \left(\frac{1}{2p^2} (t + t^5 - 2t^3) + \frac{8t^5}{30} + \frac{1}{p} \left(\frac{2}{3} t^3 - \frac{2}{3} t^5 \right) \right)$$

$$K = K_1 + K_2 = \frac{A h^5 b_a}{32 I^2} \left(\frac{1}{2p^2} (t + t^5 - 2t^3) + \frac{8t^5}{30} + \frac{1}{p} \left(t^3 - \frac{23}{30} t^5 - \frac{t}{2} + \frac{8}{30} \right) \right)$$

Vérification pour une section rectangulaire

$$b_a = b_s = b \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad A = bh \quad t = \frac{d_1}{d_2} = 1 \quad p = \frac{b_a}{b_s} = 1$$

$$K_{rectangle} = \frac{6}{5}$$

Après avoir validé notre formule, on peut l'appliquer sur la géométrie de notre profilé et on obtient une valeur de $K = 2$.

Annexe B6 - Confrontation mesures/calcul

POUTRE PB1 (élastique en SC)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	2.29	3.82	x	x	flèche tot (3.77)	flèche tot (6.67)
Flèche en mm (effort tranchant)	3.14	5.24	x	x		
Déformation Dsup (z= +246.0 mm)	-0.000325	-0.000542	x	x	-0.000668	-0.001107
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	-0.000029	-0.000049	x	x	0.0004265	0.000757
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000039	0.000066	x	x	0.000485	0.000842
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000669	0.001115	x	x	0.000662	0.001116
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.001368	0.00228	x	x	0.00127	0.002156
Contrainte Dsup (MPa) (z= +246.0 mm)	-11.03	-18.4	x	x	-22.67	-37.56
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	-0.98	-1.66	x	x	14.47	25.69
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	1.17	1.98	x	x	14.55	25.26
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	20.07	33.45	x	x	19.86	33.48
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	41.04	68.4	x	x	38.1	64.68
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)	0.76	1.27	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 198.72		x	x	x	x

Tableau 7.2: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB1

		Flexion 3 points (élastique)			
		SC			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
Mesure-calcul Mesure (%)	Flèche totale	44.03	x	35.83	x
	Déformation Dsup (z= +246.0 mm)	51.35	x	51.04	x
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	106.80	x	106.47	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	91.96	x	92.16	x
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	1.06	x	0.09	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	7.72	x	5.75	x

Tableau 7.3: Bilan de confrontation pour la section centrale de PB1 en flexion 3 points

POUTRE PB1 (Ruine en SC)	Sans glissement	Avec glissement	Expérimentale
Mode de ruine	Compression béton	x	Rupture appui
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)	4.3	x	x
Force ultime (kN)	184	x	135
Déformation Dsup (z= +246.0 mm)	0.0035	x	0.003795
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000834	x	0.002449
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.008875	x	0.006362
Position de l'axe neutre plastique (mm)	+176.42 (Âme)	x	Dans la dalle

Tableau 7.4: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB1

POUTRE PB2 (élastique en SC)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	2.31	3.86	3.32	5.54	flèche tot (5.13)	flèche tot (9.89)
Flèche en mm (effort tranchant)	3.14	5.24	3.14	5.24		
Déformation Dsup (z= +246.0 mm)	-0.00034	-0.000566	-0.000365	-0.000608	-0.001684	-0.002085
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	-0.00004	-0.000067	0.000121	0.000201	Jauge fissurée	Jauge fissurée
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.00003	0.000049	-6.04E-04	-0.001007	-0.000407	-0.000799
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000667	0.001111	0.000429	0.000715	0.000408	0.000653
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.001374	0.00229	0.001574	0.002624	0.001677	0.00284
Contrainte Dsup (MPa) (z= +246.0 mm)	-10.75	-17.90	-11.54	-19.22	-53.24	-65.92
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	-1.26	-2.12	3.83	6.36	x	x
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	0.90	1.47	-19.10	-31.84	-12.21	-23.97
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	20.01	33.33	13.56	22.61	12.24	19.59
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	41.22	68.70	49.77	82.97	50.31	85.20
La dérivée de glissement s' en (x=L/2)	x	x	0.0008	0.0014	x	x
Le glissement s en (x=0) (mm)	x	x	-0.26	-0.44	x	x
Effort par boulon (kN)	3.87	6.45	2.50	4.15	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 197.25		+ 213.50		x	x

