



HAL
open science

Développement d'une méthode d'analyse structurelle de bâtiments en béton armé : application aux poutres renforcées par des armatures PRF

Adeline Confrere

► To cite this version:

Adeline Confrere. Développement d'une méthode d'analyse structurelle de bâtiments en béton armé : application aux poutres renforcées par des armatures PRF. Génie civil. Université Claude Bernard - Lyon I, 2015. Français. NNT : 2015LYO10045 . tel-01162904

HAL Id: tel-01162904

<https://theses.hal.science/tel-01162904>

Submitted on 11 Jun 2015

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.

THESE

présentée devant

L'UNIVERSITE CLAUDE BERNARD – LYON I

pour l'obtention

du DIPLOME DE DOCTORAT

(arrêté du 7 août 2006)

présentée et soutenue publiquement le

30 mars 2015

par

Adeline CONFRERE

Titre la thèse :

***Développement d'une méthodologie d'analyse
structurale de bâtiments en béton armé
– Application aux poutres renforcées par des
armatures PRF –***

Directeur de thèse : Professeur Emmanuel FERRIER

Co-encadrement : Laurent MICHEL

<i>JURY :</i>	<i>Dr. Maurizio GUADAGNINI</i>	<i>University of Sheffield</i>	<i>Rapporteur</i>
	<i>Pr. Lluís TORRES</i>	<i>University of Girona</i>	<i>Rapporteur</i>
	<i>Pr. Brahim BENMOKRANE</i>	<i>University of Sherbrooke</i>	<i>Examineur</i>
	<i>Pr. Raoul FRANÇOIS</i>	<i>Université de Toulouse</i>	<i>Examineur</i>
	<i>Pr. Aurelio MUTTONI</i>	<i>EPFL</i>	<i>Examineur</i>
	<i>Dr. Karim BENZARTI</i>	<i>IFSTAR</i>	<i>Examineur</i>
	<i>Dr. Gilles CHANVILLARD</i>	<i>Lafarge</i>	<i>Examineur</i>
	<i>Pr. Emmanuel FERRIER</i>	<i>Université Lyon 1</i>	<i>Directeur de thèse</i>
	<i>Dr. Laurent MICHEL</i>	<i>Université Lyon 1</i>	<i>Co-directeur de thèse</i>

*Développement d'une méthodologie d'analyse structurelle de bâtiments en béton armé
- Application aux poutres renforcées par des armatures PRF -*

UNIVERSITE CLAUDE BERNARD - LYON 1

Président de l'Université

Vice-président du Conseil d'Administration

Vice-président du Conseil des Etudes et de la Vie Universitaire

Vice-président du Conseil Scientifique

Directeur Général des Services

M. François-Noël GILLY

M. le Professeur Hamda BEN HADID

M. le Professeur Philippe LALLE

M. le Professeur Germain GILLET

M. Alain HELLEU

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 J. ETIENNE

Directeur : Mme la Professeure C. BURILLON

Directeur : M. le Professeur D. BOURGEOIS

Directeur : Mme la Professeure C. VINCIGUERRA

Directeur : M. le Professeur Y. MATILLON

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. FLEURY

Directeur : Mme Caroline FELIX

Directeur : M. Hassan HAMMOURI

Directeur : M. le Professeur S. AKKOUCHE

Directeur : M. le Professeur Georges TOMANOV

Directeur : M. le Professeur H. BEN HADID

Directeur : M. Jean-Claude PLENET

Directeur : M. Y. VANPOULLE

Directeur : M. B. GUIDERDONI

Directeur : M. P. FOURNIER

Directeur : M. G. PIGNAULT

Directeur : M. le Professeur C. VITON

Directeur : M. le Professeur A. MOUGNIOTTE

Directeur : M. N. LEBOISNE

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au Laboratoire de Génie Civil d'Ingénierie Environnementale LGCIE – site Bohr de l'université Claude Bernard Lyon 1 sous la direction du Professeur Emmanuel Ferrier et de Monsieur Laurent Michel et au Centre de Recherche de Lafarge sous la direction de Monsieur Gilles Chanvillard.

Je tiens à remercier particulièrement Gilles Chanvillard de m'avoir permis de réaliser cette thèse au sein de Lafarge, merci de m'avoir fait confiance dès le début et pour toutes ces discussions scientifiques qui ont attisé mon esprit critique. Je tiens aussi à remercier particulièrement Emmanuel Ferrier et Laurent Michel de m'avoir accepté au LGCIE, merci pour votre disponibilité et tous vos conseils qui m'ont toujours poussé à aller plus loin.

Je tiens à remercier tous les membres du jury, à savoir Monsieur M. Guadagnini de l'université de Sheffield, le Professeur Ll. Torres de l'université de Girona, le Professeur B. Benmokrane de l'université de Sherbrooke, le Professeur R. François de l'université Paul Sabatier de Toulouse, le Professeur A. Muttoni de l'EPFL à Lausanne et Monsieur K. Benzarti de l'IFFSTAR d'avoir accepté de participer à mon jury de thèse.

Dans le cadre du groupement européen COST TU 1207, je remercie sincèrement Maurizio Guadagnini et Lluís Torres de m'avoir accepté au sein de leur université, pour le temps qu'ils m'ont consacré et l'attention portée à cette thèse.

Mes remerciements vont également à tous les membres du laboratoire avec une pensée spéciale aux sportifs du midi et à ceux qui font vivre l'esprit du laboratoire, ils se reconnaîtront. Je remercie également mes collègues de chez Lafarge pour leur soutien et leur présence à travers les multiples aventures lafargiennes. En particulier, merci à Bruno Zuber, Fabien Perez et Svatopluk Dobrusky pour nos échanges constructifs et leur participation aux comités scientifiques.

Enfin, je remercie mes parents, mon frère et mes amis pour leur présence et leurs encouragements. Je voudrais leur témoigner mon affection car c'est avec eux que je me suis construite. C'est également à leur côté que je puise mon énergie pour avancer au quotidien.

RESUME en français

La corrosion de l'acier dans le béton a été identifiée comme la principale cause des détériorations et déficiences structurelles. Les coûts de réparations et réhabilitations aux Etats-Unis, au Canada et dans la majorité des pays européens représentent un pourcentage important des dépenses liées aux infrastructures. En raison de leur résistance à la corrosion, de leur légèreté et d'une grande résistance à la traction, les armatures alternatives en PRF de verre, carbone ou basalte sont étudiées depuis une vingtaine d'années.

Les propriétés mécaniques des armatures en polymères renforcés de fibres au comportement élastique diffèrent de celle de l'acier au comportement élasto-plastique. La substitution des armatures métalliques par des PRF va modifier les comportements structuraux généralement observés dans des structures béton armé traditionnelles. Cela va également induire un changement au niveau des calculs de dimensionnement de la structure. En particulier, dans le cas d'une poutre en béton armé standard, la rupture en flexion de la poutre sera habituellement par rupture des armatures en traction dans le cas de l'acier, alors que la rupture par compression du béton sera préférable pour les poutres renforcées par des PRF. L'objectif de cette thèse est une meilleure compréhension du système {béton + armatures en polymères renforcés de fibres} en vue de dimensionner des structures de bâtiment avec ces armatures alternatives. Ces armatures PRF ont déjà été utilisées pour des tabliers de ponts ou des voies de train à sustentation magnétique, mais aucune application pour des bâtiments à part quelques rares cas de construction d'hôpitaux où les pièces attenantes aux salles contenant des appareils magnétiques, tels que l'IRM afin d'éviter les phénomènes de résonance. Même si les renforcements PRF semblent une solution prometteuse vis-à-vis des problèmes de corrosion, les designers et ingénieurs sont confrontés à de nombreuses questions quant à l'utilisation de ces matériaux pour une application bâtiment, que ce soit pour la mécanique des structures ou des aspects économique-environnemental. Cette thèse s'inscrit donc dans la problématique de conception de structures en béton armé innovantes et plus durables.

L'étude expérimentale de poutres en appuis simples a permis de mettre en évidence deux modes de rupture : la rupture à la flexion et la rupture à l'effort tranchant. Les résultats ont permis de vérifier les approches réglementaires dans le cas d'un béton de basse résistance mécanique et de développer une analyse basée sur le calcul des moments internes. Une relation simplifiée entre force appliquée et flèche est ainsi déduite de cette analyse. Dans une deuxième partie expérimentale, la poutre est étudiée à l'échelle du système, avec quatre portiques dimensionnés pour l'étude de la poutre hyperstatique. L'analyse des résultats permet de mettre en évidence la redistribution des moments entre la travée et l'appui dans le cas du renforcement par des PRF. Des flèches importantes atteintes pour des poutres isostatiques peuvent entraîner une surconsommation de quantités d'armatures pour satisfaire un état limite de service donné. La poutre de portique développe des flèches moindres, ce qui permet de réduire la consommation de renforcements. Une relation force-flèche est aussi simplifiée pour les poutres de portique afin de comparer les quantités d'armatures nécessaires entre la poutre isolée et la poutre encastrée avec une certaine rigidité et montrer ainsi que cette réflexion à l'échelle du système permet de faire des gains de matériaux qui conduisent à des gains économiques.

Mots-clés : béton armé, poutre, portique, flexion, effort tranchant, flèche, tendances de dimensionnement

RÉSUMÉ en anglais

Title: Development of a structural analysis methodology for reinforced concrete buildings
– Application for beams with Fiber-Reinforced Polymer (FRP) reinforcements –

The corrosion of steel elements embedded in concrete was identified as the main cause of structural deteriorations and deficiencies in buildings. Repair and rehabilitation costs in the USA, Canada and most European countries represent a substantial percentage of expenses related to infrastructures. Alternative FRP reinforcements in glass, carbon or basalt have been studied for the past twenty years owing to their resistance to corrosion, their light weight and their considerable tensile strength.

The mechanical properties of fiber-reinforced polymers with an elastic behavior differ to the mechanical properties of steel, with an elastic-plastic behavior. This induces a change of the dimension calculations of the structure. In particular, in the case of a standard reinforced concrete beam, the flexural ultimate strength would usually be located in the reinforcements in traction for steel reinforcements, while a crushing failure of the concrete would be preferable in FRP beams. The objective of this thesis is to better understand the system {concrete + fiber-reinforced polymer reinforcements} in view of dimensioning building structures with these alternative reinforcements. These FRP reinforcements have already been used for bridge decks and magnetic suspension train tracks but no applications have been found for buildings except a few rare cases of hospital buildings or rooms adjoined to others containing magnetic apparatus, for example Magnetic Resonance Imagery (MRI), which are reinforced with FRP reinforcements to avoid resonance problems. Even if FRP reinforcements would appear to be a promising solution in terms of corrosion problems, designers and engineers have been confronted with many questions relative to the use of these materials in a building application, both in terms of the mechanics involved for the structures and economic and environmental issues. This thesis is therefore focused on the design aspect of concrete structures comprising innovating and more durable reinforced concrete.

An experimental study of beams used as simple supports highlighted two modes of failure: the flexural ultimate strength and the shear stress failure. Results for this study confirmed the regulations approaches for concrete with a low mechanical strength. An analysis based on calculations of the internal movements was also developed and a simplified relation between the applied force and the deflection was thus deduced from this analysis. In the second experimental section of this thesis, the beam was studied at the scale of the system; this comprised four portal frames dimensioned for study of a hyperstatic beam. Analyses of the obtained results highlighted a redistribution of the moments between the bay and the support when FRP reinforcements were used. The considerable deflection obtained with isostatic beams can result in an excess use of reinforcements to meet a given threshold service state. A portal frame beam develops less deflection, which in turn reduces the amount of reinforcements used. A force-deflection relation was also simplified for portal frames to compare the amounts of reinforcements required for a isolated beam and an embedded beam, having a certain level of rigidity. This made it possible to prove that it is possible to generate savings in material, which in turn results in economic savings at the system scale.

Key-words: reinforced concrete, beam, frame, flexure, shear, deflection, design trends

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	<i>ii</i>
RESUME en français	<i>iii</i>
RESUME en anglais	<i>iv</i>
TABLE DES MATIERES	<i>v</i>
LISTE DES FIGURES	<i>x</i>
LISTE DES TABLEAUX	<i>xvi</i>

CHAPITRE 1 Introduction générale **1**

1.1 Contexte	1
1.2 Objectifs de la thèse	3
1.3 Organisation de la thèse	4

CHAPITRE 2 Etat de l'art sur les PRF dans la construction **7**

2.1 Introduction	7
2.2 Les renforcements alternatifs à l'acier pour le béton armé	8
2.2.1 Les aciers recouverts de résine époxy et les aciers galvanisés	8
2.2.2 Les aciers inoxydables et autres alliages	9
2.2.3 Les renforcements non-métalliques	10
2.3 Les propriétés des PRF	11
2.3.1 Matériaux constituant les PRF	11
2.3.2 Propriétés mécaniques des barres PRF	13
2.3.3 Durabilité	15
2.3.4 Fluage à long terme	18
2.3.5 Résistance au feu	19
2.4 Les armatures PRF, quels avantages pour la construction ?	19
2.4.1 Dans les centrales de production d'énergie électrique	20
2.4.2 Dans les centres équipés d'appareils de mesures magnétiques	20
2.4.3 Pour les ports et façades	20
2.4.4 Pour les infrastructures	20
2.4.5 Pour les constructions temporaires en béton	21

2.5 Les études existantes sur les poutres renforcées par PRF	21
2.5.1 Les études sur le moment capacitif.....	22
2.5.2 Les études sur l'effort tranchant	23
2.5.3 Les études sur la flèche à l'état limite de service	26
2.6 Le développement des codes adaptés aux PRF	27
2.7 Les type d'ouvrages aujourd'hui réalisés avec des PRF	29
2.8 Les enjeux pour l'utilisation des PRF dans les bâtiments	32

**PARTIE A ETUDE DE POUTRES EN APPUIS SIMPLES RENFORCEES PAR DES BARRES PRF
AVEC UN BETON DE BASSE RESISTANCE EN COMPRESSION35**

**CHAPITRE 3 Evolution des principes de dimensionnement des poutres de béton armé au
regard du renforcement par des PRF 37**

3.1 Introduction	37
3.2 Résistance à la flexion	37
3.2.1 Méthodes d'analyse	37
3.2.2 Modes de rupture et ratio de renforcement à l'équilibre	38
3.2.3 Moment résistant à l'Etat Limite Ultime (ELU)	41
3.2.3.1 En se basant sur l'Eurocode 2	41
3.2.3.2 ACI 440.1R-06.....	42
3.2.3.3 CSA S806-12.....	43
3.3 Résistance à l'effort tranchant	44
3.3.1 Rupture au tranchant et ratio transversal minimum.....	44
3.3.2 Calcul de l'effort tranchant maximum	45
3.3.2.1 ACI 440.1R-06.....	45
3.3.2.2 CSA S806-12.....	47
3.3.2.3 Eurocode 2 modifié par CNR-DT 203	49
3.4 Prédiction de la flèche	50
3.4.1 Les équations dérivées du modèle de Branson	50
3.4.2 Les travaux de Bischoff.....	52
3.4.3 CSA S806-12.....	53
3.4.4 Guide italien CNR-DT 203	54

CHAPITRE 4 Programme expérimental	55
4.1 Introduction	55
4.2 Désignation des corps d'épreuves	55
4.3 Géométrie des poutres	56
4.4 Réalisation des corps d'épreuves	57
4.5 Dispositif expérimental	58
4.6 Instrumentation	58
4.7 Procédure expérimentale	60
CHAPITRE 5 Analyse des résultats expérimentaux	63
5.1 Charge-déplacement en section centrale de poutre	63
5.2 Distribution des déformations le long de la section à mi-portée	65
5.3 Modes de rupture	66
5.4 Analyse des poutres rompues en flexion	67
5.4.1 <i>Evolution de la position de l'axe neutre</i>	67
5.4.1.1 <i>Par une régression linéaire</i>	67
5.4.1.2 <i>Par l'équilibre de la section</i>	73
5.4.2 <i>Evolution du moment interne-courbure</i>	79
5.4.3 <i>Estimation du moment résistant par simplification tri-linéaire des courbes</i>	83
5.4.4 <i>Estimation de la flèche en flexion à partir de la relation tri-linéaire</i>	89
5.4.5 <i>Comparaison entre l'analyse tri-linéaire et l'analyse de la section fissurée</i>	93
5.5 Analyse des poutres rompues à l'effort tranchant	96
5.5.1 <i>Estimation de la capacité à l'effort tranchant</i>	96
5.5.2 <i>Estimation de la flèche induite par l'effort tranchant</i>	96
CHAPITRE 6 Comparaison des résultats expérimentaux avec les prédictions des codes adaptés aux armatures PRF	101
6.1 Introduction	101
6.2 Prédictions des capacités des poutres rompues en flexion	101
6.3 Prédictions des capacités des poutres rompues à l'effort tranchant	105
6.4 Prédictions des flèches	107
6.4.1 <i>Discussion sur les modèles dérivés de l'équation de Branson</i>	107

6.4.2 Discussion sur les modèles avec interpolation des déformations	115
Conclusion de la Partie A	121
PARTIE B ETUDE DE POUTRES DE PORTIQUES	123
<u>CHAPITRE 7 Programme expérimental</u>	125
7.1 Introduction	125
7.2 Désignation des corps d'épreuves	125
7.3 Géométrie détaillée des poteaux-poutres	126
7.4 Réalisation des corps d'épreuves	131
7.5 Dispositif expérimental	134
7.6 Instrumentation	135
7.7 Procédure expérimentale	137
<u>CHAPITRE 8 Résultats expérimentaux</u>	139
8.1 Introduction	139
8.2 Résultats principaux et charge-déplacement en section centrale de poutre	139
8.3 Modes de rupture	141
8.4 Evolution de la position de l'axe neutre	142
8.5 Evolution du moment interne en fonction du moment externe appliqué	144
8.5.1 <i>Distribution théorique des moments pour un portique</i>	144
8.5.2 <i>Calcul des moments internes</i>	146
<u>CHAPITRE 9 Prédiction de la flèche pour le portique</u>	151
9.1 Introduction	151
9.2 Estimation des moments caractéristiques du fonctionnement d'un portique	151
9.3 Calcul de la force correspondante aux moments caractéristiques	153
9.4 Calcul des flèches en fonction de la courbure et de la distribution des moments	154
9.5 Observation sur la flèche calculée à partir de la courbure expérimentale	157
Conclusion de la Partie B	159

PARTIE C MODELISATION STRUCTURALE : TENDANCES DE DIMENSIONNEMENT ... 161

CHAPITRE 10 Tendances à partir du code CSA S806-12 163

10.1 Introduction	163
10.2 Algorithme de calcul	163
10.3 Application sur un cas d'étude	167
10.4 Coupes en 2D : influence des paramètres géométriques et matériaux	170

CHAPITRE 11 Intérêts des portiques VS poutres isostatiques 179

11.1 Introduction	179
11.2 Algorithme de calculs	179
11.3 Application à l'étude de cas	181
11.4 Influence de la longueur de poutre et du choix du béton.....	184

Conclusion de la Partie C 186

CONCLUSION GENERALE 189

REFERENCES 193

ANNEXES 205

A. PROPRIETES DES MATERIAUX	207
B. RESULTATS DES POUTRES EN APPUIS SIMPLES	211
C. RESULTATS SUR LES PORTIQUES	227
D. ADHERENCE BETON/ARMATURES FRP	249

LISTE DES FIGURES

1.1 Progression de la corrosion dans une structure	1
1.2 Corrosion des armatures d'un pilier de pont en milieu salin	2
1.3 Comparaison des impacts environnementaux entre des chaussées en béton renforcées par des aciers ou différentes armatures PRF avec la méthode de l'Eco-indicator 99.....	3
1.4 Substituer les aciers par des armatures PRF pour s'affranchir de certaines contraintes de durabilité	4
1.5 Organisation de la thèse	5
2.1 Illustration générale de la poutre en flexion	7
2.2 Observations sur des armatures acier recouvertes d'époxy extraites de dalles, (a) barre intacte, (b) revêtement fêlé, (c) revêtement fêlé et boursoufflés, (d) revêtement délaminé révélant une armature sévèrement corrodée	9
2.3 Nouvelle microstructure d'un grain d'austénite parent	10
2.4 Un PRF est composé de fibres incorporées dans une matrice de polymère	11
2.5 Schéma du procédé de moulage par pultrusion	13
2.6 Lois de contrainte-déformation pour différents types de PRF et l'acier [Pilakoutas, 2000].....	14
2.7 Différents types de traitement de surface	15
2.8 (a) fissuration dans la matrice polymère [Benmokrane et al, 1999] VS (b) micrographie d'une interface barre/béton intacte après 10 ans de service [Mufti et al, 2005].....	17
2.9 Domaine d'étude des poutres renforcées par PRF	21
2.10 Modèles simplifiés de l'équilibre pour l'effort tranchant de poutres en béton armé	24
2.11 Evolution de l'axe neutre dans des sections identiques renforcées par des armatures en acier ou des PRF	25
2.12 Utilisation de barres PRF pour (a) un ponton flottant et (b) un pont dans des clubs de golf au Japon	30
2.13 Utilisation de barres PRF pour (a) le pont de Wotton [El-Salakawy et al., 2002] et (b) le pont de Brandon sur la rivière Assiniboine, Manitoba au Canada [Malnati, 2011].....	30
2.14 Projets de train à sustentation magnétique (a) pour l'aéroport de Shanghai (2003) et (b) détails des armatures au niveau des voies pour l'aéroport de Miami (2012).	31
2.15 Constructions des pièces IRM dans des hôpitaux aux Etats-Unis (a) York General Hospital, Nebraska et (b) Lincoln General Hospital, Nebraska (2000).....	31

3.1	Différence de représentation des diagrammes de déformations et de contraintes suivant les hypothèses sur le béton en traction [Al-Sunna, 2006].....	38
3.2	Compatibilité des déformations pour une rupture simultanée entre les efforts de traction et de compression	40
3.3	Diagramme rectangulaire - Eurocode 2.....	41
3.4	Diagramme rectangulaire - ACI 440.AR-06	42
3.5	Diagramme rectangulaire - CSA 23.3-05.....	43
4.1	Détails géométriques des poutres testées	56
4.2	Cages d'armatures dans les coffrages avant coulage	57
4.3	Dispositif expérimental de flexion 4-points	58
4.4	Jauges de déformation du béton	59
4.5	Jauges de déformation des armatures placées (a) sur la section centrale (b) le long de la deuxième armature	59
4.6	Capteurs de déplacements verticaux de type LVDT	60
4.7	Positionnement de l'ensemble des capteurs	60
5.1	Evolution de la flèche à mi-portée en fonction de la charge pour les poutres testées	64
5.2	Distribution des déformations le long de la section à mi-portée (a) poutre FIC-[4d15] et (b) poutre FIG-[4d16]	66
5.3	(a) Rupture au tranchant de FIC-[4d15] et (b) rupture en flexion par compression du béton de FIC-[4d16].....	67
5.4	Comportement général d'une poutre en flexion plastique dans le cas de l'acier	68
5.5	Illustration graphique de la droite de régression linéaire	69
5.6	Positionnement vertical des jauges le long de la section centrale de poutre	70
5.7	Evolution du coefficient de détermination pour les poutres ayant cassées en flexion (a) FIS-[4d14], (b) FIC-[4d15] et (c) FIC-[4d16]	71
5.8	Evolution du coefficient de détermination pour les poutres ayant cassées en cisaillement (a) SHC-[5d10], (b) ShG-[4d16] et (c) ShG-[4d22]	71
5.9	Diagramme de Navier à 10 kN pour la poutre ShG-[4d16].....	72
5.10	Evolution de la position de l'axe neutre des poutres testées calculée par la méthode des moindres carrés	73
5.11	Diagramme de compatibilité des déformations d'une section soumise à un moment positif	74
5.12	Forces s'exerçant sur la section centrale d'une poutre en phase 1	75

5.13 Forces s'exerçant sur la section centrale d'une poutre en phase 2	76
5.14 Forces s'exerçant sur la section centrale d'une poutre en phase 3	77
5.15 Comparaison du calcul de la position de l'axe neutre par deux méthodes pour la poutre FIC- [4d15]	78
5.16 Comparaison du calcul de la position de l'axe neutre par deux méthodes pour la poutre FIG- [4d16]	79
5.17 Contribution du béton en traction avant et après fissuration	80
5.18 Comparaison entre le moment interne de la section calculé à partir de l'équilibre des forces et le moment externe appliqué par la presse	82
5.19 Relation moment-courbure calculée pour la section centrale de la poutre FIC-[4d15] à partir de données expérimentales	83
5.20 Courbe moment - courbure tri-linéarisée	83
5.21 Etat ultime correspondant au point <i>c</i> [He et al., 2007].....	85
5.22 Relation tri-linéaire moment-courbure à partir de $\epsilon_{cu,exp}$	87
5.23 Différence entre les relations tri-linéaire moment-courbure en utilisant (a) $\epsilon_{cu,0,003}$ et (b) $\epsilon_{cu,exp}$	87
5.24 Comparaison entre les résultats expérimentaux de la section centrale et la prédiction par le modèle simplifié tri-linéaire	88
5.25 Schématisation de la relation tri-linéaire en F- ϕ	89
5.26 Distribution de la courbure le long de la poutre	90
5.27 Comparaison des flèches calculées avec les flèches expérimentales	92
5.28 Analyse de la section fissurée [Al Sunna, 2006].....	94
5.29 Comparaison entre les courbes force-courbure analysées avec la méthode de la section fissurée et la méthode tri-linéaire [Al Sunna, 2006]	94
5.30 Comparaison pour les prédictions de flèche analysées avec la méthode de la section fissurée et la méthode tri-linéaire [Al Sunna, 2006].....	95
5.31 Analyse graphique de la poutre ShC-[5d10]	97
5.32 Rupture au tranchant de la poutre ShC-[5d10] (a) en fin d'expérience (b) après l'expérience pendant son stockage	97
5.33 Approche de Yang implémentée sur les poutres de cette étude	100
6.1 Moment résistant expérimental vs prédictions pour les poutres renforcées par PRF	104

6.2 Comparaison des moments prédits pour différentes expériences	104
6.3 Ratio V_{exp}/V_{pred} pour les différentes poutres testées	106
6.4 Allure générale de la flèche par application de l'équation de Branson	107
6.5 Modification apportée par les modèles ACI 440.1R-06 et Yost et al. à la poutre ShG-[4d16]	111
6.6 Modification apportée par les modèles ACI 440.1R-06 et Yost et al. à la poutre ShC-[5d10]	112
6.7 Modification apportée par le modèle de Rafi et Nadjai sur la poutre ShC-[5d10]	113
6.8 Modification apportée par l'équation de Toutanji et Saafi sur la poutre ShG-[4d22]	114
6.9 Comparaison entre les principes de Branson et l'Eurocode 2	116
6.10 Modèles d'interpolation des déformations sans tension stiffening pour ShG-[4d16]	117
6.11 Modèles d'interpolation des déformations sans tension stiffening pour ShC-[5d10]	117
6.12 Comparaison du modèle Bischoff à d'autres modèles pour ShC-[5d10]	118
6.13 Comparaison du modèle Bischoff à d'autres modèles pour FIG-[4d16]	119
6.14 Ratio entre force expérimentale et force théorique pour des flèches de service	121
7.1 Dimensions des éléments principaux du portique	126
7.2 Plans de ferrailage pour la poutre et les poteaux du portique renforcé par des armatures en acier	127
7.3 Renforcements de la section (a) de la poutre et (b) du poteau du portique S	127
7.4 Renforcements de la section (a) de la poutre et (b) du poteau du portique G1	128
7.5 Préparation des cages d'armatures avant la phase de coulage	128
7.6 Renforcements de la section (a) aux appuis, (b) en travée de la poutre et (c) du poteau du portique G2	129
7.7 Position des armatures aux appuis	129
7.8 Renforcements de la section (a) aux appuis, (b) en travée de la poutre et (c) du poteau du portique G3	130
7.9 Cage d'armatures de la poutre du portique G3	130
7.10 Détails des appellations géométriques en section centrale de poutre	130
7.11 Coffrage des poteaux positionnés sur les fondations	131
7.12 Mise en place des armatures dans les coffrages des poteaux	132
7.13 Coffrages des poutres de portiques prêtes à être coulées	132
7.14 Conception d'un coffrage perdu en BFUP pour le nœud	133

7.15	Positionnement de la poutre de portique dans le coffrage perdu servant de nœud	134
7.16	Coulage de BFUP au nœud	134
7.17	Dispositif d'essai des portiques	135
7.18	Positionnement des jauges de déformations sur les différents éléments du portique	136
7.19	Positionnement des capteurs de déplacement sur différentes zones d'étude du portique	136
7.20	Positionnement du LVDT mesurant la flèche centrale sur le côté de la poutre et mise en place d'un deuxième système de mesure par laser	137
8.1	Comparaison du comportement des poutres de portiques en flexion	140
8.2	Comparaison d'une même poutre dans deux systèmes hyperstatique (Portique G1) puis isostatique (Poutre G1)	141
8.3	Rupture en flexion par compression du béton des portiques (a) G2 et (b) G3.....	142
8.4	Evolution de la position de l'axe neutre pour les poutres de portique	143
8.5	Distribution des moments le long de la poutre de portique suivant l'hypothèse d'encastrement aux appuis (a) encastrement parfait (b) semi-encastree	144
8.6	Distribution des moments le long de la poutre de portique après formation de rotules plastiques aux appuis	145
8.7	Moment interne – Force pour le portique G1	146
8.8	Evolution des déformations dans l'acier aux appuis pour la poutre du portique G1	147
8.9	Moment interne – Force pour le portique G2.....	148
8.10	Evolution des déformations dans l'acier aux appuis pour la poutre du portique G2	148
8.11	Evolution des déformations dans le béton au niveau de la fibre extrême supérieure au centre de la poutre du portique G2.....	149
8.12	Evolution typique des conditions limites au cours du chargement d'un portique	150
9.1	Diagramme typique entre la force et le moment pour la section centrale	153
9.2	Distribution des moments le long de la poutre de portique pour des appuis semi-encastres	154
9.3	Simplification de la relation force-flèche pour les poutres de portiques	156
9.4	Relation simplifiée pour la poutre isostatique testée en flexion trois points	157
9.5	Définition et évolution de la longueur effective d'intégration de la courbure	158
9.6	Etude de la longueur effective pour la poutre de portique G1	158
9.7	Etude de la longueur effective pour la poutre de portique G2	159
10.1	Diagrammes des déformations et contraintes appliquées à la section à l'ELS	165

10.2	Chargement de la poutre uniforme dans ce cas d'étude	166
10.3	Paramètres géométriques définissant l'ouverture de fissures	166
10.4	Présentation d'un cas d'étude	167
10.5	Chargement retenu pour le cas d'étude	168
10.6	Algorithme général de calcul des quantités d'armatures pour l'ELU et l'ELS	168
10.7	Quantité de renforcement VS quantité de béton pour une poutre de 4 m de long	169
10.8	Pas d'optimum de renforcement pour satisfaire ELU et ELS simultanément pour une poutre de 4 m de long	169
10.9	Quantité de renforcement VS quantité de béton pour une poutre (a) de 3 m de long et (b) de 4m de long	170
10.10	Paramètres géométriques matériaux pour étudier l'influence du béton	171
10.11	Influence de la résistance en compression du béton pour $L = 4$ m	171
10.12	Influence de la longueur de la poutre pour $f_{ck} = 25$ MPa	172
10.13	Paramètres géométriques et matériaux pour étudier l'influence de la portée	173
10.14	Influence de la longueur de la poutre pour $f_{ck} = 55$ MPa	173
10.15	Zoom : Influence de la longueur de la poutre pour $f_{ck} = 55$ MPa	174
10.16	Diagramme à quatre cadrans, écart entre ELU et ELS pour $L/h = 10$ et $h/b = 1,5$	175
10.17	Diagramme à quatre cadrans, écart entre ELU et ELS pour $L/h = 13,3$ et $h/b = 1,5$	176
10.18	Diagramme à quatre cadrans, écart entre ELU et ELS pour $L/h = 7,5$ et $h/b = 1,6$	176
10.19	Diagramme à quatre cadrans, écart entre ELU et ELS pour $L/h = 10$ et $h/b = 1,6$	177
11.1	Distribution du moment pour une poutre isostatique soumise à un chargement uniforme... ..	179
11.2	Distribution du moment pour un portique soumis à un chargement uniforme	181
11.3	Ecart entre les quantités d'armatures du portique et de la poutre isostatique pour satisfaire un critère de flèche $L/360$	182
11.4	Comparaison de l'ELS pour les différentes méthodes et différentes conditions aux limites	183
11.5	Comparaison de l'ELS pour les différentes méthodes et différentes conditions aux limites, uniformisation des modules d'élasticité	184
11.6	Influence de la résistance en compression du béton pour $L = 4$ m	185
11.7	Influence de la longueur de la poutre pour $f_{ck} = 25$ MPa	185
11.8	Influence de la longueur de la poutre pour $f_{ck} = 55$ MPa	186

LISTE DES TABLEAUX

2.1 Propriétés caractéristiques en traction des armatures acier et PRF	14
4.1 Détails des renforcements utilisés pour chaque poutre	56
5.1 Résultats expérimentaux à la fissuration et à l'ultime	64
5.2 Expressions du moment interne pour chaque phase	80
5.3 Comparaisons entre les moments résistants calculés et les moments ultimes expérimentaux	86
5.4 Données issues de la thèse d'Al Sunna	93
5.5 Résultats de la prédiction de la contribution au tranchant	98
5.6 Estimation de la contribution des flèches de flexion et de cisaillement	99
6.1 Comparaison résultats expérimentaux et prédictions des codes pour l'estimation du moment résistant	102
6.2 Expressions des moments résistants et diagrammes associés	102
6.3 Base de données de poutres en béton renforcées par PRF ayant cassées par écrasement du béton en zone de compression	103
6.4 Comparaison expérimental par rapport aux prédictions sur la base de données	103
6.5 Comparaison des efforts tranchants prédictifs et expérimentaux	105
6.6 Expressions des inerties effectives modifiées pour l'usage des PRF	109
6.7 Comparaison entre les moments de fissuration calculés avec les formules d'ACI et du CSA et les moments de fissuration expérimentaux	110
6.8 Valeurs des coefficients de réduction β_d	111
6.9 Valeurs des coefficients de réduction γ	113
6.10 Expressions des flèches modifiées pour l'usage des PRF	115
6.11 Comparaison entre flèche expérimentale et théorique pour la limite $L/250$	119
6.12 Comparaison entre flèche expérimentale et théorique pour la limite $L/360$	120
7.1 Propriétés des poutres de portique et de la poutre isostatique testées	131
8.1 Valeurs expérimentales caractéristiques à fissuration et à la rupture	139
10.1 Limites des 4 critères à l'Etat Limite de Service	165
10.2 Comparaison entre l'ELU et l'ELS pour différents L/h et h/b	177
11.1 Paramètres géométriques et matériaux pour la comparaison de flèche entre portiques et poutres isostatiques	182

Chapitre 1

Introduction générale

1.1 Contexte

La corrosion de l'acier dans le béton a été identifiée comme une des principales causes des détériorations et déficiences structurelles. Les ouvrages en béton sont particulièrement exposés à la corrosion dans des environnements agressifs tels que les bords de mer, les régions soumises au gel-dégel, etc. La durée de vie d'une structure en béton peut être définie par la succession de deux périodes : une phase d'initiation de la corrosion et une phase de propagation des fissures jusqu'à la surface apparente (Figure 1.1).

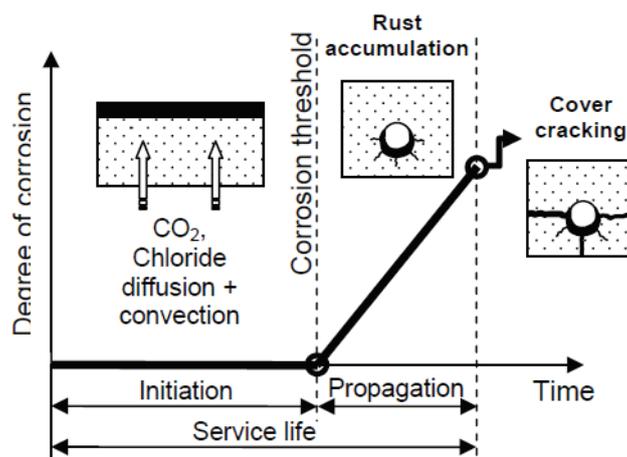


Figure 1.1 – Progression de la corrosion dans une structure [Burgoyne et Balafas, 2007]

La corrosion se produit quand le pH au sein de la structure diminue à cause de la carbonatation ou bien quand la concentration en chlorures dépasse une valeur seuil au niveau des armatures. Les ions chlorures migrent dans la structure par diffusion ou convection. Le développement de la corrosion est une réaction électrochimique qui dépend de la température, de l'humidité et de la teneur en chlorures. La rouille produite à partir de l'acier est expansive, elle remplit en partie les pores autour de l'armature mais le reste génère une pression radiale puis une fissuration radiale. L'initiation de la corrosion est accélérée pour des zones géographiques où les températures fluctuent beaucoup annuellement. L'hiver, les températures basses obligent les autorités à utiliser des sels de déglacage sur les routes et trottoirs, la migration des chlorures ralentit mais l'été l'augmentation de température entraîne une propagation accélérée des chlorures. La propagation

de la fissuration, due à la pression exercée par le développement de la rouille, est également accélérée par des températures et une humidité élevées [Burgoyne et Balafas, 2007]. Sur la Figure 1.2, les fissures se sont propagées jusqu'à décrocher des blocs entiers de béton.



Figure 1.2 – Corrosion des armatures d'un pilier de pont en milieu salin

L'enrobage des armatures par le béton est plus ou moins important suivant les conditions environnementales. Une analyse sur le béton permet quelques constats :

- La durée de la phase d'initiation peut être rallongée par l'utilisation de béton moins poreux tout en contrôlant cette porosité car de la rouille noire peut se développer si l'oxygène est trop restreinte aux abords des armatures.
- L'utilisation d'un ciment riche en C_3A augmente la capacité du béton à retenir les chlorures et augmente la durée d'initiation de la corrosion, mais ceci n'est pas une bonne solution contre la corrosion car, d'une part, la capacité à fixer les chlorures est limitée et d'autre part, le remplacement du ciment par du C_3A peut favoriser les réactions alcali-granulats.
- Des bétons plus résistants peuvent fissurer plus facilement, malgré des résistances en traction plus élevées, en raison de leur plus faible porosité. En effet, moins de rouille est alors nécessaire pour remplir la microstructure du béton ce qui accentue plus rapidement la pression interne sur la couche d'enrobage.