Tableau 7.5: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB2 (la poutre contient 20 boulons par demi-travée)

		Flexion 3 points (élastique)			
		SC			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
Mesure-calcul Mesure (%)	Flèche totale	6.23	25.91	8.01	8.97
	Déformation Dsup (z= +246.0 mm)	79.81	78.33	72.85	70.84
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	x	x	x	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	107.37	48.40	106.13	26.03
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	63.48	5.15	70.14	9.49
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	18.07	6.14	19.37	7.61

Tableau 7.6: Bilan de confrontation pour la section centrale de PB2 en flexion 3 points

POUTRE PB2 (Ruine en SC)	Sans glissement	Avec glissement	Expérimentale
Mode de ruine	Compression béton	Compression béton	Compression béton
Effort par boulon (kN)	17.3	17.3	x
Force ultime (kN)	153	171	129
Déformation Dsup (z= +246.0 mm)	0.0035	0.0035	0.0062
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.001124068	-0.0023	-0.002
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.007527912	0.0088	0.0077
La dérivée de glissement S' en (L/2) @ 8T	x	0.0022	x
Le glissement S en (x=0) (mm) @ 8T	x	-0.7095	x
Position de l'axe neutre plastique (mm)	+ 167.93	+ 153.50	+ 150.00

Tableau 7.7: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB2

POUTRE PB3 (élastique en SC)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	20.99	35.03	23.31	38.90	flèche tot (27.7)	flèche tot (48)
Flèche en mm (effort tranchant)	7.54	12.59	7.54	12.59		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.0005	-0.000834	-0.000581	-0.000969	-0.000703	-0.001134
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000268	0.000446	0.000388	0.000647	Jauge fissurée	Jauge fissurée
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000377	0.000629	-0.000119	-0.000199	0.000105	0.000197
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.001381	0.002302	0.001148	0.001913	0.001557	0.002633
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.002494	0.004157	0.002553	0.004255	0.002849	0.005002
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-16.42	-27.37	-19.08	-31.80	-23.08	-37.23
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	8.80	14.65	12.74	21.23	x	x
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	11.31	18.87	-3.58	-5.96	3.15	5.91
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	41.43	69.05	34.43	57.38	46.71	78.99
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	74.83	124.72	76.58	127.64	85.47	150.05
La dérivée de glissement s' en (x=L/2)	x	x	0.0006	0.0011	x	x
Le glissement s en (x=0) (mm)	x	x	0.26	0.43	0.013 / 0.129	0.221 / 0.064
Effort par boulon (kN)	3.3	5.5	2.7	4.5	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 227.40		+ 231.00		x	x

Tableau 7.8: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB3 (flexion 3 pts) (la poutre contient 48 boulons par demi-travée)

		Flexion 3 points (élastique)			
		SC			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
$\frac{ Mesure-calcul }{ Mesure }$ (%)	Flèche totale	3.00	11.37	0.80	7.26
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	28.88	17.33	26.49	14.59
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	x	x	x	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	259.05	213.57	219.24	200.88
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	11.30	26.30	12.58	27.36
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	12.45	10.40	16.88	14.94

Tableau 7.9: Bilan de confrontation pour la section centrale de PB3 en flexion 3 points

POUTRE PB3 (élastique en SN)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	17.12	28.56	18.81	31.39	flèche tot (20.22)	flèche tot (35.30)
Flèche en mm (effort tranchant)	4.71	7.87	4.71	7.87		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000313	-0.000521	-0.000321	-0.000536	-0.000264	-0.000439
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000167	0.000279	0.000180	0.000301	0.000108	0.000185
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000236	0.000393	0.000182	0.000303	0.000475	0.000722
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000863	0.001439	0.000838	0.001396	0.001089	0.001840
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.001559	0.002598	0.001565	0.002609	0.001752	0.003004
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-10.26	-17.11	-10.55	-17.59	-8.67	-14.42
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	5.49	9.16	5.92	9.87	3.55	6.07
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	7.08	11.79	5.45	9.09	14.25	21.66
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	25.89	43.16	25.13	41.89	32.67	55.20
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	46.77	77.95	46.96	78.27	52.56	90.12
Effort par boulon (kN)	2.04	3.40	1.98	3.30	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 227.40		+ 228.15		x	x