Ces réflexions sur le rôle de protection du béton via l'enrobage montrent qu'il est difficile de ralentir les phénomènes de corrosion. Seule l'augmentation de la quantité de béton entre les armatures et la surface pourra retarder l'initiation de la corrosion et sa propagation mais cela signifie une structure plus lourde, plus imposante et des coûts matériaux augmentés. En raison de

leur résistance à la corrosion, de leur légèreté et d'une grande résistance à la traction, les armatures alternatives en PRF de verre, carbone ou basalte sont étudiées depuis une vingtaine d'années en tant qu'alternatives à l'acier.

Même si le coût initial des matériaux pour les structures en béton renforcées par des aciers est moins cher que pour celles renforcées par des armatures PRF, il n'en reste pas moins que les coûts engendrés par la réparation des structures corrodées peut devenir très important et déterminant si l'on tient compte des dépenses sur la durée de vie totale de l'ouvrage en béton, de sa construction à sa destruction [Berg et al., 2006]. Avec les renforcements en acier, les coûts de réparations et réhabilitations sont estimés à 3-4 % du PIB (Produit Intérieur Brut) des pays industrialisés [Schmitt, 2009].

De plus, certaines études démontrent que l'utilisation d'armatures PRF est un avantage sur le plan de l'impact environnemental (Figure 1.3). Par exemple, une étude de chaussées montre que les armatures PRF ont un bilan environnemental meilleur que les aciers, mais que le bilan global est également meilleur pour les indicateurs du ciment et du transport. L'indicateur ciment est lié à la réduction de l'épaisseur de la chaussée conjuguée à une quantité de ciment moins importante pour le cas des PRF, et le transport est lié au poids plus légers des armatures PRF. L'étude se base sur les méthodes de l'Eco-indicator 99 et de l'EPS 2000 [Katz, 2004].

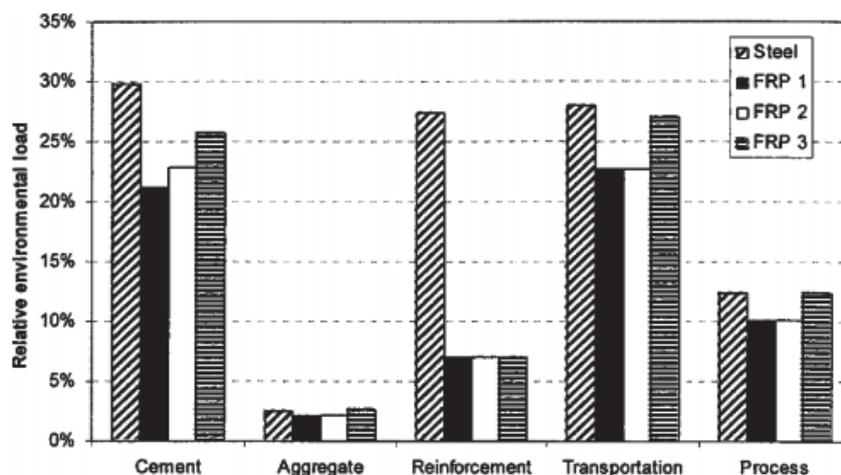


Figure 1.3 – Comparaison des impacts environnementaux entre des chaussées en béton renforcées par des aciers ou différentes armatures PRF avec la méthode de l'Eco-indicator 99

1.2 Objectif de la thèse

Nous avons retenu la solution consistant à substituer les armatures aciers par des armatures PRF pour répondre à la problématique de réduction de l'enrobage en béton des renforcements sans augmenter le risque de corrosion.

L'objectif de cette thèse est d'estimer le potentiel des armatures PRF pour des applications en béton armé et donc de mieux comprendre la synergie du système {béton + armatures en polymères renforcés de fibres} d'un point de vue mécanique pour le dimensionnement de structures de type bâtiment. C'est pourquoi l'étude expérimentale se situe à deux niveaux, à l'échelle de la poutre isolée et à l'échelle de la poutre dans un système portique. En choisissant des armatures alternatives qui ne se corrodent pas, le but est de limiter une contrainte de durabilité liée au béton : l'enrobage pourra être réduit et de nouvelles microstructures pourront être envisagées, ce qui octroie un degré de liberté supplémentaire pour le développement de nouveaux bétons par Lafarge (Figure 1.4).

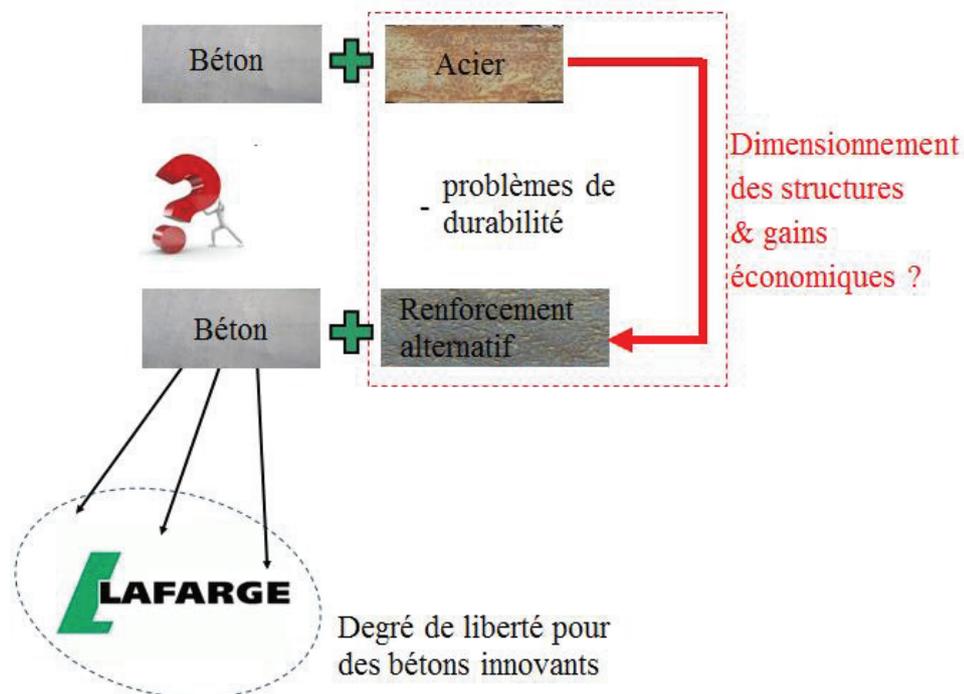


Figure 1.4 – Substituer les aciers par des armatures PRF pour s’affranchir de certaines contraintes de durabilité

1.3 Organisation de la thèse

Cette thèse est divisée en trois parties distinctes (Figure 1.5). Nous travaillons à deux échelles différentes.

Un premier chapitre introductif sous la forme d’un état de l’art permet de situer le matériau PRF par rapport aux autres armatures de renforcement, de décrire ses performances mécaniques et ses avantages. Cette introduction générale permet aussi de donner un aperçu de l’état des recherches sur différentes problématiques liées au renforcement du béton par les armatures PRF, quels codes ont été adaptés à son utilisation et dans quels cas ces renforcements ont-ils déjà été utilisés.

Une première partie comprenant 4 chapitres introduit une étude de poutres en appuis simples. Les équations des codes adaptés aux armatures PRF sont décrites et vérifiées sur des poutres expérimentales. L'étude permet également d'observer différents modes de rupture et de comprendre par une analyse des résultats l'évolution du comportement au cours du chargement. A partir d'une démarche scientifique basée sur l'équilibre statique des forces, une relation tri-linéaire est développée pour décrire le comportement de la flèche en fonction de la force.

Une deuxième partie comprend 3 chapitres étudie des portiques. Le comportement des poutres est alors analysé dans une configuration système où les conditions aux limites changent. L'analyse inverse des résultats expérimentaux met en lumière l'évolution de la distribution des moments, ce qui permet de développer l'équation de la flèche qui décrira au mieux le fonctionnement du portique, à partir de l'analyse des sections.

Dans la troisième partie, les estimations réglementaires à partir du code canadien CSA S806-12 sont évaluées pour un ensemble de sections de poutres. Les quantités de renforcements nécessaires pour satisfaire l'Etat Limite Ultime et l'Etat Limite de Service sont données pour chaque section dans des diagrammes 3D et 2D sous forme de tendances de dimensionnement. La même analyse est réalisée pour le critère de flèche à partir des équations analytiques de la flèche développées aux deux premières parties sur les portiques et les poutres isostatiques. Enfin, l'influence de paramètres géométriques et des matériaux est évaluée ainsi que l'incidence économique de différentes solutions.

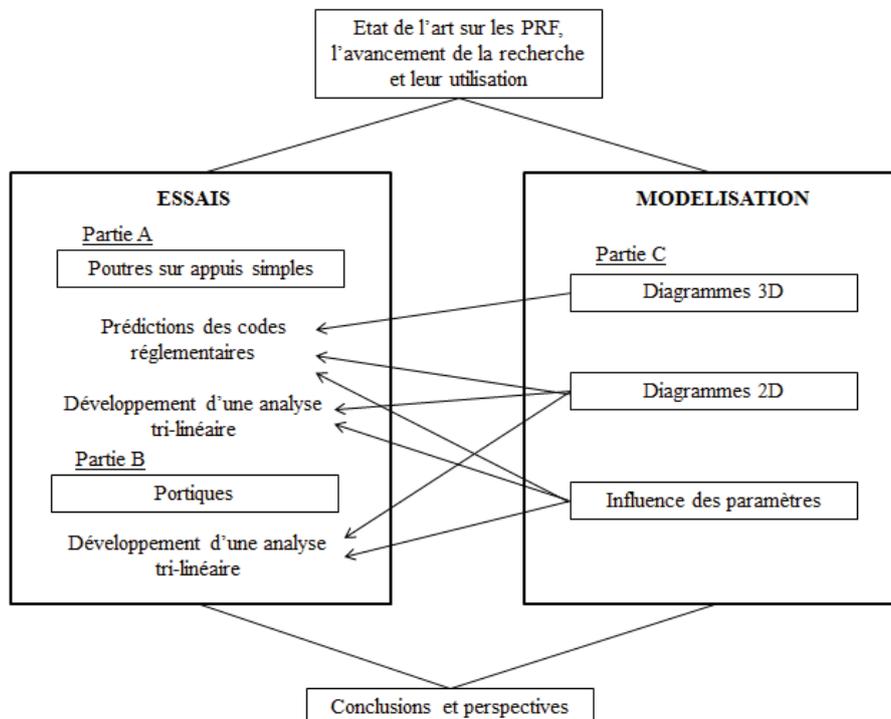


Figure 1.5 – Organisation de la thèse

Chapitre 2

Etat de l'art sur le béton renforcé par des armatures PRF dans la construction

2.1 Introduction

Une poutre en béton armé est habituellement composée de deux matériaux: du béton et des armatures de renforcement en acier. Un élément de béton non renforcé a une bonne résistance en compression mais sa résistance en traction est limitée. La sollicitation de l'élément en flexion va créer une zone de traction en partie inférieure de poutre, et subira une rupture précoce si l'élément n'est pas renforcé par des armatures pour compenser le manque de résistance en traction du béton. Les armatures en acier sont couramment utilisées. Elles ont également une bonne résistance en compression et permettent ainsi d'augmenter la résistance du béton dans les zones de compression.

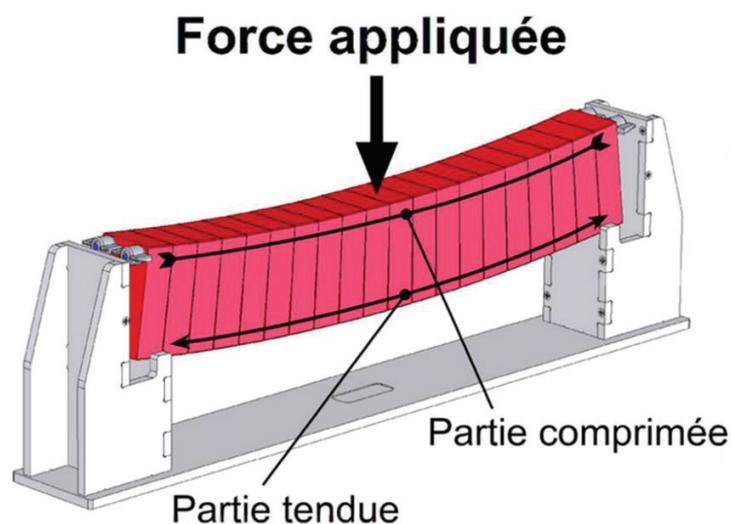


Figure 2.1 – Illustration générale de la poutre en flexion

Différentes raisons font que le béton et l'acier ont une bonne compatibilité [Wang et Salmon, 1985].

- L'adhérence entre la barre d'acier et le béton environnant est suffisamment bonne pour assurer une action de la section complète du composite et un glissement insignifiant de la barre
- Le béton apporte une protection suffisante contre la corrosion de l'armature en acier
- Le béton et l'acier ont des coefficients d'expansion thermique similaires, ce qui diminue les contraintes internes lors des changements de température

Avant les années 1990, relativement peu de recherches ont été entreprises pour le renforcement de structures par des armatures en PRF. Ce n'est qu'à partir de ces années-là que de nombreux chercheurs se sont penchés sur le comportement structurel et à la durabilité de ces potentielles armatures. Les premières années de recherche ont surtout permis d'améliorer les caractéristiques de ces nouveaux matériaux de renforcements. La plupart des projets de construction ayant utilisés ces armatures de PRF sont des structures en béton précontraint, particulièrement des ponts. Le paragraphe suivant résume en quelques lignes l'ensemble des matériaux de renforcement alternatifs disponibles aujourd'hui au même titre que les PRF. Ces derniers sont ensuite plus précisément décrits puis une revue des projets d'application phares avec ces nouvelles armatures est synthétisée. Enfin, un état de l'art est donné sur les connaissances actuelles concernant le dimensionnement de structures renforcées par des PRF.

2.2 Les renforcements alternatifs à l'acier pour le béton armé

De nos jours, l'acier le plus couramment utilisé est composé d'un alliage ferritique-pearlitique à bas carbone. Ce type d'acier est connu pour rouiller et entraîner la fissuration du béton, voir même l'effondrement de la structure dans certaines conditions. De nouveaux matériaux qui offrent une plus grande résistance à la corrosion ont été développés pour des environnements agressifs. Différentes approches permettent de classer les renforcements résistants à la corrosion. Une première approche se résume à déposer un revêtement de protection sur les armatures acier. Les aciers inoxydables forment une deuxième famille. La troisième technique consiste à utiliser des renforcements non métalliques.

2.2.1 Les aciers recouverts de résine époxy et les aciers galvanisés

Les aciers recouverts de résine époxy apportent une résistance à la corrosion sans modifier la résistance à la traction. Dans les années 1970, de nombreuses structures ont été construites avec des aciers recouverts d'époxy. En effet, une étude d'une quarantaine de revêtements avait démontré qu'ils résistaient le mieux à la corrosion [Clifton et al., 1975]. De plus, cette étude semblait être confirmée par d'autres recherches de la Federal Highway Administration (FHWA), une agence du Département des Transports des Etats-Unis responsable des autoroutes. Mais, au début des années 1980, des études montrent pour la première fois que des dommages initiaux ou subséquents peuvent diminuer sévèrement leur efficacité [Wheat and Deshpande, 2001]. La rupture des barres a été mise en évidence pour des ponts en Floride et la Virginia Transportation

Research Council [Zemajtis et al., 1996] conclut en 1996 que les aciers recouverts d'époxy ne pourraient apporter plus de 50 ans de protection contre la corrosion dans des environnements agressifs. Le comportement des barres à l'endommagement dans un environnement très salin est présenté en Figure 2.2. Les armatures ont été extraites d'échantillons exposés en extérieur 96 semaines [FHWA, 2004].



Figure 2.2 - Observations sur des armatures acier recouvertes d'époxy extraites de dalles, (a) barre intacte, (b) revêtement fêlé, (c) revêtement fêlé et boursoufflés, (d) revêtement délaminé révélant une armature sévèrement corrodée

Les aciers galvanisés sont quant à eux recouverts d'une couche de zinc et utilisés depuis les années 1930. Lorsque la concentration en ions chlorures est élevée, la performance des aciers galvanisés est critique. Certains chercheurs vont même jusqu'à dire que l'allongement de la durée de vie est très faible dans des environnements chargés en ions chlorures. Le seuil de corrosion est seulement de 4 à 10 fois plus élevé que celui de l'acier. L'acier galvanisé n'est pas considéré comme le plus sécuritaire des renforcements alternatifs [Yeomans, 2004].

2.2.2 Les aciers inoxydables et autres alliages

Pour certaines applications, toute la section de l'armature est en acier inoxydable, dans d'autres cas seule la partie extérieure de la barre est inoxydable et le cœur est un acier d'alliage courant. Des renforcements en acier inoxydable purs peuvent apporter plus de 100 ans de protection contre la corrosion dans un environnement chargé d'ions chlorure. C'est donc une solution 800 à 1500 fois plus résistante que l'acier avec un seuil de corrosion 15 à 24 fois supérieur. Cependant, ces solutions sont très chères. Par exemple, pour dimensionner un pont avec une durée de vie entre 75 ans et 100 ans ou plus, le coût supplémentaire lié à l'utilisation d'acier inoxydable est une très bonne solution du point de vue rapport qualité-durée de vie-prix. Mais, si une durée de vie entre 40 ans et 75 ans est préférée, une armature partiellement composée d'acier inoxydable sera plus appropriée [NACE, 2012].

Récemment, une nouvelle technologie a été découverte pour modifier la microstructure de l'acier. Il s'agit d'inclure des couches nanoscopiques d'acier inoxydable austénitique (appelée

MMFX), voir Figure 2.3. Cette nouvelle famille d'armatures a une performance en traction améliorée, avec un seuil de plastification qui s'élève à 690 MPa contre 550 MPa pour un acier standard. Elle fait l'objet d'une nouvelle spécification ASTM. En 2007, la spécification ASTM a été relevée jusqu'à 830 MPa [Tourney, 2012]. Parce que le développement est très récent, davantage d'études expérimentales devraient être menées. De plus, les codes de dimensionnement actuels, liés au renforcement par des aciers de performance standard, ne couvrent pas les renforcements qui vont au-delà de 550 MPa. Certains coefficients de sécurité pourraient être revus, et il faudrait s'assurer que le mode de rupture recherché à l'état limite ultime ne soit pas modifié avec l'usage de ces nouveaux renforcements. Enfin, la composition de la section par couche, nécessite de prêter une attention particulière au comportement au cisaillement. Ces armatures sont prometteuses puisqu'elles sont économiquement les moins chères après l'acier, mais elles ne seront pas étudiées dans cette thèse.