Tableau 7.10: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB3

		Flexion 3 points (élastique)			
		SN			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
$\frac{ \text{Mesure-calcul} }{ \text{Mesure} }$ (%)	Flèche totale	7.96	16.32	3.20	11.22
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	18.41	21.75	18.68	22.02
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	54.89	67.01	50.71	62.49
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	50.35	61.72	45.56	58.03
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	20.74	23.07	21.82	24.12
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	11.02	10.66	13.51	13.15

Tableau 7.11: Bilan de confrontation pour la section nord de PB3 en flexion 3 points

POUTRE PB4 (élastique en SC)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	20.73	34.60	x	x	flèche tot (24.8)	flèche tot (43.2)
Flèche en mm (effort tranchant)	7.54	12.59	x	x		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000488	-0.000814	x	x	-0.000733	-0.001320
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000270	0.000450	x	x	0.000835	Jauge fissurée
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000378	0.000631	x	x	0.000889	0.001563
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.001370	0.002283	x	x	0.001641	0.002859
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.002470	0.004116	x	x	0.002683	0.004673
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-16.95	-28.25	x	x	-25.44	-45.81
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	9.37	15.62	x	x	28.98	x
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	11.35	18.92	x	x	26.67	46.89
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	41.10	68.50	x	x	49.23	85.77
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	74.09	123.49	x	x	80.48	140.19
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	0.8	1.4	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 228.00		x		x	x

*Le calcul est effectué en tenant compte des réservations.

Tableau 7.12: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB4

		Flexion 3 points (élastique)			
		SC			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
$\frac{ \text{Mesure-calcul} }{ \text{Mesure} }$ (%)	Flèche totale	14.01	x	9.23	x
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	33.38	x	38.34	x
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	67.65	x	x	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	57.43	x	59.64	x
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	16.52	x	20.14	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	7.93	x	11.92	x

Tableau 7.13: Bilan de confrontation pour la section centrale de PB4 en flexion 3 points

POUTRE PB4 (élastique en SN)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	16.91	28.22	x	x	flèche tot (23.95)	flèche tot (39.59)
Flèche en mm (effort tranchant)	4.71	7.87	x	x		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000305	-0.000509	x	x	-0.000206	-0.000375
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000169	0.000281	x	x	0.000145	0.000273
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000237	0.000394	x	x	0.000206	0.000395
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000856	0.001427	x	x	0.000975	0.001677
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.001544	0.002573	x	x	0.001790	0.003041
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-10.59	-17.65	x	x	-7.15	-13.01
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	5.86	9.77	x	x	5.03	9.47
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	7.10	11.83	x	x	6.18	11.85
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	25.69	42.81	x	x	29.25	50.31
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	46.31	77.18	x	x	53.70	91.23
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	0.52	0.86	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 228.00		x		x	x

*Le calcul est effectué en tenant compte des réservations.

Tableau 7.14: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB4

POUTRE PB4 (élastique en SC)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	17.12	28.54	x	x	flèche tot (18.8)	flèche tot (32.9)
Flèche en mm (effort tranchant)	4.79	7.99	x	x		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000309	-0.000515	x	x	-0.000254	-0.000447
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000171	0.000285	x	x	0.000118	0.000186
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000240	0.000400	x	x	0.000198	0.000378
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000868	0.001446	x	x	0.000911	0.001558
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.001564	0.002607	x	x	0.001628	0.002785
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-10.73	-17.89	x	x	-8.82	-15.51
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	5.94	9.90	x	x	4.10	6.46
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	7.19	11.99	x	x	5.94	11.34
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	26.03	43.38	x	x	27.33	46.74
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	46.92	78.21	x	x	48.83	83.54
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)	0.0	0.0	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 228.00		x		x	x

Tableau 7.15: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB4

POUTRE PB4 (élastique en SN)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	14.34	23.90	x	x	flèche tot (17.50)	flèche tot (30.00)
Flèche en mm (effort tranchant)	4.73	7.88	x	x		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000305	-0.000509	x	x	-0.000250	-0.000443
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000169	0.000281	x	x	0.000182	0.000414
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000237	0.000394	x	x	0.000273	0.000567
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000856	0.001427	x	x	0.000877	0.001552
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.001544	0.002573	x	x	0.001588	0.002770
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-10.59	-17.65	x	x	-8.68	-15.37
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	5.86	9.77	x	x	6.32	14.37
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	7.10	11.83	x	x	8.19	17.01
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	25.69	42.81	x	x	26.31	46.56
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	46.31	77.18	x	x	47.64	83.10
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	0.93	1.54	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 228.00		x		x	x

*Le calcul est effectué en tenant compte des réservations.

Tableau 7.16: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB4

		Flexion 4 points (élastique)			
		SN			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
Mesure-calcul Mesure (%)	Flèche totale	8.98	x	5.95	x
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	22.09	x	14.83	x
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	7.24	x	32.03	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	13.35	x	30.47	x
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	2.37	x	8.05	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	2.80	x	7.13	x

Tableau 7.17: Bilan de confrontation pour la section nord de PB4 en flexion 4 points

POUTRE PB5 (élastique en SC)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	20.78	34.68	x	x	flèche tot (30)	flèche tot (48.17)
Flèche en mm (effort tranchant)	7.54	12.59	x	x		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000490	-0.000817	x	x	-0.000687	-0.001163
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000270	0.000450	x	x	Jauge fissurée	Jauge fissurée
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000378	0.000631	x	x	0.000815	0.001417
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.001372	0.002287	x	x	0.001634	0.002809
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.002474	0.004124	x	x	0.002813	0.004691
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-16.85	-28.09	x	x	-23.61	-39.96
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	9.27	15.45	x	x	x	x
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	11.35	18.92	x	x	24.45	42.51
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	41.16	68.60	x	x	49.02	84.27
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	74.23	123.71	x	x	84.39	140.73
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	0.65	1.08	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 227.84		x		x	x

*Le calcul est effectué en supposant que toute la poutre est collée.

Tableau 7.18: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB5

		Flexion 3 points (élastique)			
		SC			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
Mesure-calcul Mesure (%)	Flèche totale	5.59	x	1.88	x
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	28.61	x	29.71	x
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	x	x	x	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	53.58	x	55.50	x
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	16.04	x	18.60	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	12.04	x	12.09	x

Tableau 7.19: Bilan de confrontation pour la section centrale de PB5 en flexion 3 points

POUTRE PB5 (élastique en SN)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	16.95	28.28	x	x	flèche tot (23.77)	flèche tot (39.33)
Flèche en mm (effort tranchant)	4.71	7.87	x	x		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000307	-0.000511	x	x	-0.000235	-0.000438
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000169	0.000281	x	x	0.000196	0.000403
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000236	0.000394	x	x	0.001831	erreur jauge
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000857	0.001429	x	x	0.001010	0.001712
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.001546	0.002577	x	x	0.001875	0.003144
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-10.53	-17.55	x	x	-8.07	-15.05
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	5.79	9.65	x	x	6.73	x
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	7.09	11.82	x	x	54.93	x
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	25.72	42.87	x	x	30.30	51.36
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	46.39	77.32	x	x	56.25	94.32
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	0.40	0.68	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 227.84		x		x	x

*Le calcul est effectué en supposant que toute la poutre est collée.