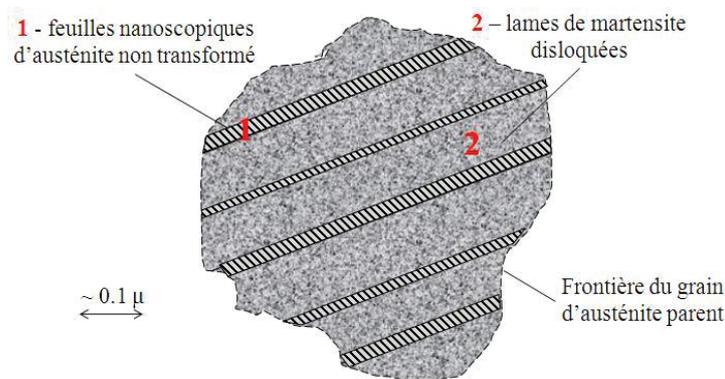


Figure 2.3 - Nouvelle microstructure d'un grain d'austénite parent

2.2.3 Les renforcements non-métalliques

Les armatures non métalliques sont d'abord utilisées pour leur durabilité, parce qu'elles ont une très bonne résistance à la corrosion. De plus, la National Association of Corrosion Engineers (NACE Internationale), qui est une organisation professionnelle mondiale regroupant les industries qui travaillent sur le contrôle de la corrosion, affirme que les technologies de production des fibres s'améliorent et c'est pourquoi cette alternative mérite une considération particulière pour les futurs projets de construction [NACE, 2012]. Les armatures PRF ont été retenues dans cette thèse pour d'autres raisons avantageuses qui seront développées dans la section suivante. Les renforcements en Polymères Renforcés de Fibres (PRF) sont employés comme renforcements alternatifs et commercialisés depuis le début des années 1990, et après plusieurs phases d'améliorations, c'est aujourd'hui 10 millions de mètres qui sont utilisés chaque année pour des constructions, selon les chiffres du bulletin n°40 de la Fib [Fib, 2007]. Cependant, ces matériaux composites sont encore nouveaux pour la construction et la plupart des ingénieurs ne sont pas encore familiers avec les propriétés et caractéristiques des PRF.

2.3 Les propriétés des PRF

Les armatures en PRF sont des matériaux composites constitués de fibres continues imprégnées par une matrice en résine polymérique. Ce sont des matériaux innovants dans le domaine des structures en béton. Les barres PRF peuvent être dimensionnées en choisissant le type et la quantité de fibres et de matrice. De plus, les composites ont des propriétés mécaniques et physiques relativement variables entre eux, ce qui fait que les produits commercialisés ont une large gamme d'applications.

2.3.1 Matériaux constituant les PRF

Dans la famille des composites polymères fibrés, des fibres continues de haute résistance en traction et grande raideur sont immergées et maintenues ensemble par une résine polymérique de faible module d'élasticité (Figure 2.4). Les fibres de renforcement constituent la colonne vertébrale du matériau, ce sont elles qui supportent principalement les charges. Les fibres déterminent également la résistance et la rigidité du matériau dans la direction des fibres. La matrice quant à elle apporte une protection physique et environnementale, elle permet aussi de transférer les contraintes entre les fibres, d'apporter un soutien latéral pour empêcher le flambement des fibres en compression, et d'assurer l'interaction entre les fibres et le béton alentour.

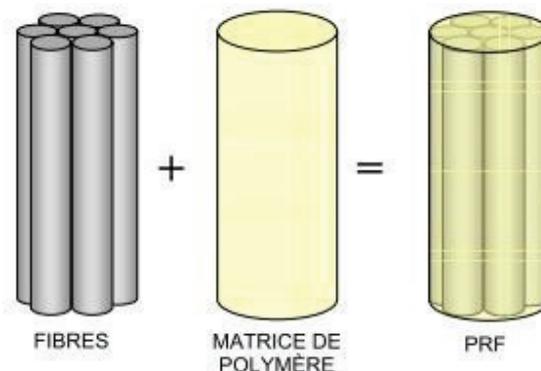


Figure 2.4 - Un PRF est composé de fibres incorporées dans une matrice de polymère

Les fibres

Les types de fibres les plus utilisées dans l'industrie de la construction sont en carbone, en verre, et en aramide [Wallenberger et al., 2001], [Walsh, 2001], [Chang, 2001]. Les fibres de carbone sont les plus rigides, les plus durables mais également les plus chères. Leur rigidité peut être comparable à celle de l'acier. Les fibres de verre ont des résistances plus faibles, une rigidité bien plus faible mais un coût réduit. Un des problèmes majeur pour ces fibres de verre est la question de la durabilité. En effet, des fibres de verre non protégées se dégradent dans la plupart des environnements, spécialement dans des conditions chaud/humide ou à haute alcalinité. Le

verre est également sujet au phénomène de rupture par fluage, ce qui se traduit par la rupture du matériau sous des charges maintenues constantes plus grandes qu'une fraction de la charge ultime instantanée. Les fibres d'aramide ont des caractéristiques mécaniques entre le verre et le carbone, mais avec une meilleure durabilité et une excellente résistance à l'impact. Jusqu'à maintenant ces fibres sont les moins couramment utilisées. Enfin, les fibres de basalte ont à peu près les mêmes caractéristiques que celles d'aramide avec un meilleur bilan environnemental, elles pourraient être davantage utilisées que les armatures d'aramide pour les années à venir.

Les matrices

Les matrices polymères, aussi appelées résines, protègent les fibres de possibles endommagements, les maintiennent alignées et distribuent les charges jusqu'aux fibres au cœur des barres. Elles doivent être stables aux températures élevées et avoir une résistance thermique, une faible capacité d'absorption d'eau, une bonne résistance chimique, une excellente rigidité et une grande résistance mécanique particulièrement en compression [Hollaway, 2010]. Les résines utilisées pour les composites de PRF sont soit des résines thermodurcissables, soit des résines thermoplastiques. Dans le domaine de la construction, ce sont souvent des résines thermodurcissables telles que polyester, vinyl ester ou epoxy. Ces résines ont au départ une faible viscosité, c'est d'abord un matériau fluide qui se rigidifie pendant la cure pour devenir une forme solide. Toutefois, ces résines restent sensibles à la chaleur et aux expositions à la lumière ultraviolette.

Le procédé de fabrication des armatures

Même si la fabrication des PRF peut varier suivant leur utilisation, trois étapes sont communes à tout procédé de fabrication des composites : (1) la fabrication des composants, fibres et matrice ; (2) la mise en forme de ces matériaux où les fibres sont disposées puis imprégnées de matrice liquide ; (3) et la cuisson du produit final ayant la géométrie choisie, la matrice est solidifiée à ce moment-là. Dans ce schéma général, quelques points de fabrication peuvent être problématiques pour la bonne performance des barres comme mouler la barre sans bulle d'air, garantir un diamètre de barre constant ainsi que doser correctement des deux constituants pour assurer de bonnes propriétés mécaniques. Cependant, ce sont des points qui ont été améliorés ces dernières années.

Pour les armatures alternatives de renforcement, le procédé mécanisé le plus courant pour les façonner est le procédé de pultrusion (voir Figure 2.5) Les fibres continues sont enroulées et conditionnées en bobines. Elles sont imprégnées de résine par passage dans un bain puis tirées à travers la filière d'extrusion puis le four qui contrôlent la teneur en résine et déterminent la forme de la section. C'est le passage dans le four qui provoque la polymérisation de la résine thermodurcissable et donne la forme finale de la section.

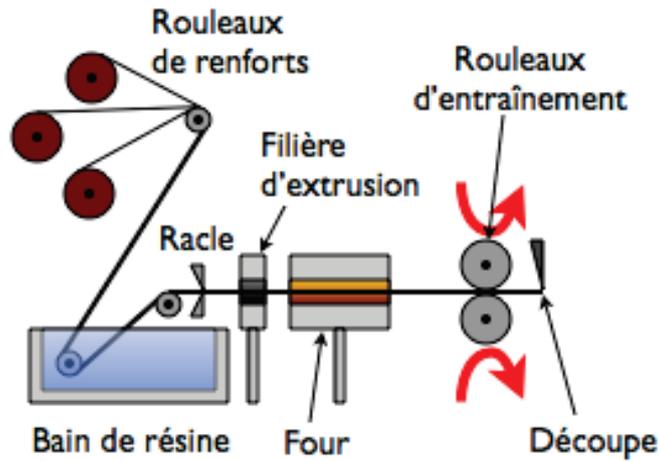


Figure 2.5 – Schéma du procédé de moulage par pultrusion

La pultrusion est utilisée car c'est un procédé continu très adapté, technologiquement et économiquement, à une production en grande série de profilés à section constante.

2.3.2 Propriétés mécaniques des barres PRF

Les propriétés mécaniques des PRF dépendent de plusieurs facteurs tels que les proportions relatives des fibres et de la matrice, la dimension des barres, les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs (fibres, matrice et tous les additifs), l'orientation des fibres dans la matrice et la méthode de fabrication employée [Okelo et Yuan, 2005].

Pour des raisons structurelles, la matrice représente typiquement entre 0,25 et 0,5 du poids total et donc la fraction du volume de fibres est de 0,5 à 0,75 [ACI, 2003]. Parce que mesurer expérimentalement chaque barre de PRF serait cher et consommateur de temps, les propriétés du composite peuvent être déterminées par une approche micromécanique à partir des propriétés des constituants [Fib, 2007]. En 1990, [Agarwal et Broutman, 1990] ont développés des modèles analytiques pour déterminer le module d'élasticité longitudinal et la résistance en traction longitudinale des barres PRF (Eq. (2.1) et (2.2)) :

$$E_L = E_{fL} V_f + E_m (1 - V_f) \quad (2.1)$$

$$f_{Lt} = f_{ft} \left[V_f + \frac{E_m}{E_{fL}} (1 - V_f) \right] \quad (2.2)$$

Où E_{fL} est le module d'élasticité des fibres dans la direction longitudinale, E_m est le module d'élasticité de la matrice, f_{ft} est la résistance en traction des fibres dans la direction longitudinale et V_f le volume relatif de fibres.

Les propriétés caractéristiques des PRF en traction sont résumées dans le Tableau 2.1 et comparées à la résistance en traction de l'acier. Les matériaux en PRF sont anisotropes, et sont caractérisés par une haute résistance en traction dans la direction des fibres. Le comportement des PRF est illustré par les courbes contrainte-déformation de la Figure 2.6. Les armatures en PRF ont un comportement totalement élastique et la relation contrainte-déformation est linéaire en traction jusqu'à la rupture contrairement à l'acier qui a un comportement élasto-plastique, source de ductilité. On observe également que seules les barres PRF de carbone peuvent avoir un module d'élasticité supérieur ou égal à celui de l'acier, les autres types PRF ont un module d'élasticité plus bas. En revanche, tous les types de PRF ont une plus grande capacité en traction et des déformations d'amplitude plus limitées.

Propriétés	Barre d'acier	Câbles d'acier	Barre de PRFV	Tendon PRFC	Tendon PRFA
Résistance en traction (MPa)	483-690	1379-1862	517-1207	1200-2410	1200-2068
Limite d'élasticité (MPa)	276-414	1034-1396	N/A	N/A	N/A
Module élastique en traction (GPa)	200	186-200	30-55	147-165	50-74
Allongement ultime (%)	>10	>4	2-4,5	1-1,5	2-2,6
Résistance en compression (MPa)	276-414	N/A	310-482	N/A	N/A
CET* ($10^{-6}/^{\circ}C$)	11,7	11,7	9,9	0	-1- -0,5
Densité	7,9	7,9	1,5-2,0	1,5-1,6	1,25

Tableau 2.1 - Propriétés caractéristiques en traction des armatures acier et PRF [ISIS-M02, 2007]

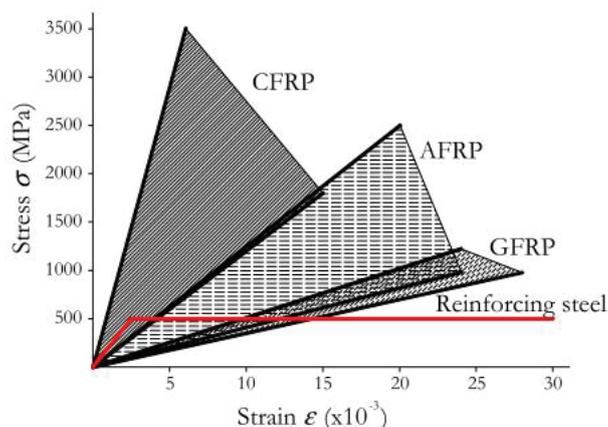


Figure 2.6 – Lois de contrainte-déformation pour différents types de PRF et l'acier [Pilakoutas, 2000]

Pour un même fabricant, la résistance en traction des barres peut varier de l'aire de la section et donc du diamètre. Une réduction de près de 40% de la résistance en traction a été reportée par une étude comparative de barres PRFV de différents fabricants et des diamètres allant de 9,5 mm à 22 mm [Faza et al., 1993]. C'est pourquoi les fabricants d'armatures PRF détaillent les caractéristiques de chaque produit de leurs gammes.

Une autre propriété mécanique importante est le comportement d'adhérence entre les barres et le béton qui peut être crucial pour la conception des structures. En effet, les différents traitements de surface peuvent faire varier les performances d'adhérence armatures-béton, ce qui a une influence sur de multiples aspects comme l'ouverture de fissures, la flèche ou encore la longueur d'ancrage. Les différents types de finition sont créés avant la polymérisation de la résine ou par une deuxième imprégnation à la sortie de la filière [Robert, 2009]. Les types de conditionnement de surface disponibles sur le marché sont : lisses, rugueux car recouverts de sable, crénelés, indentés, tressés, entourés hélicoïdalement, torsadés (Figure 2.7). Une combinaison de plusieurs traitements de surface peut aussi être utilisée. Cependant, il n'y a pas de classification standardisée des conditions de surface.



Figure 2.7 – Différents types de traitement de surface

Un certain nombre d'études de la littérature se sont intéressées à l'adhérence entre PRF et béton par comparaison à l'adhérence de l'acier. Toutes montrent que les PRF ont, en général, une moins bonne capacité d'adhérence que l'acier [Tighiouart et al., 1998], [Lee et al., 2008], [Baena et al., 2009], [Mazaheripour et al., 2013] (voir l'Annexe D).

2.3.3 Durabilité

La durabilité à long terme des PRF peut être affectée par son environnement direct, le béton, mais aussi par les conditions d'environnement extérieures. Il semble que la durabilité soit une question courante auprès des ingénieurs et concepteurs d'ouvrages qui envisagent des constructions renforcées par des PRF. Certaines questions peuvent provenir de la méconnaissance des effets de différentes conditions environnementales pouvant affecter les performances des composites de PRF. Dans cette section, les connaissances actuelles concernant l'impact de ces effets sont abordées.

Effet de l'humidité

Des études indiquent que les résines polymères peuvent se détériorer lorsque des molécules d'eau s'intercalent dans les chaînes de polymères et disloquent les liaisons de Van der Waals [Bank et Gentry, 1995]. La résine se plastifie alors, ce qui entraîne des changements de module d'élasticité, de résistance et de déformation à la rupture. L'absorption d'humidité peut ainsi

mener à la fissuration de la matrice et, la perméabilité augmentant, la résine peut être dégradée par attaque chimique (hydrolyse) [Hayes et al, 1998].

Des études travaillant sur la réduction de la perméabilité des résines montrent que les ajouts de silanes et d'organo-titanates au moment de la fabrication des barres, fonctionnent comme une barrière contre la pénétration de l'eau ce qui augmente les propriétés mécaniques [Van Ooij et al, 2005]. Plus cher, des époxyds incluant des couches de nano-composites de silicates peuvent également être insérés dans la matrice polymère pour réduire la perméabilité et augmenter les performances mécaniques [Hackman et Hollaway, 2006].

Effet de l'alcalinité du béton

L'environnement à l'intérieur d'un béton sain est fortement alcalin, avec un pH entre 12 et 13,5. Dans ce milieu alcalin, les fibres de verre sont particulièrement sensibles aux attaques chimiques et à l'augmentation de la concentration des produits d'hydratation entre les monofilaments de verre [Murphy et al., 1999]. La fragilisation des fibres de verre est due à la nucléation d'hydroxyde de calcium sur la surface des fibres. Cette hydroxylation peut favoriser la formation de creux à la surface des fibres et diminuer la résistance et la rigidité des fibres, en créant des zones de concentration de contraintes et d'amorce de fissures (Figure 2.8(a)) en présence d'humidité ou de charge externe. La dégradation des fibres ne dépend pas que de la valeur élevée du pH mais aussi de la combinaison de produits de réaction de l'alcalinité et de l'humidité [Robert, 2009]. La dégradation de barres PRFV coulées dans le béton est amoindrie pour une bonne combinaison fibre-résine mais augmente avec le niveau de contraintes et la température. Les armatures renforcées de fibres d'aramide se dégradent moins et celles de carbone sont résistantes aux attaques alcalines. Dans le choix des matrices de polymères, le vinyl ester a une meilleure résistance aux alcalins que la résine polyester [ISIS-M02, 2007].

La majorité des tests ont été réalisés par immersion des barres PRF dans des solutions alcalines et avec des tests de vieillissement accélérés mais une étude réalisée en 2005 par Mufti et al. a permis de montrer que, dans du béton qui est un environnement naturellement alcalin, les composites PRFV sont stables. En effet, des carottages ont été effectués dans cinq grands ouvrages renforcés par des PRFV au Canada et analysés par micrographie entre autres. Après 10 années de service les fibres de verre et l'interface entre les fibres et la résine sont intactes (Figure 2.8(b)). Cette étude confirme que les doutes émis par les ingénieurs suite aux résultats de travaux réalisés dans des conditions éloignées de la réalité (vieillissement accéléré en solution alcaline par rapport au milieu alcalin naturel du béton) ne sont pas fondés [Mufti et al, 2005].

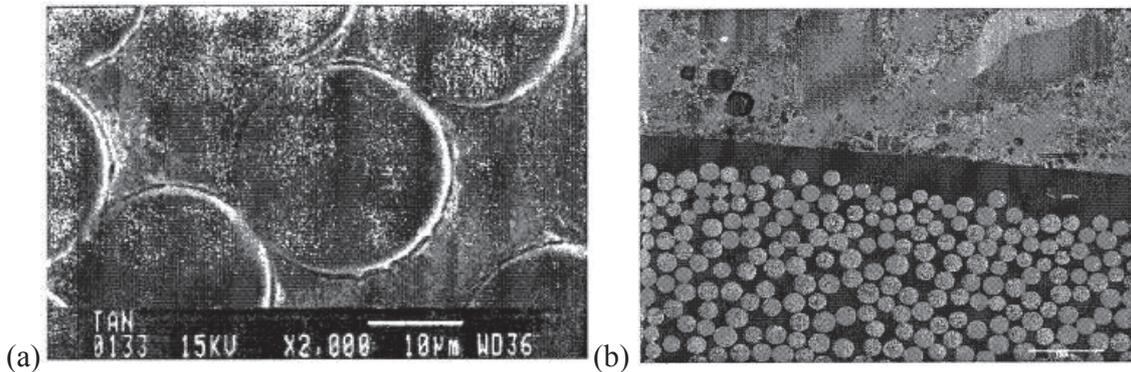


Figure 2.8 - (a) fissuration dans la matrice polymère [Benmokrane et al, 1999] VS (b) micrographie d'une interface barre/béton intacte après 10 ans de service [Mufti et al., 2005]

Donc contrairement à ce qui est généralement crû, l'alcalinité du béton n'a pas un impact majeur sur la durabilité de l'armature PRF ni sa résistance à l'adhérence.

Effet de la carbonatation

La carbonatation a un effet considérable sur la résistance du béton. En effet, la carbonatation augmente l'imperméabilité du béton grâce au colmatage de certains pores par le carbonate : l'absorption capillaire est réduite et la résistance mécanique est meilleure. Jusqu'à ce que le front de carbonatation atteigne la barre PRF, il n'y a aucune détérioration de l'adhérence PRF/béton. Juste après une relative détérioration est observée mais celle-ci est largement compensée par l'augmentation de résistance due à la carbonatation et à l'augmentation de l'imperméabilité du béton. Donc, contrairement à l'acier, il n'y a pas besoin de tenir compte de l'effet de carbonatation pour les facteurs de réduction des contraintes dans un dimensionnement incluant les aspects de durabilité.