Tableau 7.20: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB5

		Flexion 3 points (élastique)			
		SN			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
Mesure-calcul Mesure (%)	Flèche totale	8.88	x	8.10	x
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	30.44	x	16.64	x
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	14.00	x	30.29	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	87.09	x	x	x
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	15.10	x	16.52	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	17.53	x	18.02	x

Tableau 7.21: Bilan de confrontation pour la section nord de PB5 en flexion 3 points

POUTRE PB5 (élastique en SC)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	17.16	28.60	x	x	flèche tot (21.6)	flèche tot (36.1)
Flèche en mm (effort tranchant)	4.79	7.99	x	x		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000311	-0.000518	x	x	-0.000274	-0.000467
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000171	0.000285	x	x	0.000170	0.000302
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000240	0.000399	x	x	0.000171	0.000304
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000869	0.001448	x	x	0.000922	0.001580
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.001567	0.002612	x	x	0.001663	0.002824
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-10.67	-17.79	x	x	-9.41	-16.05
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	5.87	9.78	x	x	5.84	10.38
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	7.19	11.98	x	x	5.13	9.12
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	26.07	43.45	x	x	27.66	47.40
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	47.01	78.35	x	x	49.89	84.72
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)	0.00	0.00	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 227.84		x		x	x

Tableau 7.22: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB5

		Flexion 4 points (élastique)			
		SC			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
Mesure-calcul Mesure (%)	Flèche totale	1.63	x	1.35	x
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	13.37	x	10.86	x
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.48	x	5.73	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	40.11	x	31.36	x
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	5.76	x	8.34	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	5.77	x	7.52	x

Tableau 7.23: Bilan de confrontation pour la section centrale de PB5 en flexion 4 points

POUTRE PB5 (élastique en SN)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	14.37	23.96	x	x	flèche tot (18.18)	flèche tot (31.00)
Flèche en mm (effort tranchant)	4.73	7.88	x	x		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000307	-0.000511	x	x	-0.000306	-0.000542
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000169	0.000281	x	x	0.000382	0.001013
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000236	0.000394	x	x	0.001607	0.002753
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000857	0.001429	x	x	0.000915	0.001612
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.001546	0.002577	x	x	0.001676	0.002896
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-10.53	-17.55	x	x	-10.51	-18.62
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	5.79	9.65	x	x	13.13	34.81
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	7.09	11.82	x	x	48.21	82.59
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	25.72	42.87	x	x	27.45	48.36
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	46.39	77.32	x	x	50.28	86.88
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	0.64	1.07	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 227.84		x		x	x

*Le calcul est effectué en supposant que toute la poutre est collée.

Tableau 7.24: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB5

		Flexion 4 points (élastique)			
		SN			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
$\frac{ \text{Mesure-calcul} }{ \text{Mesure} }$ (%)	Flèche totale	5.08	x	2.70	x
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	0.18	x	5.74	x
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	55.87	x	72.27	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	85.29	x	85.69	x
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	6.29	x	11.34	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	7.73	x	11.00	x

Tableau 7.25: Bilan de confrontation pour la section nord de PB5 en flexion 4 points

POUTRE PB5 (Ruine en SC)	Sans glissement	Avec glissement	Expérimentale
Mode de ruine	Compression béton	x	cisaillement interface
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	4.2	x	x
Force ultime (kN)	174	x	103
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	0.0035	x	0.002752
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.0023	x	0.002966
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.0162	x	0.010565
Position de l'axe neutre plastique (mm)	+ 224.47	x	≈ + 215

*Le calcul est effectué en supposant que toute la poutre est collée.

Tableau 7.26: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB5

POUTRE PB6 (élastique en SC)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	3.40	5.68	x	x	flèche tot (7.3)	flèche tot (11.3)
Flèche en mm (effort tranchant)	4.10	6.84	x	x		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000276	-0.000460	x	x	-0.000186	-0.000410
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000145	0.000241	x	x	0.000582	Jauge fissurée
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000205	0.000341	x	x	0.000484	0.000956
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000755	0.001258	x	x	0.000832	0.001408
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.001365	0.002275	x	x	0.001559	0.002573
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-8.75	-14.58	x	x	-5.89	-12.99
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	4.58	7.63	x	x	18.43	x
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	6.14	10.23	x	x	14.52	28.68
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	22.64	37.73	x	x	24.96	42.24
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	40.94	68.24	x	x	46.76	77.18
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	0.84	1.39	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 227.04		x		x	x

*Le calcul est effectué en tenant compte des réservations.

Tableau 7.27: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB6

		Flexion 3 points (élastique)			
		SC			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
Mesure-calcul Mesure (%)	Flèche totale	2.76	x	10.79	x
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	48.52	x	12.30	x
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	75.17	x	x	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	57.72	x	64.32	x
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	9.29	x	10.67	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	12.43	x	11.58	x

Tableau 7.28: Bilan de confrontation pour la section centrale de PB6 en flexion 3 points

POUTRE PB6 (élastique en SC)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	2.90	4.84	x	x	flèche tot (5.60)	flèche tot (8.75)
Flèche en mm (effort tranchant)	2.74	4.57	x	x		
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	-0.000184	-0.000307	x	x	-0.000108	-0.000182
Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	0.000096	0.000161	x	x	0.000140	0.000237
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.000136	0.000227	x	x	0.000153	0.000263
Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	0.000503	0.000839	x	x	0.000593	0.000967
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.000910	0.001516	x	x	0.001150	0.001869
Contrainte Dsup (MPa) (z= +273.0 mm)	-5.83	-9.72	x	x	-3.42	-5.76
Contrainte Dinf (MPa) (z= +203.0 mm)	3.05	5.09	x	x	4.43	7.51
Contrainte Psup (MPa) (z= +193.0 mm)	4.09	6.82	x	x	4.59	7.89
Contrainte Pmil (MPa) (z= +101.5 mm)	15.09	25.16	x	x	17.79	29.01
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	27.30	45.49	x	x	34.49	56.07
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	0.00	0.00	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 227.04		x		x	x

*Le calcul est effectué en tenant compte des réservations.

Tableau 7.29: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB6

		Flexion 4 points (élastique)			
		SC			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
Mesure-calcul Mesure (%)	Flèche totale	0.81	x	7.53	x
	Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	70.53	x	68.65	x
	Déformation Dinf (z= +203.0 mm)	31.18	x	32.24	x
	Déformation Psup (z= +193.0 mm)	10.83	x	13.54	x
	Déformation Pmil (z= +101.5 mm)	15.16	x	13.29	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	20.85	x	18.86	x

Tableau 7.30: Bilan de confrontation pour la section centrale de PB6 en flexion 4 points

POUTRE PB6 (Ruine en SC)	Sans glissement	Avec glissement	Expérimentale
Mode de ruine	Compression béton	x	cisaillement interface
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	8.4	x	x
Force ultime (kN)	273	x	90
Déformation Dsup (z= +273.0 mm)	0.0035	x	0.001458
Déformation Psup (z= +193.0 mm)	0.0017	x	0.002329
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.0141	x	0.006409
Position de l'axe neutre plastique (mm)	+ 218.73	x	≈ + 213

*Le calcul est effectué en tenant compte des réservations.

Tableau 7.31: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB6

POUTRE PB7 (élastique en SC)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	21.84	36.45	x	x	flèche tot (27.89)	flèche tot (45.88)
Flèche en mm (effort tranchant)	7.67	12.79	x	x		
Déformation Dsup (z= +270.0 mm)	-0.000520	-0.000866	x	x	-0.000598	-0.001040
Déformation Dinf (z= +200.0 mm)	0.000279	0.000466	x	x	Jauge fissurée	Jauge fissurée
Déformation Psup (z= +190.0 mm)	0.000393	0.000656	x	x	0.000641	0.001173
Déformation Pmil (z= +100.0 mm)	0.001421	0.002368	x	x	0.001511	0.002562
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.002562	0.004271	x	x	0.002486	0.004193
Contrainte Dsup (MPa) (z= +270.0 mm)	-16.68	-27.80	x	x	-19.20	-33.38
Contrainte Dinf (MPa) (z= +200.0 mm)	8.97	14.94	x	x	x	x
Contrainte Psup (MPa) (z= +190.0 mm)	11.80	19.67	x	x	19.23	35.19
Contrainte Pmil (MPa) (z= +100.0 mm)	42.62	71.04	x	x	45.33	76.86
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	76.87	128.12	x	x	74.57	125.78
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	0.67	1.12	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 224.47		x		x	x

*Le calcul est effectué en supposant que toute la poutre est collée.