Effet des ions chlorures

Le problème de l'attaque du béton par les chlorures est dans la plupart des cas causé par les sels de déglacage ou les environnements salins. Une exposition prolongée ou répétée peut provoquer une forte concentration de chlorures à la surface des armatures. Les résultats de recherche varient beaucoup et il est difficile de différencier les effets entièrement associés aux ions chlorures par rapport aux effets de l'humidité ou des attaques alcalines. Cependant, à cet ensemble de facteurs agressifs le Carbone résiste très bien et montre très peu de dégradation alors que les barres PRF de Verre et d'Aramide peuvent montrer jusqu'à 50% de perte de performance dans certaines conditions de température et d'humidité. Cependant, il semble que la détérioration observée soit plus importante pour des environnements salins que pour des eaux claires [Fib, 2007].

Effet de la température

Lorsque le béton renforcé de barres PRF est soumis à des changements de température importants, il peut y avoir plusieurs conséquences. La première chose est la température de transition vitreuse T_g qui correspond à une température de changement des propriétés mécaniques des matériaux. En deçà de cette température, les polymères thermoplastiques semi-cristallins sont rigides et au-delà, ils présentent un état caoutchouteux. Pour que les propriétés mécaniques du PRF soient stables, il faut s'assurer que la température de transition vitreuse T_g soit supérieure aux températures auxquelles le matériau est sollicité.

Le deuxième point est la différence d'expansion thermique entre les deux matériaux qui peut être à l'origine du développement de contraintes internes entraînant des déformations différentielles. Les contraintes internes sont limitées dans le cas du renforcement du béton par des armatures acier car les coefficients d'expansion thermique des deux matériaux sont semblables. En revanche, dans le cas des barres PRF, le coefficient d'expansion thermique transversal est près de cinq fois plus grand que celui du béton ce qui peut causer d'importantes contraintes entre les deux matériaux [Robert, 2009]. De plus, le coefficient d'expansion thermique transversal gouverné par le comportement de la matrice est beaucoup plus grand que le coefficient d'expansion thermique longitudinal qui est gouverné par le comportement des fibres. Cela peut entraîner, de surcroît, des contraintes thermiques à l'interface entre les fibres et la résine.

D'après la Fib, les études de la littérature suggèrent que des problèmes significatifs pour les armatures PRF apparaissent au-delà de 60°C [Fib, 2007]. La présence d'humidité et d'autres attaques chimiques peuvent augmenter la dégradation des barres ou de la liaison armature PRF/béton avec la variation de température.

Effet des rayons UV

Les rayons ultraviolets (UV) affectent les matériaux polymériques [Bank et Gentry, 1995]. En effet, les radiations du soleil sont assez puissantes pour rompre des liaisons covalentes dans les polymères organiques, ce qui entraîne un jaunissement et une fragilisation de la barre. Pour résister aux UV, des stabilisateurs d'UV peuvent être incorporés au polymère pendant la fabrication de l'armature [Fib, 2007]. Si les barres PRF sont noyées dans le béton, il n'y a pas d'attaques UV, en revanche celles-ci doivent être protégées de la lumière directe du soleil pendant son stockage. Dès lors qu'il s'agit d'un usage externe, en feuille ou en barre, les matériaux PRF doivent être protégés.

2.3.4 Fluage à long terme

Le fluage se rapporte à un état de déformation croissant sous un niveau de contrainte constant. Bien que les fibres de carbone affichent un faible fluage dans la plupart des conditions ambiantes, les matrices de polymères sont viscoélastiques et au total, les matériaux PRF subiront du fluage sous charge constante. Le taux de fluage d'un PRF dépend principalement de la

fraction volumique de fibres et de l'orientation des fibres par rapport aux charges appliquées. La température et l'humidité peuvent avoir des effets significatifs sur le comportement en fluage des polymères. Mais le fluage n'est pas une préoccupation pour les PRF unidirectionnels que sont les armatures de renforcement utilisées dans les ouvrages de génie civil dans la mesure où la contrainte développée dans les armatures est limitée de 20% à 50% de la résistance ultime suivant les types de fibres [ISIS-M02, 2007].

2.3.5 Résistance au feu

Les polymères contenus dans les barres PRF sont composés d'atomes de carbone, de nitrogène et d'hydrogène qui sont tous inflammables à certains degrés de température. La résistance au feu des matériaux composites est vue comme un des points bloquants à la démocratisation de son usage dans les infrastructures de génie civil et dans les constructions de bâtiment.

Autour de 100-200°C, les composites PRF s'assouplissent, fluctuent et se déforment. Au-delà vers 300-500°C, les matrices polymères se décomposent, dégagent de la chaleur et des composés volatils toxiques. Dans leur étude de la performance structurelle d'éléments en béton renforcés de PRF et soumis à un feu, Bisby et Kodur considèrent que des dalles renforcées de PRF sont sur-renforcées pour atteindre une rupture par compression du béton. Cela signifie qu'une réduction de 50% de la résistance en traction des barres PRF n'est pas synonyme d'effondrement de la structure comme ce serait le cas pour des renforcements en acier [Bisby et Kodur, 2007]. La détérioration de l'adhérence des barres PRF en cas de feu est avérée mais variable suivant les types de fibres, de matrices, de revêtements. De plus, davantage d'études devraient être menées pour améliorer l'ancrage dans les zones protégées du feu. Peu d'études traitent encore de ce sujet, et d'autres résultats sont nécessaires pour mieux appréhender cette problématique.

2.4 Les armatures PRF, quels avantages pour la construction ?

Le principal avantage des barres PRF est qu'elles ne corrodent pas électro-chimiquement, et qu'elles démontrent une bonne durabilité dans des environnements agressifs, ce qui a été montré dans la section précédente. Les PRF ont également un excellent rapport résistance-poids puisque le poids d'un PRF représente 1/5 du poids de l'acier et que la résistance en traction dans le sens des fibres peut-être de 2 à 5 fois supérieure. Ces matériaux sont légers, facile à manipuler et à installer. Enfin, ils sont électro-magnétiquement inertes. Par ces avantages, les PRF sont bien souvent les uniques solutions pour le renforcement de structures dans certaines conditions qui sont explicitées ci-dessous.

2.4.1 Dans les centrales de production d'énergie électrique

Les bobines de transformateurs et d'inductance des centrales électriques, des postes de transformation et de l'industrie lourde (aciéries, usines de transformation de l'aluminium, etc.) fonctionnent avec des courants électriques élevés. Des courants d'induction surviennent dans l'acier d'armature situé trop près de ces bobines. L'acier peut chauffer jusqu'à l'incandescence et perdre sa résistance. Pour remédier à cette situation, il est nécessaire de construire des murs en béton armé à une distance de sécurité suffisante de ces bobines. Les barres en PRF ne conduisent pas les courants électromagnétiques. Par conséquent, il est possible de construire des fondations, des murs et des dalles intérieures renforcées par des armatures PRF à proximité immédiate des bobines de transformateurs et d'inductance. La taille des bâtiments pour transformateurs et des stations peut être réduite tout en garantissant le fonctionnement des bobines sans pertes. Les frais de construction et d'exploitation peuvent ainsi considérablement diminuer.

2.4.2 Dans les centres équipés d'appareils de mesures magnétiques

Les laboratoires de recherche pour la nanotechnologie, la physique des corps solides et d'autres domaines semblables sont des installations très délicates. Il en va de même pour la microscopie électronique à balayage et la tomographie RMN. En raison de sa conductibilité, l'acier HA risque d'influencer la fonctionnalité et la précision de ces appareils. L'utilisation de barres PRF permet de faire des recherches dans un environnement complètement non-métallique et amagnétique.

2.4.3 Pour les ports et façades

La cause de dommages la plus fréquente au niveau de la construction en béton armé est la corrosion de l'armature. Cela concerne les éléments de façades exposés aux intempéries, les constructions en bord de côte, les ponts et les parkings couverts soumis au sel de déneigement ainsi que les piscines, les stations d'épuration et de nombreuses installations industrielles. Les armatures PRF ne rouillant pas, cette cause de dommage est éliminée. Même en cas d'enrobage béton minimal, cela nécessite moins de mesures de maintenance et de réhabilitation ce qui réduit nettement les frais de remise en état. Les constructions durent plus longtemps ce qui contribue largement à une construction durable.

2.4.4 Pour les infrastructures

Il faut souvent rénover voire remplacer entièrement les constructions d'infrastructure, le béton armé étant rongé par la rouille ce qui détruit la texture du béton. Cela concerne particulièrement les ponts exposés au sel de déneigement. L'utilisation de barres PRF fait oublier les problèmes de corrosion. De nouvelles lignes pour les trains à grande vitesse et de nouvelles lignes de trams sont conçues sous forme de rails sur dalles en béton. Les rails sans fin servent alors de moyens de transmission des signaux. Le béton armé dans la dalle routière doit être mis à la terre de manière coûteuse pour garantir une transmission correcte des signaux. Cela n'est plus nécessaire avec les

barres PRF, la barre n'étant pas électro-conductrice. Ce produit peut donc être utilisé sans hésitation à proximité immédiate des bobines d'inductance pour manœuvrer les aiguillages.

2.4.5 Pour les constructions temporaires en béton

En ville, les tunnels pour les métros, les canalisations pour les eaux usées et d'autres installations infrastructurales sont presque toujours creusés avec un tunnelier (TBM - Tunnel Boring Machine). Il ne peut cependant pas traverser directement les parois des puits en armature d'acier HA. Il faut arrêter le tunnelier et défoncer les parois à la main. Pour cela, il est nécessaire de stabiliser la terre située derrière la paroi. L'utilisation de barres PRF supprime toutes ces mesures dans la zone de traversée du tunnelier. Le tunnelier traverse directement la paroi. Cela réduit les délais et frais de construction tout en augmentant la sécurité des personnes sur le chantier.

2.5 Les études existantes sur les poutres renforcées par PRF

De nombreuses études ont été menées sur le renforcement du béton par des armatures composites. Cette section présente une revue synthétique des principaux résultats qui ont fait avancer la recherche dans la compréhension du comportement des poutres renforcées par des PRF. Cette revue bibliographique est à la base même de cette nouvelle étude de thèse puisqu'elle montre dans quel domaine de longueur de poutre ($< 3,30$ m) et de résistance du béton (> 28 MPa) ces recherches se sont limitées (Figure 2.9).

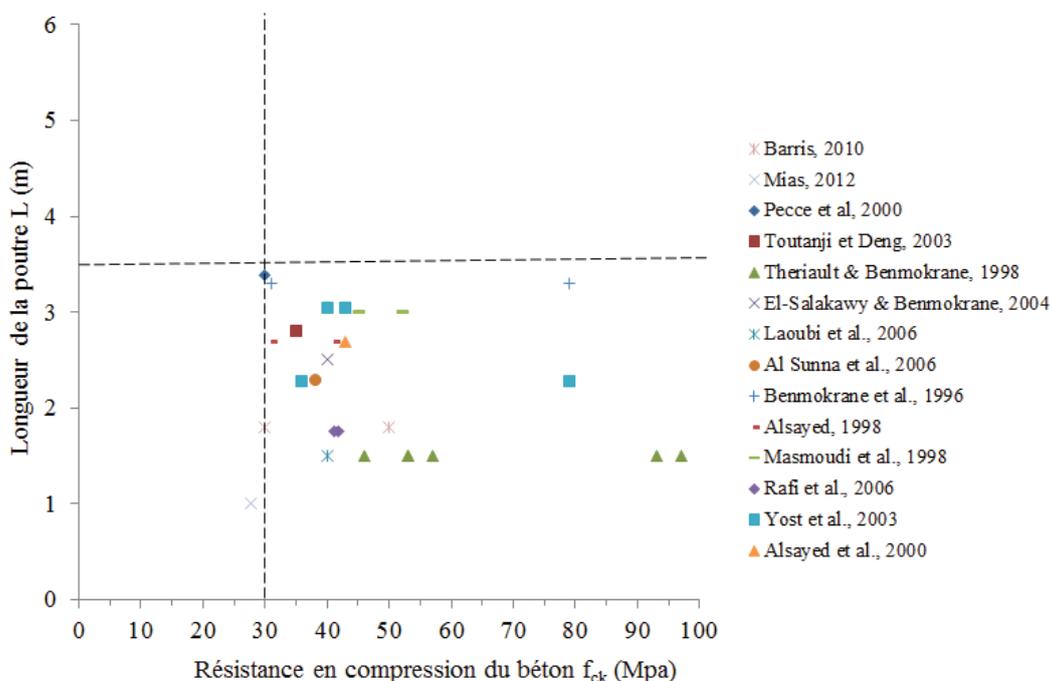


Figure 2.9 - Domaine d'étude des poutres renforcées par PRF

Or, grâce à la meilleure durabilité des armatures PRF, le béton n'est plus tenu d'être étanche et la résistance mécanique souvent corrélée à la perméabilité peut être moindre. Par ailleurs, le choix d'une poutre de plus grande portée est pertinent car la flèche est plus importante au fur et à mesure que l'élançement augmente. Il serait donc intéressant d'observer le critère de l'Etat Limite de Service de flèche dans le cadre de longueurs plus importantes. C'est à partir de ces constats que nous avons décidé de tester des poutres de 4 m de long avec un béton de résistance en compression de 20 à 25 MPa.

La revue littéraire suivante se divise en trois parties, les études sur le moment capacitif des poutres, les études sur l'effort tranchant et les études sur l'état limite de service. Les résultats de ces travaux seront par la suite comparés aux résultats expérimentaux de cette thèse.

2.5.1 Les études sur le moment capacitif

En 1991, Faza rapporte dans sa thèse que les rapports et publications antérieurs présentent peu d'expériences sur le comportement en flexion de poutres de béton renforcées par des PRF [Faza, 1991]. Il étudie 27 poutres en appuis simples de 2,7 m de portée testées en flexion 4 points. Il utilise des bétons aux résistances en compression allant de 29MPa à 69 MPa et montre que pour développer au maximum la contrainte de traction dans les barres PRF en verre mieux vaut un béton de haute résistance en compression. Il observe alors une augmentation de 90 % du moment résistant à l'ultime comparé à une poutre identique renforcée par des aciers avec un béton de 51,7 MPa. Les résultats expérimentaux sont comparés au code ACI 318-89 alors en vigueur et des modifications sont proposées notamment pour l'évaluation des contraintes atteintes dans les armatures PRF et la définition d'un nouveau ratio de renforcement longitudinal à l'équilibre.

Benmokrane et al. testent, en 1995, douze poutres renforcées par des PRF de verre pour des portées de 3,3 m et dont les hauteurs de section varient entre 30 cm et 55 cm. La résistance du béton employé varie entre 43 MPa et 55 MPa [Benmokrane et al., 1995]. Cette étude arrive aux conclusions qu'un dimensionnement optimal peut être atteint avec un ratio de renforcement longitudinal (ρ) et un ratio hauteur de section sur portée de poutre (h/L) appropriés. Les prédictions du moment ultime données par le code ACI 318-89 sont proches des résultats expérimentaux avec un moment ultime théorique cependant surestimé par rapport au moment expérimental. L'étude préconise de revoir les équations du code propre aux armatures en acier en vue de son utilisation sécuritaire pour les armatures PRF de verre.

En 2000, Pecce et al. expérimentent des poutres de 3,4 m de long pour un béton de 30 MPa renforcées par des PRF de verre [Pecce et al., 2000]. Ils basent le calcul du moment résistant théorique sur les équations modifiées du code ACI 318-95, et utilisent la valeur expérimentale des contraintes maximum atteintes dans les barres PRF de verre. Pour le béton en compression, ils utilisent trois formulations de loi : la loi parabole-rectangle issue de l'Eurocode 2, la relation non-linéaire proposé par Mander et al. en 1988 [Mander et al., 1988] et l'hypothèse d'un bloc de

contraintes de profondeur $0,8 x_f$, où x_f est la position de l'axe neutre à rupture. Les trois lois sont équivalentes et les résultats numériques collent aux résultats expérimentaux. Cela laisse entendre que les écarts rencontrés dans les autres cas pourraient venir d'une mauvaise estimation théorique des contraintes dans les barres.

En 2005, Wang et Belarbi réalisent des poutres de 2 m de long composées d'un béton de 30 MPa [Wang et Belarbi, 2005]. L'ACI 440.1R-03, tout comme les codes ACI 318 pour les renforcements acier, détermine le moment résistant en résolvant un système d'équation dérivé de l'équilibre des forces à l'équilibre. En appliquant les équations de l'ACI 440.1R-03, ils trouvent que le moment ultime prédit est bien inférieur au moment résistant expérimental. De plus, ils observent que la déformation du béton atteinte est supérieure à 0,0035 m/m. En remplaçant la valeur usuelle 0,003 m/m utilisée par l'ACI 440.1R-03 par 0,0035 m/m, l'écart entre résultats théoriques et expérimentaux se réduit.

Une étude réalisée par Rafi et al. en 2008, montre que le moment théorique calculé avec le code ACI 440.1R-06 sous-estime de 33% le moment expérimentalement atteint. Ce résultat porte sur un programme de 2 poutres de 2 m de long renforcées par des PRF de carbone, coulées avec un béton de 42 MPa en moyenne [Rafi et al., 2008]. Pour obtenir une rupture en flexion par compression du béton, les poutres sont sur-renforcées ; le moment maximum atteint expérimentalement dépend donc de la déformation maximum du béton atteinte à la rupture. Une explication proposée dans cette étude est que la vraie déformation finale du béton dépasse les 0,003 m/m de déformation supposé par le code ACI, en raison du confinement apporté par les cadres d'effort tranchant. Les mêmes conclusions ont été montrées par Nanni [Nanni, 1993] et Benmokrane et al. [Benmokrane et al., 1996].

Enfin, en 2009, Barris et al. analysent des poutres de 2 m de long renforcées par des PRF de verre et un béton entre 40 MPa et 60 MPa de résistance en compression [Barris et al., 2009]. Les moments théoriques ultimes sont calculés avec ACI 440.1R-06 et l'Eurocode 2. Une des différences majeures entre ces deux codes est la déformation ultime du béton qui atteint 0,003 dans un cas et 0,0035 dans l'autre. De plus, l'ACI 440.1R-06 considère un bloc rectangulaire équivalent pour la loi de béton en compression tandis que l'Eurocode 2 autorise une loi parabole-rectangle. Pour les deux codes, les valeurs théoriques calculées sont inférieures aux valeurs expérimentales mais le ratio est de 1,17 dans le cas de l'Eurocode 2 pour 1,51 pour l'ACI. L'Eurocode 2 serait donc plus précis et l'explication donnée à cette grande différence est encore une fois sur l'estimation de la déformation maximum du béton en compression qui a été mesurée expérimentalement autour de 0,0042-0,0047 ce qui est entre 22-34% plus grand que les valeurs suggérées par les codes.