Tableau 7.32: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB7 en flexion 3 points

		Flexion 3 points (élastique)			
		SC			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
Mesure-calcul Mesure (%)	Flèche totale	5.81	x	7.34	x
	Déformation Dsup (z= +270.0 mm)	13.09	x	16.72	x
	Déformation Dinf (z= +200.0 mm)	x	x	x	x
	Déformation Psup (z= +190.0 mm)	38.61	x	44.09	x
	Déformation Pmil (z= +100.0 mm)	5.97	x	7.57	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	3.09	x	1.86	x

Tableau 7.33: Bilan de confrontation pour la section centrale de PB7 en flexion 3 points

POUTRE PB7 (Ruine en SC)	Sans glissement	Avec glissement	Expérimentale
Mode de ruine	Compression béton	x	Cisaillement de l'interface
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	3.7	x	x
Force ultime (kN)	148.51	x	80.69
Déformation Dsup (z= +270.0 mm)	0.0035	x	0.003104
Déformation Psup (z= +190.0 mm)	0.0018	x	0.002854
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.0145	x	0.0107455
Position de l'axe neutre plastique (mm)	+ 217.00	x	+ 230

*Le calcul est effectué en supposant que toute la poutre est collée.

Tableau 7.34: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour PB7

POUTRE 1/2 BPB1 (élastique en SC)	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale	
	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN	30 kN	50 kN
Flèche en mm (flexion)	21.40	35.72	x	x	flèche tot (24.38)	flèche tot (40.62)
Flèche en mm (effort tranchant)	7.67	12.79	x	x		
Déformation Dsup (z= +270.0 mm)	-0.000500	-0.000833	x	x	-0.000452	-0.000819
Déformation Dinf (z= +200.0 mm)	0.000283	0.000472	x	x	0.000298	0.000978
Déformation Psup (z= +190.0 mm)	0.000395	0.000658	x	x	0.000646	0.001278
Déformation Pmil (z= +90.0 mm)	0.001513	0.002522	x	x	0.001441	0.002502
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.002520	0.004200	x	x	0.002334	0.004041
Contrainte Dsup (MPa) (z= +270.0 mm)	-17.56	-29.26	x	x	-15.88	-28.77
Contrainte Dinf (MPa) (z= +200.0 mm)	9.95	16.58	x	x	x	x
Contrainte Psup (MPa) (z= +190.0 mm)	11.85	19.75	x	x	19.38	38.34
Contrainte Pmil (MPa) (z= +100.0 mm)	45.40	75.67	x	x	43.23	75.06
Contrainte Pinf (MPa) (z= 0.0 mm)	75.60	125.99	x	x	70.02	121.23
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	0.67	1.10	x	x	x	x
Position de l'axe neutre élastique (mm)	+ 225.32		x		x	x

*Le calcul est effectué en supposant que toute la poutre est collée.

Tableau 7.35: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour 1/2 BPB1 en flexion 3 points

		Flexion 3 points (élastique)			
		SC			
		30 kN		50 kN	
		Sans glissement	Avec glissement	Sans glissement	Avec glissement
Mesure-calcul Mesure (%)	Flèche totale	19.23	x	19.43	x
	Déformation Dsup (z= +270.0 mm)	10.56	x	1.69	x
	Déformation Dinf (z= +200.0 mm)	4.98	x	51.75	x
	Déformation Psup (z= +190.0 mm)	38.86	x	48.49	x
	Déformation Pmil (z= +90.0 mm)	5.02	x	0.81	x
	Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	7.96	x	3.93	x

Tableau 7.36: Bilan de confrontation pour la section centrale de 1/2 BPB1 en flexion 3 points

POUTRE 1/2 BPB1 (Ruine en SC)	Sans glissement	Avec glissement	Expérimentale
Mode de ruine	Compression béton	x	Cisaillement du profilé
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)*	4.42	x	x
Force ultime (kN)	177.10	x	108.84
Déformation Dsup (z= +270.0 mm)	0.0035	x	-0.001959
Déformation Psup (z= +190.0 mm)	0.0025	x	0.002981
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.0168	x	0.009477
Position de l'axe neutre plastique (mm)	+ 224.00	x	+ 243

*Le calcul est effectué en supposant que toute la poutre est collée.

Tableau 7.37: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour 1/2 BPB1

HB1 et HB2

Les poutres HB1 et HB2 sont des poutres testées par [Correia *et al.*, 2009a]. Les différents paramètres de ces poutres sont présentés dans le tableau 7.38.

	HB1 (boulonnée)	HB2 (collée)
L (mm)	4000.0	4000.0
L_c (mm)	4000.0	4000.0
k_c (N/mm)	76300 / 80730	244100.0
n	2.0	x
p (mm)	125.0	x
k (N/mm ²)	1220.8/1291.68	2441.0
E_p (N/mm ²)	38400.0	38400.0
G_p (N/mm ²)	3580.0	3580.0
b_p (mm)	100.0	100.0
h_p (mm)	200.0	200.0
t_s (mm)	10.0	10.0
t_a (mm)	10.0	10.0
h_a (mm)	180.0	180.0
A_a (mm ²)	1800.0	1800.0
A_s (mm ²)	1000.0	1000.0
A_p (mm ²)	3800.0	3800.0
d_s (mm)	95.0	95.0
I_p (mm ⁴)	22926666.7	22926666.7
E_d (N/mm ²)	32500.0	29000.0
b_d (mm)	400.0	400.0
h_d (mm)	100.0	100.0
A_d (mm ²)	40000.0	40000.0
I_d (mm ⁴)	933333333.3	933333333.3
S_d (mm ³)	6000000.0	6000000.0
f_d (N/mm ²)	39.9	27.5
I_{Gd} (mm ⁴)	33333333.3	33333333.3
h (mm)	300.0	300.0
A (mm ²)	43800.0	43800.0
Z_c (mm)	64.8	66.4
Z_t (mm)	56.1	58.8
I_{eq} (mm ⁴)	128959809.6	124965092.8

Tableau 7.38: Les paramètres des poutres HB1 et HB2

HB1-ruine en section centrale

	Sans glissement		Avec glissement		Expérimentale
	Notre modèle	Correia 2007	Notre modèle	Correia 2007	
POUTRE HB1 (Ruine en SC)					
Mode de ruine	Compression béton	Compression béton	Compression béton	Compression béton	Compression béton
Effort par boulon (kN)	27.7	x	26.5	x	x
Force ultime (kN)	199.70	188.30	196.00	174.40	178.40
Déformation Dsup (z= +300.0 mm)	0.0035	x	0.0035	x	x
Déformation Psup (z= +190.0 mm)	0.0019	x	0.0014	x	x
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.0112	x	0.0111	x	x
La dérivée de glissement s' en (L/2) @ 8.8T	x	x	0.0007	0.00072	0.0012
Le glissement s en (x=0) (mm) @ 8.8T	x	x	0.143	x	x
Position de l'axe neutre plastique (mm)	+ 228.35	x	+ 231.40	x	x

Tableau 7.39: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour HB1

HB2-ruine en section centrale

POUTRE HB2 (Ruine en SC)	Sans glissement		Avec glissement	Expérimentale
	Notre modèle	Correia 2007	Correia 2007	
Mode de ruine	Compression béton	Compression béton	Compression béton	Cisaillement interface
Contrainte de cisaillement à l'interface (MPa)	3.6	x	x	x
Force ultime (kN)	158.0	147.4	142.4	137.0
Déformation Dsup (z= +300.0 mm)	0.0035	x	x	x
Déformation Psup (z= +190.0 mm)	0.0012	x	x	x
Déformation Pinf (z= 0.0 mm)	0.0092	x	x	x
Position de l'axe neutre plastique (mm)	+ 217.50	x	x	x

Tableau 7.40: Comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux pour HB2