2.5.2 Les études sur l'effort tranchant

L'effort tranchant dans les poutres en béton a été largement étudié au XX^e siècle. C'est un phénomène physique qui implique des mécanismes complexes et si les mécanismes sont mis en

évidence, prédire une capacité de résistance à l'effort tranchant reste compliqué. Le dimensionnement à l'effort tranchant se base aujourd'hui sur des modèles simplifiés qui tiennent compte d'un état d'équilibre de la poutre de béton armé. Parmi les modèles, l'analogie du treillis à angle fixe [Mörsch, 1909], l'analogie du treillis à angle variable [Nielsen et al., 1975], la théorie du champ de compression [Collins et al., 1996] et la méthode du déplacement de la force de compression [Kotsovos et Pavlovic, 1999] supposent chacune un état d'équilibre propre qui ne traduit pas la distribution réelle des contraintes (Figure 2.10). Toutes ces théories ont toutefois permis de dimensionner des poutres de béton renforcées par des aciers de manière sécuritaire car elles se basent sur une limite inférieure du théorème de plasticité.

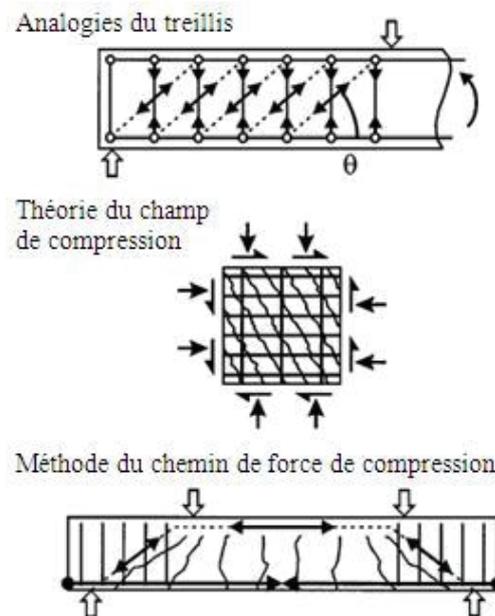


Figure 2.10 - Modèles simplifiés de l'équilibre pour l'effort tranchant de poutres en béton armé

Avec l'utilisation des matériaux élastiques fragiles que sont les armatures PRF, ces modèles simplifiés ne marchent plus en tant que tel. La redistribution des contraintes à grande échelle ne peut pas se produire pour des poutres renforcées par des PRF, ni par aucun autre matériau de renforcement fragile. Sans redistribution de contraintes la théorie de la limite inférieure de plasticité ne peut plus être appliquée [Stratford et Burgoyne, 2003].

Par ailleurs, plusieurs études [Goodspeed et al., 1990], [Tottori et Wakui, 1993], [Deitz et al., 1999], [Yost et al., 2001], [Michaluk et al., 1995] ont montrées que la résistance à l'effort tranchant des poutres renforcées par PRF est bien plus faible que la résistance prédite par les expressions développées pour les poutres de béton renforcées par des aciers.

Or, il est connu que la résistance à l'effort tranchant dépend de la zone de compression non fissurée, de l'imbrication des granulats, l'effet dit de « goujons » et des cadres d'effort tranchant quand il y en a. Ces mécanismes dépendent eux-mêmes de la résistance en compression du béton mais aussi des propriétés mécaniques longitudinales et transversales des armatures de

renforcement à la flexion et de l'interaction entre armature et béton pour la bonne transmission des efforts.

Zhao et al. ont montré que dans le cas du renforcement avec des aciers, l'effet de l'effort tranchant se développe rapidement après que les armatures longitudinales aient atteintes la déformation de plastification. Ceci est relié au fait que la profondeur de l'axe neutre est fortement réduite après plastification. En revanche, les armatures PRF ne plastifient pas et juste après fissuration de la poutre, la profondeur de l'axe neutre diminue très rapidement, réduisant d'emblée la zone du béton en compression pouvant contribuer à la résistance à l'effort tranchant [Zhao et al., 1997a et 1997b]. On observe cependant une légère augmentation de la zone de compression à un haut taux de déformation des armatures PRF due à la non-linéarité du béton en compression, comme montré sur la Figure 2.11, mais cette contribution du béton reste faible.

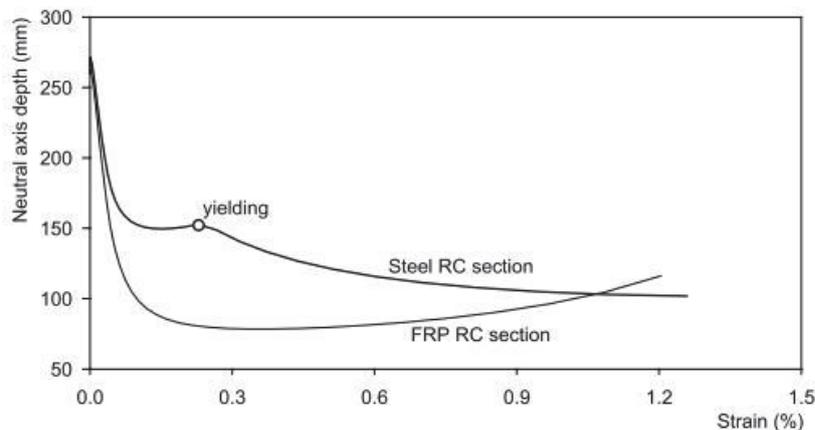


Figure 2.11 - Evolution de l'axe neutre dans des sections identiques renforcées par des armatures en acier ou des PRF

L'imbrication des granulats permet le transfert de l'effort de cisaillement à travers les fissures dans la zone tendue. Pour des poutres non renforcées par des cadres d'effort tranchant, l'importance de la force de cisaillement véhiculée via cet empilement granulaire est estimée entre 33% et 50% de la capacité de résistance au cisaillement du béton non-fissuré [Taylor, 1970]. Ce pourcentage réduit lorsque la largeur des fissures augmente [Walraven, 1981]. Les armatures PRF ayant un module d'élasticité plus faible, la rigidité de la poutre sera moindre et des fissures plus larges sont observées. La contribution de l'imbrication des granulats à la résistance à l'effort tranchant est donc réduite dans le cas du renforcement des poutres de béton armé par des armatures PRF.

On appelle l'effet "goujon" le rôle de l'armature longitudinale dans sa capacité à résister au déplacement transversal au niveau d'une fissure dans le béton. Le rôle des armatures longitudinales est alors de transmettre les contraintes de cisaillement. La rigidité transversale des armatures PRF étant faible, la contribution de l'effet goujon à la résistance à l'effort tranchant peut être négligée [Kanakubo et Shindo, 1997], [Tottori et Wakui, 1993].

Les équations des codes de dimensionnement avec renforcement par des aciers ont donc dues être modifiées pour s'adapter à l'utilisation des armatures PRF. L'évolution des équations est décrite dans le chapitre 3.

2.5.3 Les études sur la flèche à l'état limite de service

En 1989, Saadatmanesh et Ehsani ont testé des poutres en béton de renforcées de PRF pour évaluer la faisabilité de ce renforcement alternatif par rapport à l'acier. Ils avaient souligné le potentiel des barres PRF mais avaient déjà conclu que la flèche devrait être utilisée comme critère de dimensionnement limitant [Saadatmanesh et Ehsani, 1989].

Faza a observé en 1991 que le moment d'inertie calculé à partir de l'équation de Branson estimait le moment d'inertie de la poutre après l'apparition des premières fissures [Faza, 1991]. L'équation de Branson [Branson, 1965] est un moment d'inertie efficace I_e communément utilisée pour estimer la flèche des poutres renforcées par des aciers dans les codes ACI 318 (Eq. 2.3). Faza a développé une expression modifiée du moment d'inertie en considérant que la section est totalement fissurée entre les points d'appuis dans une flexion 4-points et partiellement fissurée aux bouts.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I_g \quad (2.3)$$

Où M_{cr} est le moment de fissuration ; M_a le moment de service maximum ; I_{cr} le moment d'inertie de la section homogène fissurée, et I_g le moment d'inertie brut de la section et négligeant les armatures.

En 1995, Benmokrane et al. modifient l'équation de Branson pour tenir compte de la non-linéarité du béton en compression et d'un transfert des contraintes entre béton et armatures PRF non parfait dans la zone de traction [Benmokrane et al., 1995]. L'équation est calibrée sur la base d'un nombre limité de tests qui s'élève à 12 poutres.

Toutanji et Saafi ont conclu sur la base de leurs expériences et d'autres travaux que l'équation de Branson sous-estimait la flèche mais que pour des faibles ratios de renforcement inférieur à 1% [Toutanji et Saafi, 2000]. Pour tenir compte de cela, ils ont modifié la puissance au cube du rapport des moments en introduisant un facteur qui dépende du ratio de renforcement et du module d'élasticité des PRF par rapport à l'acier.

En 1998, Gao et al. ont modifié l'expression de Branson en ajoutant un facteur multiplicatif pour réduire la portion de l'inertie brute afin de traduire la perte de rigidité induite par le plus faible module d'élasticité des armatures PRF et une adhérence réduite entre les armatures et le béton [Gao et al., 1998]. Le coefficient relatif à l'adhérence a par la suite été remanié sur une base de 48 tests [Yost et al., 2003] pour tenir compte du taux de renforcement de la poutre et de la contrainte de traction ultime des barres en PRF.

Rafi et Nadjai, en 2009, proposent une nouvelle modification qui serait valable pour tous types de barres. Pour affiner le modèle, ils ajoutent un coefficient qui modifie la portion du moment d'inertie fissuré [Rafi et Nadjai, 2009]. Ce coefficient est obtenu par régression linéaire de résultats expérimentaux. Dans cette nouvelle forme de l'équation de Branson, l'influence du ratio des renforcements et de celui des modules d'élasticité sont présents.

Tandis que la plupart des approches ont tenté de modifier l'équation de Branson originelle, d'autres chercheurs se sont penchés sur l'équation de la flèche déduite de l'interpolation des courbures ou des déformations comme proposé par [Faza, 1991] ou encore [Ghali, 1993], [Razaqpur et al., 2000]. Plus récemment, Bischoff a proposé une équation à partir de l'intégration des courbures le long de la poutre et tenant compte de l'effet de raidissement en traction appelé « tension-stiffening » [Bischoff, 2005], [Bischoff et Scanlon, 2007].

Barris et al. concluent, en 2009, que les estimations obtenues par les équations modifiées du dernier ACI 440.AR-06, de l'Eurocode 2 et l'approche de Bischoff [Bischoff, 2005] sont en accord avec les courbes expérimentales d'une douzaine de poutres, pour des charges restant dans le domaine de l'état de service. En revanche, pour des chargements plus importants, toutes les approches théoriques sous-estiment la flèche imputée à des effets de non-linéarité [Barris et al., 2009].

Enfin, Mota et al. présentent en 2006 une revue critique des formules de flèche adaptées aux poutres de béton armées de PRF et concluent que la précision des équations prédictives varie à différents ratios de force de chargement et dépend grandement de la précision du moment de fissuration prédictif [Mota et al., 2006]. En outre, ils concluent que les équations de flèches pour les poutres avec PRF ont un besoin critique d'analyse de fiabilité.

2.6 Le développement de codes adaptés aux PRF

Les études entreprises sur ces nouveaux matériaux depuis plus d'une vingtaine d'années ont permis la modification des équations des codes existants pour l'acier. Depuis les années 1980, des unités de recherches mondiales ont travaillé à la mise en œuvre des armatures PRF dans les codes et guides de dimensionnement.

Aux Etats-Unis, les initiatives et la vision de la National Science Foundation et de la Federal Highway Administration ont promu le développement de cette technologie en soutenant la recherche au sein de différentes universités et instituts de recherche [Bakis et al., 2002]. En 1991, l'ACI a créé le Comité 440, nommé "FRP Reinforcement". L'objectif de ce comité était de fournir, par une approche scientifique, des guides de dimensionnement, des normes de construction et des recommandations sur l'inspection et le contrôle qualité liés à l'usage de ces armatures PRF pour le renforcement des structures en béton à l'industrie de la construction. En 2001, Le Comité 440 publie la première version du document "Guide for the Design and

Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars”. La mise à disposition de ce document a davantage accéléré l’adoption des armatures PRF.

Alors que les codes ACI ne règlementent que l’usage des armatures PRF pour des applications bâtiment aux Etats-Unis, les projets de construction de nouveaux ponts financés par les fonds fédéraux devaient suivre un dimensionnement respectant le calcul des facteurs de résistance et de charge (Load and Resistance Factor Design) relevant de spécifications pour le dimensionnement des ponts selon l’AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Le manque de spécifications basées sur les Etats Limites relatifs au dimensionnement de tabliers de ponts renforcés par des PRF dans l’AASHTO, a été une des dernières barrières pénalisant et retardant l’acceptation de cette technologie innovante et déjà compétitive [Nanni and al., 2014]. En 2007, un groupe de travail dirigé par des chercheurs, des consultants et des représentants du State Departments of Transportation et de la US Federal Highway Administration ont développé des spécifications pour le dimensionnement LRFD. Les dispositions de l’AASHTO ont été maintenues pour la définition des charges, des facteurs de charges et des Etats Limites, le nouveau document érigé n’apportant que des compléments sur les propriétés mécaniques et autres propriétés spécifiques des PRF, et définissant des facteurs de résistance et des algorithmes de dimensionnement propres à l’utilisation des barres PRF. La proposition d’un guide “AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP-Reinforced Concrete Bridge Decks and Traffic Railings” a été approuvé par le sous-comité des Ponts et Structures en mai 2008 et publié en décembre 2009 [AASHTO LRFD, 2009].

En plus du bulletin 40 de la FIB (Fédération Internationale du Béton), “FRP Reinforcement in RC Structures”, publié en 2007 [Fib, 2007], d’autres références historiques et guides spécifiques au renforcement du béton par des PRF reconnus sont disponibles à travers le monde :

Asie

- Japon
- “Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforced Materials” (2007), publié par la JSCE (Japan Society of Civil Engineering) [JSCE, 2007]

Europe

- Italie
- CNR-DT 203/2006 (2006), “Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars”, publié par le Conseil National italien de la Recherche (CNR) [CNR-DT 203, 2006]

- Norvège
 - SINTEF Report STF22 A98741, “Modifications to NS3473 When Using Fiber-Reinforced Plastic Reinforcement 2.24” (2002), publié par le Conseil norvégien de Normalisation des Bâtiments (NBR) [[SINTEF, 2002](#)]
- Royaume Uni
 - “Interim Guidance on the Design of Reinforced Concrete Structures Using Fiber Composite Reinforcement” (1999), publié par l’Institution of Structural Engineers [[ISE, 1999](#)]

Amérique du Nord

- Canada
 - CAN/CSA-S806-12 (2002 et 2012), “Design and Construction of Building Structures with Fiber-Reinforced Polymers”, publié par le CSA [[CSA S806-02, 2002](#)], [[CSA S806-12, 2012](#)]
 - CAN/CSA-S807-10 (2010), “Specification for Fiber-Reinforced Polymers”, publié par le CSA [[CSA S807-10, 2010](#)]
 - CAN/CSA-S6-06 (2006) et CAN/CSA S6S1-10 (Supplément 2010), “Canadian Highway Bridge Design Code”, publiés par le CSA [[CSA S6-06, 2006](#)], [[CSA S6S1-10, 2010](#)]
- Etats-Unis
 - ACI 440.1R (2001 et 2006), “Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars”, publiés par l’ACI [[ACI, 2001](#)], [[ACI, 2006](#)]
 - ACI 440.3R (2004 et 2012), “Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures”, publié par l’ACI [[ACI, 2004](#)], [[ACI, 2012](#)]
 - “AASHTO LRFD Bridge Design Guide Specifications for GFRP Reinforced Concrete Bridge Decks and Traffic Railings”(2009), publié par l’AASHTO [[AASHTO LRFD, 2009](#)]

2.7 Les types d’ouvrages aujourd’hui réalisés avec des PRF

Les armatures en PRF offrent plusieurs avantages par rapport aux armatures en acier. En plus d'une haute résistance en traction, les PRF sont résistants à la corrosion, ce qui en fait des candidats idéaux là où les armatures en acier souffrent de corrosion. Les armatures PRF sont particulièrement utiles dans les environnements marins, pour des constructions en sous-sols, ou

pour des usines industrielles et chimiques. Beaucoup de projets de démonstration ont été construits au Japon dans les années 1990. Parmi les projets qui peuvent être cités le ponton flottant du Takahiko Three Country Club et le pont au Sud du Yard Country Club (Figure 2.12).

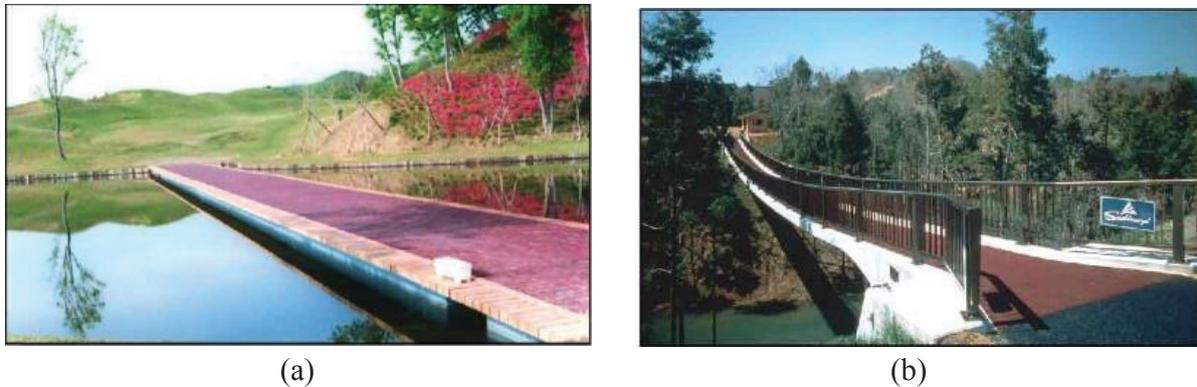


Figure 2.12 - Utilisation de barres PRF pour (a) un ponton flottant et (b) un pont dans des clubs de golf au Japon

La recherche s'est ensuite étendue à l'Amérique du Nord et à l'Europe. EUROCRETE est le premier projet entièrement dimensionné avec des renforcements PRF en Europe, avec la construction d'un pont pour piétons en 1996. En Amérique du Nord, le Canada est le pays leader dans l'utilisation des armatures PRF, avec surtout la construction de tabliers de ponts [Benmokrane, 2004]. Début 2011, John Busel de l'American Composites Manufacturers Association (ACMA) annonçait que les Etats-Unis et le Canada comptaient à eux deux 400 ponts renforcés par des PRF par quelques aspects de leur construction [Busel, 2012]. La Figure 2.13 montre les tabliers des ponts de Wotton (2001) et de Brandon (2010) renforcés par des armatures PRF.



Figure 2.13- Utilisation de barres PRF pour (a) le pont de Wotton [El-Salakawy et al., 2002] et (b) le pont de Brandon sur la rivière Assiniboine, Manitoba au Canada [Malnati, 2011]

De plus, les barres PRF ont une imperméabilité électromagnétique, ce qui est essentiel dans des cas très spéciaux où les renforcements en acier créent des interférences électromagnétiques. Cette application est intéressante pour le renforcement des tabliers de chemin de fer des trains à

sustentation magnétique ou encore pour le renforcement des pièces contenant des appareils IRM dans les hôpitaux. Des constructions pour les trains à sustentation magnétique existent depuis 2003 au Japon et en Chine. La compagnie japonaise Japan Railway Central estimait en 2010 que 150 sites dans le monde pourraient être équipés de train à sustentation magnétique [JRC, 2010]. En 2012, l'aboutissement de l'extension du métro de Miami illustre le succès de ce nouveau procédé de transport qui met en œuvre des armatures en PRF (Figure 2.14).

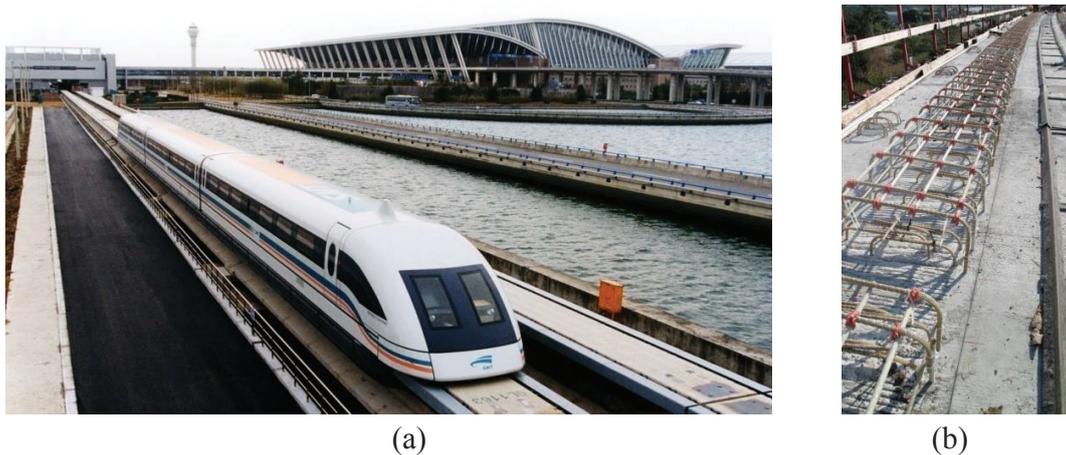


Figure 2.14- Projets de train à sustentation magnétique (a) pour l'aéroport de Shangaï (2003) et (b) détails des armatures au niveau des voies pour l'aéroport de Miami (2012)

La Figure 2.15 illustre l'utilisation de treillis en PRF pour les dalles et murs entourant les outils IRM lors de la construction ou de l'agrandissement d'hôpitaux aux Etats-Unis.



Figure 2.15- Constructions des pièces IRM dans des hôpitaux aux Etats-Unis (a) York General Hospital, Nebraska et (b) Lincoln General Hospital, Nebraska (2000)

Enfin, les renforcements en PRF se découpent très facilement, particulièrement ceux en verre, ce qui en fait des matériaux parfaitement adaptés aux structures temporaires. Par exemple, ils sont utilisés pour les murs diaphragmes dans la construction de tunnels. Après le passage de la

machine de forage, ils sont alors partiellement détruits. Cette technique a été utilisée pour de nombreuses constructions de métros dans le monde, de l'Asie (Bangkok, Hong Kong, New Delhi) à l'Europe (Londres, Berlin).

Jusqu'à présent, les armatures PRF ont un coût plus élevé que l'acier, c'est pourquoi elles ne sont utilisées que lorsque les propriétés spécifiques à ces matériaux en font les meilleurs candidats pour une application donnée. A noter que les PRF sont plus légers que l'acier, ce qui facilite leur transport et la vitesse de construction des ouvrages. La prise en compte du rendement de la construction et la réduction des coûts de fabrication devraient étendre le potentiel de ce marché [ACI, 2006], [Fib, 2007], [Pilakoutas and al., 2007].

Il n'y a pas encore de projets de construction de bâtiments avec ces armatures PRF pour des raisons de maîtrise du dimensionnement. La philosophie de dimensionnement change à cause d'une plus grande souplesse de ces barres. Cette philosophie est expliquée dans le chapitre suivant. Le renforcement d'éléments de structures de bâtiments par des PRF pourrait être une prochaine étape, de nombreuses études travaillent à cette fin. Pour cette thèse, la structure de référence choisie est une structure poteau-poutre-dalle qui est la plus utilisée sur le plan international. La problématique des murs est donc écartée de ce travail de thèse. Les poteaux et les poutres sont tous deux très étudiés dans la littérature, mais ce sont les poutres qui présentent le plus grand intérêt dans cette étude. Le travail porte d'abord sur des poutres en appuis simples, puis sur des poutres semi-encastées avec l'étude des portiques. L'étude de portique renforcé par des PRF est une expérience très concrète en vue d'une application des PRF au bâtiment. Cependant, cette expérimentation n'est que peu étudiée, alors que pourtant les réflexions autour de la connexion poteau-poutre posent de nombreuses questions scientifiques. Cette dernière sera traitée dans la deuxième partie du rapport, sur les portiques.

2.8 Les enjeux pour l'utilisation des PRF dans les bâtiments

Les armatures PRF sont déjà mises en œuvre dans des constructions de type grands ouvrages tels que les ponts mais au-delà du renforcement par des treillis en PRF les murs entourant les appareils à résonance magnétique dans les hôpitaux, il y a une grande réticence à utiliser ces armatures alternatives dans des bâtiments. Le comportement de ces armatures n'est pas encore totalement maîtrisé notamment pour les modes de rupture prédictif et l'importance des flèches développées. Les modèles mathématiques actuels et les équations de renforcement des poutres de béton renforcées par des aciers ne peuvent pas être directement appliqués aux poutres renforcées par des PRF et il ne pourrait pas y avoir d'applications à l'échelle des bâtiments sans une réelle compréhension des phénomènes suivants :

- Les changements induits par un module d'élasticité des PRF plus faible que l'acier

- L'adhérence de la liaison
- La dégradation à long terme et au feu
- Le comportement mécanique des poutres renforcées par des PRF après fissuration

Pour l'utilisation des armatures PRF dans de nouvelles constructions, le principal levier est le développement de structures hybrides qui allient matériaux en PRF avec des matériaux plus traditionnels tels que le béton. Pour des applications réussies, trois critères doivent être regardés :

- Veiller à un coût avantageux qui serait une adéquation entre le coût de la structure sur l'ensemble de sa durée de vie et les performances atteintes
- Optimiser le placement des PRF dans les zones de traction des poutres ou autres éléments structurels
- Assurer la résistance au feu des structures renforcées par des PRF

Dans le cadre de cette thèse, l'attention est portée sur la compréhension du comportement des poutres avant et après fissuration. De plus, la synergie entre béton et armatures PRF est valorisée par le développement de diagrammes de dimensionnement dégageant des tendances. La quantité d'armatures placées dans les zones de traction pourra être optimisée, ainsi que le coût.

**PARTIE A – ETUDE DE POUTRES
EN APPUIS SIMPLES RENFORCEES
PAR DES ARMATURES PRF AVEC UN
BETON DE BASSE RESISTANCE EN
COMPRESSION**

Chapitre 3

Evolution des principes de dimensionnement des poutres de béton armé au regard du renforcement par des PRF

3.1 Introduction

Le dimensionnement des poutres en béton armées par des armatures PRF se base actuellement sur des équations dérivées des codes décrivant le comportement de poutres renforcées par des aciers. Or les équations développées depuis la fin du XIX^e siècle, pour le béton armé par des aciers, sont fondées sur des études théoriques calibrées par beaucoup d'études empiriques. Le comportement des poutres renforcées par les PRF, qui sont des matériaux élastiques et non élasto-plastiques, est souvent décrit par les mêmes formes d'équations à quelques facteurs multiplicatifs près, eux-mêmes choisis après de nouvelles études empiriques.

Le présent chapitre présente l'évolution de la philosophie de dimensionnement entre les deux types de renforcement. Le but est de comprendre d'une manière méthodologique plus globale comment les phénomènes physiques mis en jeu par l'utilisation d'armatures alternatives ont-t-ils été retranscrits dans les nouveaux codes.

3.2 Résistance à la flexion

3.2.1 Méthodes d'analyse

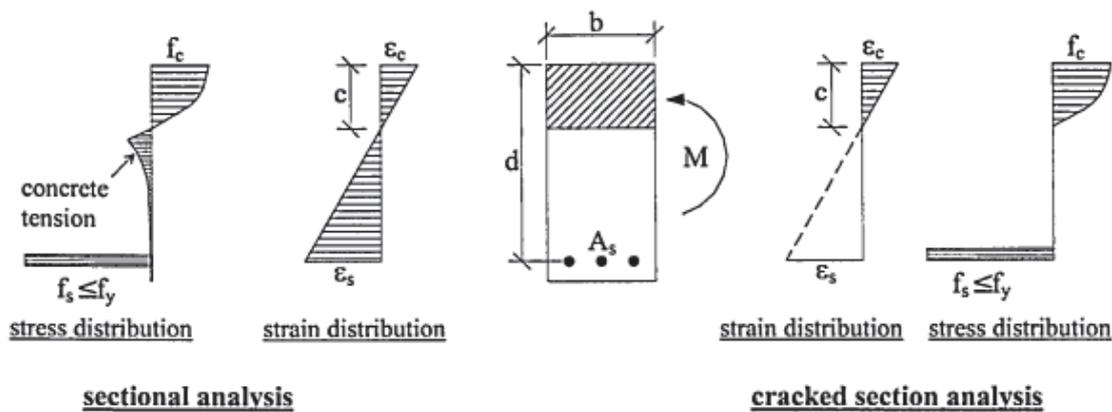
La résistance à la flexion de toute poutre de béton armé peut être définie comme la capacité maximale d'une poutre à supporter une charge extérieure. Quand la poutre atteint cette capacité de résistance maximale alors, dans au moins une des sections de la poutre, la déformation ou la contrainte maximale de l'un ou des deux matériaux est atteinte.

L'évaluation de la résistance à la flexion d'une poutre est basée sur quatre hypothèses fondamentales [Park and Paulay, 1975] :

- Les sections planes restent planes sous les forces de flexion (Bernoulli)
- La loi de comportement contrainte-déformation du renforcement est connue
- La résistance en traction du béton est négligeable
- La loi de comportement contrainte-déformation du béton en compression est connue

A cela s'ajoute que l'équilibre entre forces internes et externes existe pour toutes sections, la distribution des déformations sur la hauteur de l'élément est linéaire et on suppose que la liaison est parfaite entre le béton et l'armature, c'est-à-dire qu'il n'y a pas de glissement. En considérant l'ensemble de ces hypothèses, il est possible d'évaluer la résistance à la flexion d'une poutre en utilisant l'analyse élastique de la section fissurée. Cette méthode reste valable pour toute nature de renforcement, si l'adhérence entre le béton et le renforcement est suffisante, et donne une valeur limite supérieure de la déformation dans les armatures et de la flèche.

Un comportement du béton en traction peut être imputé pour la partie qui se trouve juste en-dessous de l'axe neutre de la section, ce qui augmente un peu la résistance à la flexion. La Figure 3.1 ci-dessous compare la représentation des distributions de contraintes et déformations dans le cadre de l'analyse de la section fissurée avec ou sans prise en compte du béton en traction [Al-Sunna, 2006].



Cracked section analysis and sectional analysis.

Figure 3.1 – Différence de représentation des diagrammes de déformations et de contraintes suivant les hypothèses sur le béton en traction [Al-Sunna, 2006]

En revanche, la distribution des fissures est discrète et toutes les sections ne sont pas fissurées. L'effet appelé « tension stiffening », qui est l'effort de traction repris par le béton entre deux fissures, n'est pas pris en compte dans notre étude simplifiée.

3.2.2 Modes de rupture et ratio de renforcement à l'équilibre

Pour des éléments en béton soumis à des contraintes de flexion renforcés par des armatures en traction, deux principaux modes de rupture peuvent être définis, selon le matériau qui atteint ses capacités maximales en premier.

Quand le béton atteint sa déformation maximale, usuellement comprise entre 0,3% (codes américains ACI) et 0,35% (codes canadiens CSA et européens CEN), la rupture de la section s'effectue de manière quasi-fragile par compression du bloc de béton. Au contraire, quand le renforcement atteint sa résistance en traction avant que le béton n'atteigne sa déformation en compression maximale, la rupture de la section s'effectue par rupture de l'armature. Ce mode de

rupture peut être fragile ou ductile, suivant les caractéristiques mécaniques du renforcement. Par exemple, dans le cas où l'acier est utilisé comme renforcement longitudinal, quand l'acier atteint sa contrainte maximale pour le régime élastique, l'acier commence à plastifier, et finalement il casse quand la déformation ultime est atteinte, donnant une rupture ductile. A noter que, parfois, le béton peut quand même être la cause de la rupture après plastification des aciers. Mais dans le cas des barres en PRF, qui présentent un comportement élastique jusqu'à rupture, quand la résistance maximale est atteinte, la rupture de la section est soudaine et peut s'avérer catastrophique, le résultat étant une rupture fragile. Un troisième mode de rupture à l'équilibre existe et consiste en une rupture simultanée des armatures en PRF et l'écrasement du béton.

Dans le cas du renforcement du béton par des aciers, la rupture ductile est préférable, donc les poutres sont en général dimensionnées pour casser après que les armatures aient plastifiées, en exploitant la ductilité apportée par le renforcement. En revanche, quand les armatures en PRF sont utilisées, une rupture purement ductile est impossible, donc la rupture du béton en compression, qui est moins fragile que celle des armatures en PRF, est préférée par les designers et dans les codes de dimensionnement [ACI, 2006], [ISIS Canada, 2007], [CSA S806-12, 2012]. Différentes approches sont proposées dans la littérature pour évaluer le mode de rupture et la force ultime d'éléments en béton renforcés par des armatures en PRF.

Pour compenser le manque de ductilité, certains codes de dimensionnement ([JSCE, 1997], [ACI, 2006]) ont des marges de sécurité suggérées à la rupture plus grandes que celles utilisées pour un dimensionnement traditionnel avec de l'acier. Par ailleurs, d'autres approches qui tiennent compte de ces marges sécuritaires [Pilakoutas et al., 2002] ont émergées et le concept de ductilité a , par exemple, été modifié pour tenir compte de déformabilité du béton renforcé par des PRF [Newhook et al., 2002].

En général, le dimensionnement en flexion d'éléments en béton renforcés par des PRF est analogue au dimensionnement de ceux renforcés par de l'acier [ACI, 2006], [Fib, 2007]. Ce dimensionnement est basé sur des hypothèses similaires à celles faites pour les armatures en acier, et il prend en compte le comportement linéaire uniaxial des contraintes-déformations du matériau PRF. Pour le contrôle du mode de rupture le ratio de renforcement ρ_f , défini à l'Eq. (3.1), est comparé à un ratio de renforcement à l'équilibre ρ_{fb} . Un ratio de renforcement plus grand que ρ_{fb} conduit à la rupture du béton en compression, alors qu'un ratio de renforcement plus faible que le ratio à l'équilibre entraîne la rupture des armatures en PRF. Ce ratio à l'équilibre est influencé par les propriétés mécaniques ultimes du béton et des armatures en PRF. Prenons l'exemple de l'ACI 440.1R-06 [ACI, 2006], la force de compression C_u correspondant à la rupture par compression du béton s'exprime par l'Eq. (3.2). La force de traction ultime T_u dans les armatures est décrite par l'Eq. (3.3). La profondeur de l'axe neutre se calcule avec l'hypothèse que le béton atteint sa déformation ultime en même temps que les armatures (Figure 3.2). Du diagramme de compatibilité des déformations, on en déduit l'équation Eq. (3.4). En injectant l'Eq. (3.4) dans l'Eq. (3.2) et en équilibrant les forces internes au point où les deux modes de rupture apparaissent simultanément, le ratio de renforcement longitudinal à l'équilibre peut alors

s'exprimer selon l'Eq. (3.5). La même démarche est utilisée par le code CSA S806-12 [CSA S806-12, 2012], seules les hypothèses faites sur les coefficients appliqués à la simplification de la loi de béton en un diagramme rectangulaire varient ainsi que les coefficients de sécurité des matériaux. Dans ce cas, l'expression du ratio de renforcement longitudinal à l'équilibre est donnée par l'Eq. (3.6).

$$\rho_f = \frac{A_f}{bd} \quad (3.1)$$

$$C_u = 0.85\beta_1 f'_c b x_u \quad (3.2)$$

$$T_u = A_f f_{fu} \quad (3.3)$$

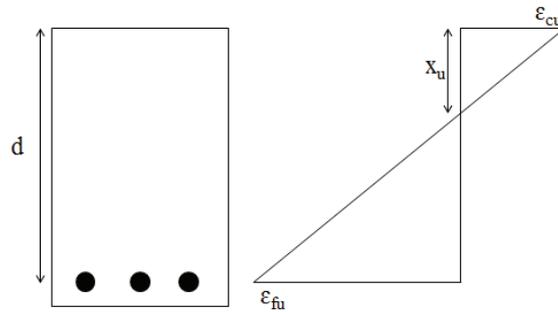


Figure 3.2 – Compatibilité des déformations pour une rupture simultanée entre les efforts de traction et de compression

$$\frac{x_u}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \quad (3.4)$$

$$\text{ACI 440.1R-06} \quad \rho_{fb} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_{fu}} \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (3.5)$$

$$\text{CSA S806-12} \quad \rho_{fb} = \alpha_1 \beta_1 \frac{\phi_c}{\phi_f} \frac{f'_c}{f_{fu}} \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \quad (3.6)$$

où A_f est l'aire des armatures longitudinales, b la largeur de la section, h la hauteur de la section, x_u la profondeur de l'axe neutre, f'_c est la résistance caractéristique du béton en compression, ε_{cu} est la déformation maximale du béton, β_1 le ratio de la profondeur du bloc de béton équivalent en compression sur la profondeur de l'axe neutre, α_1 est le ratio de la résistance moyenne du bloc de béton rectangulaire en compression sur la résistance spécifique du béton, Φ_c un facteur de résistance pour le béton, f_{fu} est la résistance en traction de l'armature, E_f son module d'élasticité, ε_{fu} sa déformation ultime et Φ_f le facteur de résistance associé au matériau de renforcement.

De la même manière Pilakoutas [Pilakoutas, 2002] a proposé l'Eq. (3.7) à partir de l'Eurocode 2 qui tient compte de la variabilité des propriétés du béton.

$$\rho_{fb} = \frac{0.81(f_{ck} + 8) \varepsilon_{cu}}{f_{fk} \left(\frac{f_{fk}}{E_f} + \varepsilon_{cu} \right)} \quad (3.7)$$

Où f_{ck} et f_{fk} sont la résistance en compression caractéristique d'un cylindre de béton et la résistance en traction du renforcement PRF, respectivement.

3.2.3 Moment résistant à l'Etat Limite Ultime (ELU)

La capacité en flexion d'une section est évaluée en supposant la loi de comportement du béton en compression connue, la courbe contrainte-déformation du FRP linéaire jusqu'à la rupture, et une adhérence parfaite entre le béton et le renforcement FRP.

3.2.3.1 En se basant sur l'Eurocode 2

Le moment résistant à l'ultime d'une section de poutre PRF qui casse par compression du béton peut être calculé en supposant différentes distributions de la loi de comportement du béton équivalentes pour la compression jusqu'à rupture. Par exemple, l'Eurocode 2 définit un diagramme parabole-rectangle ou bilinéaire pour le dimensionnement des sections [CEN, 2004]. La troisième simplification possible est un diagramme rectangulaire pour décrire le comportement à la compression du béton (Figure 3.3). A partir de l'Eurocode 2, il est possible de développer des équations propres aux PRF en se basant sur les équations d'équilibre et le moment de ruine du béton en compression.

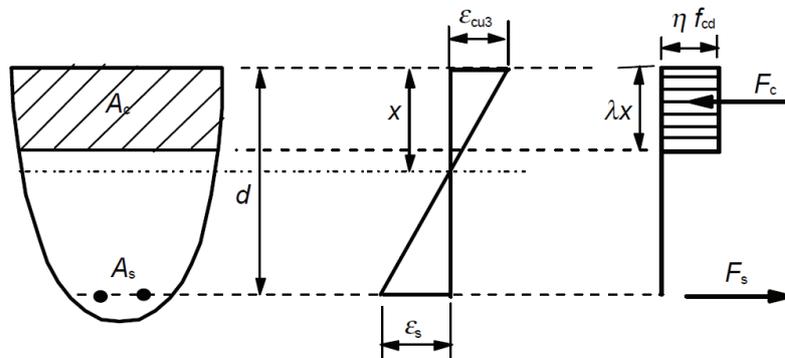


Figure 3.3 – Diagramme rectangulaire – Eurocode 2 [CEN, 2004]

En appliquant le diagramme rectangulaire de l'Eurocode 2, le moment de résistance peut être calculé par la formule suivante (Eq. 3.8) également adoptée par [Fib, 2007] :

$$M_n = \eta f_{cd} b d^2 (\lambda \xi) \left(1 - \frac{\lambda \xi}{2} \right) \quad (3.8)$$

Dans cette équation, le coefficient λ définit la hauteur utile de la zone comprimée, et le coefficient η définit la résistance effective. Pour un béton de résistance en compression caractéristique inférieure à 50 MPa, ces coefficients valent $\lambda = 0.8$ et $\eta = 1$.

Le coefficient ξ est un ratio sans dimension qui représente la hauteur de l'axe neutre sur la profondeur effective (voir Eq. (3.9)).

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_f} \quad (3.9)$$

La valeur de design de la résistance en compression du béton f_{cd} est défini par l'Eq. (3.10) :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.10)$$

où α_{cc} est un paramètre dont la valeur est fournie par l'Annexe Nationale, qui vaut 1 pour la France; et γ_c est le coefficient partiel relatif au béton et égal à 1,5.

La déformation dans les armatures ε_f quand le béton atteint sa valeur de déformation maximale en compression ε_{cu} est déduite de l'équilibre des forces avec le diagramme rectangulaire de compression et peut être calculée avec l'expression (Eq. (3.11)) :

$$\varepsilon_f = 0,5\varepsilon_{cu} \left[\left(1 + \frac{4\eta\alpha_{cc}\lambda f_{cd}}{\gamma_c \rho_f E_f \varepsilon_{cu}} \right)^{0,5} - 1 \right] \quad (3.11)$$

3.2.3.2 ACI 440.1R-06

Les codes américains ACI proposent de calculer le moment résistant en prenant une loi simplifiée équivalente pour le béton en compression qui est aussi représentée par un diagramme rectangulaire (Figure 3.4).

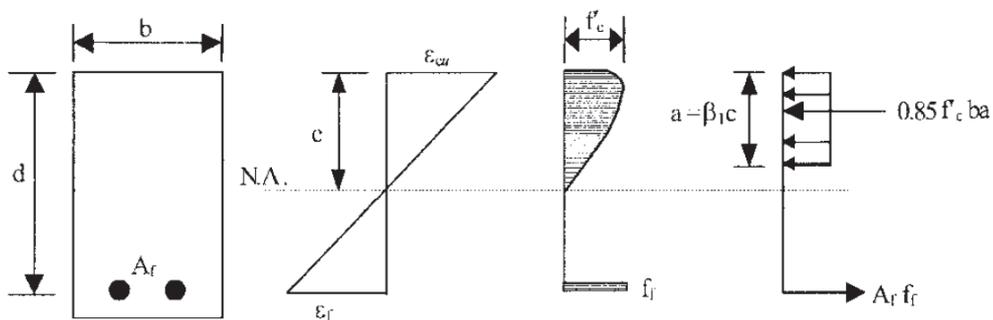


Figure 3.4 – Diagramme rectangulaire - ACI 440.1R-06 [ACI, 2006]

Le béton a une contrainte moyenne égale à 85% la résistance en compression du béton et la profondeur équivalente de l'axe neutre est $a = \beta_1 x$ où β_1 dépend de la résistance du béton et vaut 0,85 quand la résistance en compression du béton est inférieure à 28 MPa.

Fondée sur l'équilibre des forces et la compatibilité des déformations, la formule du moment résistant est obtenue à partir des Eq. (3.12) et (3.13) :

$$M_n = \rho_f f_f \left(1 - 0,59 \frac{\rho_f f_f}{f'_c} \right) b d^2 \quad (3.12)$$

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0,5 E_f \varepsilon_{cu} \right) \leq f_{fu} \quad (3.13)$$

3.2.3.3 CSA S806-12

Le code canadien CSA S806-12 [CSA, 2012] s'appuie sur le précédent code CSA 23.3-05 [CSA, 2005] pour le calcul du moment résistant de l'élément. Tout comme les autres codes réglementaires, il remplace la distribution non-linéaire des contraintes du béton en compression par une distribution uniforme équivalente sous forme d'un bloc rectangulaire qui définit la zone de compression (Figure 3.5).

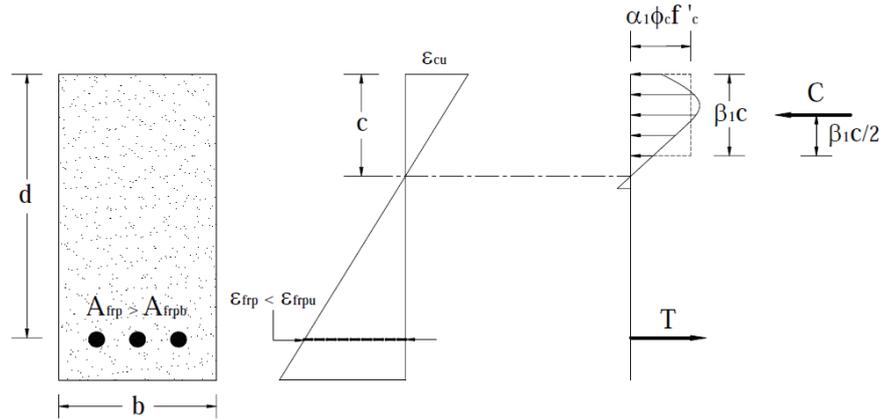


Figure 3.5 – Diagramme rectangulaire - CSA 23.3-04 [CSA 23.3-04, 2004]

Le code CSA conserve la profondeur de l'axe neutre c (depuis le haut de la poutre) en tant qu'inconnue de calcul, et suppose sa valeur. Les forces de compression C et de traction T sont calculées et c est instancié de manière itérative jusqu'à l'équilibre des forces. La valeur de f_{frp} est exprimée par l'équilibre des forces avec l'expression de l'Eq. (3.14). Une fois l'équilibre trouvé avec la bonne valeur de c , le moment est calculé par l'Eq. (3.15) :

$$f_{frp} = 0,5 E_f \varepsilon_{cu} \left(\sqrt{1 + \frac{4 \alpha_1 \beta_1 \phi_c f'_c}{\rho_f E_f \varepsilon_{cu} \phi_f}} - 1 \right) \quad (3.14)$$

$$M_n = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 c b \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (3.15)$$

3.3 Résistance à l'effort tranchant

L'effort tranchant est généralement dépendant de la flexion, des charges axiales et de la torsion lorsqu'il y en a. C'est pourquoi il est assez difficile de prédire les effets de l'effort tranchant. Dans les poutres en béton armé, la propagation du cisaillement dépend de la résistance en traction et en compression du béton menant, dans la plupart des cas, à une rupture non-ductile.

3.3.1 Rupture au tranchant et ratio transversal minimum

La rupture d'une poutre non renforcée à l'effort tranchant est soudaine et brutale. Par conséquent, quand la force de cisaillement excède 50 % de la valeur de la résistance à l'effort tranchant apportée par le béton, une quantité minimum de cadres est requise. La section minimum de cadres PRF résistants au cisaillement est définie dans les codes. En divisant cette section par $(b.s)$, la section latérale de la poutre reprenant l'effort tranchant entre deux cadres, on obtient alors un ratio transversal minimum $\rho_{fv,min}$.

Les codes américains ACI ont modifiés l'expression du ratio transversal minimum entre les codes de béton armé destinés aux aciers (Eq. (3.16)) ACI 318-05 [ACI, 2005] et ceux adaptés aux renforcements PRF (Eq. (3.17)) ACI 440.1R-06 [ACI, 2006].

$$\rho_{fv,min} = \frac{0.75\sqrt{f'_c}}{0.004E_{fv}} \quad (\text{ACI 318-05}) \quad (3.16)$$

$$\rho_{fv,min} = \frac{0.35}{0.004E_{fv}} \quad (\text{ACI 440.1R-06}) \quad (3.17)$$

où E_{fv} est le module d'élasticité des cadres de renforcements.

Pour les codes canadiens du CSA, le ratio est presque identique sur la forme, il n'y a que les coefficients de sécurité qui changent. L'Eq. (3.18) est extraite des codes standards pour l'acier CSA A23.3-04 [CSA A23.3-04, 2004] et l'Eq. (3.19) est pour les codes adaptés aux PRF CSA S806-12 [CSA S806-12, 2012].

$$\rho_{fv,min} = \frac{0.06\sqrt{f'_c}}{f_y} \quad (\text{CSA A23.3-04}) \quad (3.18)$$

$$\rho_{fv,min} = \frac{0.07\sqrt{f'_c}}{0.4f_{ft}} \quad (\text{CSA S806-12}) \quad (3.19)$$

On peut observer dans quelle mesure les équations des codes adaptés au renforcement par PRF sont dérivées des codes liés aux renforcements acier. Les expressions modifiées sont

clairement plus conservatives, et l'expression donnée par l'ACI 440.1R-06 fait disparaître l'influence de la résistance en compression du béton f_c' .

L'Eurocode 2 n'a pas encore été adapté pour l'utilisation des armatures PRF.

3.3.2 Calcul de l'effort tranchant maximum

Le comportement des poutres de béton armé à l'effort tranchant étant difficile à prédire, les procédures de dimensionnement se sont basées, dans une certaine mesure, sur des équations empiriques. La complexité vient d'un grand nombre de paramètres qui peuvent affecter la capacité de résistance au cisaillement comme l'action combinée des contraintes résultantes de la force de cisaillement et du moment de flexion. D'autres paramètres tels que la présence des renforcements longitudinaux, la propagation de la fissuration, l'hétérogénéité et la non linéarité du béton peuvent jouer un rôle de perturbateur des prédictions.

Par ailleurs, tous les mécanismes de résistance au cisaillement observés pour les poutres de béton armé renforcées par de l'acier sont affectés par l'utilisation de PRF car de plus grandes déformations sont mobilisées dans les renforcements longitudinaux. Les propriétés mécaniques de ces renforcements longitudinaux affectent également la hauteur de béton en compression et la flèche totale. La distribution de l'effort tranchant à travers l'armature transversale est très limitée car les PRF sont des matériaux anisotropes avec une très faible rigidité transversale. Avec des flèches plus importantes et le manque de plasticité des renforcements, la rupture à l'effort tranchant pour les PRF est toujours fragile. De plus, les cadres d'effort tranchant en PRF ne développent pas tout leur potentiel en raison de ruptures précoces aux angles.

Le but des travaux de recherches précédents sur l'effort tranchant a été de développer des formules de dimensionnement simples pour permettre aux renforcements de PRF d'être utilisés en pratique. C'est pourquoi des facteurs de modification ont été développés et introduits dans des équations prédictives des codes existants pour l'acier. Cette approche est généralement plus aisément acceptée par les comités gérant les codes de dimensionnement. La suite de ce paragraphe présente les équations modifiées pour les codes principaux américains, canadiens, et la modification apportée à l'Eurocode 2 par des chercheurs italiens dans le guide CNR DT 203.

3.3.2.1 ACI 440.1R-06

Pour le dimensionnement à l'effort tranchant, le guide ACI 440.1R-06 [ACI, 2006] reprend la même approche que le guide ACI 318-02 [ACI, 2002] utilisé pour l'acier. La philosophie de cette méthode est un dimensionnement par la résistance. La résistance à l'effort tranchant est basée sur une contrainte de cisaillement moyenne appliquée sur la totalité de la section effective $b_w d$.

Le critère à respecter est :

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.20)$$

Avec V_u l'effort pondéré à une section donnée, V_n la résistance nominale à l'effort tranchant et Φ le facteur de réduction de la résistance.

Les codes américains se sont basés sur le modèle du treillis à 45°. La contribution du béton ne figure pas dans ce modèle, la composante V_c a été ajoutée pour la première fois en 1963. Aujourd'hui, l'ACI 318-02 utilise la formule suivante $V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$, avec l'hypothèse que $f'_c < 69$ MPa.

Certains travaux ont montrés que pour des éléments non renforcés à l'effort tranchant la capacité de résistance à l'effort tranchant du béton seul était moindre du fait d'une plus faible rigidité du renforcement à la flexion en PRF ([Nagasaka et al., 1993], [Zhao et al., 1995], [JSCE, 1997], [Sonobe et al., 1997], [Michaluk et al., 1998]). Plusieurs adaptations de la formule ont été essayées pour les PRF et l'équation qui a montré un coefficient de sécurité raisonnable sur les spécimens testés jusqu'en 2006 est $V_c = \left(\frac{12}{5}k\right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$. Cette dernière équation a été proposée par Tureyen et Frosch [Tureyen et Frosch, 2003] et acceptée par le ACI 440.1R-06 pour sa validité sur la gamme des bétons et l'ensemble des ratios de renforcements testés.

En résumé, la contribution du béton tient compte de la raideur axiale des armatures en PRF au travers de la profondeur de l'axe neutre c et l'équation correspondante est, en unités SI,

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f'_c} b_w c \quad (3.21)$$

Avec, dans le cas de sections rectangulaires renforcées séparément,

$$\begin{cases} c = kd \\ k = \sqrt{2\rho_f n_f + (\rho_f n_f)^2} - \rho_f n_f \\ \rho_f = A_f / b_w d \\ n_f = E_f / E_c \end{cases} \quad (3.22)$$

La méthode utilisée par l'ACI 318-02 pour le calcul de la contribution des cadres en acier placés perpendiculairement à l'axe longitudinal de l'élément est appliquée de la même manière pour la contribution des cadres en PRF (Eq. (3.23)).

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fv} d}{s} \quad (3.23)$$

Le niveau de contrainte du cadre transversal de renforcement doit être limité pour contrôler l'ouverture de fissures liée au cisaillement, maintenir l'intégrité du béton et éviter une rupture de la portion courbée du cadre (Eq. (3.24) et (3.25)).

$$f_{fv} = \min(0.004E_f, f_{fb}) \quad (3.24)$$

$$\text{où } f_{fb} = \left(0.05 \frac{r_b}{d_b} + 0.30 \right) f_{fu} \quad (3.25)$$

Dans la forme de cette équation, et par comparaison avec le modèle de treillis modifié, la diagonale de la bielle de compression du béton est supposée être inclinée à 45°.

3.3.2.2 CSA S806-12

Pour le calcul de la résistance pondérée à l'effort tranchant, la CSA (Canadian Standards Association) utilise la philosophie traditionnelle $V_c + V_{sF}$; le calcul est également possible si les cadres sont en acier.

La résistance à l'effort tranchant donnée par le béton revêt deux formes différentes suivant la profondeur effective d . Il n'y a aucune charge de compression ou de traction appliquée axialement. On suppose, pour le calcul de V_c , que $f_c' < 60$ MPa.

Si $d < 300$ mm,

$$\text{alors } V_c = 0.05 \lambda \phi_c k_m k_r (f_c')^{\frac{1}{3}} b_w d_v \quad (3.26)$$

où l'effet du moment de la section sur la résistance à l'effort tranchant est pris en compte par

$$k_m = \sqrt{\frac{V_f d}{M_f}} \leq 1.0 \quad (3.27)$$

et l'effet de la rigidité du renforcement longitudinal sur la résistance à l'effort tranchant est donné par

$$k_r = 1 + (E_F \rho_{FW})^{\frac{1}{3}} \quad (3.28)$$

La valeur de V_c de l'équation (3.23) doit rester dans l'intervalle :

$$0.11 \phi_c \sqrt{f_c'} b_w d_v < V_c < 0.22 \phi_c \sqrt{f_c'} b_w d_v \quad (3.29)$$

Pour des profondeurs effectives supérieures à 300 mm, il faut comparer la quantité de renforcements transversaux par rapport au minimum requis par cette équation Eq. (3.30) :

$$A_{vF} = 0.07 \sqrt{f'_c} \frac{b_W s}{0.4 f_{Fu}} \quad (3.30)$$

avec $f_{Fu} \leq \min(1200 \text{ MPa}, 0.005 E_F)$

Si $d > 300 \text{ mm}$,

Si $A_{Fv} < A_{vF}$, il y a moins de renforcements transversaux que requis par l'équation (3.30), la contribution pour le béton calculée à l'équation Eq. (3.26) est multipliée par

$$k_s = \frac{750}{450 + d} \leq 1.0 \quad (3.31)$$

Sinon, l'effet de la taille est négligé et la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant peut être calculée avec l'équation Eq. (3.26).

Pour la contribution des armatures transversales à la résistance à l'effort tranchant, les cadres sont supposés être perpendiculaires à l'axe longitudinal de l'élément et θ est l'angle de la diagonale des contraintes de compression dans le béton. L'expression est donnée par :

$$V_{sF} = \frac{0.4 \phi_F A_{Fv} f_{Fu} d_V}{s} \cot \theta \quad (3.32)$$

avec $\theta = 30^\circ + 7000 \varepsilon_l$

où les déformations longitudinales de ε_l à la moitié de la profondeur de la section doivent être calculées par

$$\varepsilon_l = \frac{\frac{M_f}{d_V} + V_f}{2 E_F A_F} \quad (3.33)$$

dans l'hypothèse où il n'y a ni précontrainte, ni force axiale supplémentaires. Avec cette hypothèse, les conditions suivantes doivent être vérifiées:

- (a) $V_f > 0$, $M_f > 0$ et $M_f > V_f d_V$
- (b) $\varepsilon_l > 0$
- (c) $30^\circ < \theta < 60^\circ$

La résistance totale de l'élément à l'effort tranchant V_r ne devra pas dépasser :

$$V_{r,\max} = 0.22 \phi_c f'_c b_W d_V \quad (3.34)$$

3.3.2.3 Eurocode 2 modifié par CNR-DT 203

Dans l'Eurocode 2, la résistance à l'effort tranchant apportée par le béton $V_{Rd,c}$ est une valeur minimisée car des coefficients de sécurité diminuent les performances des matériaux. Cette valeur est toujours comparée à celle de l'effort tranchant maximum admissible avant l'écrasement des bielles de compression, $V_{Rd,max}$. C'est une approche qui ne tient pas compte des cadres d'effort tranchant.

La contribution du béton pour des éléments renforcés longitudinalement par des armatures en acier est donnée dans la thèse de Fico [FICO, 2007] par l'expression:

$$V_{Rd,c} = \tau_{Rd} k_d (1,2 + 40\rho_s) b_w d \quad (3.35)$$

Avec τ_{Rd} , la contrainte de cisaillement par unité de surface, définie par:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} \quad (3.36)$$

$f_{ctk0,05}$ est la résistance caractéristique du béton en traction pour un fractile de 5%, γ_c le coefficient de sécurité relatif au béton, k_d généralement égal à 1 si 50% des renforcements longitudinaux sont interrompus, et ρ_s le ratio de renforcement longitudinal en acier inférieur à 2%.

Un groupe de travail italien préparant le guide CNR-DT 203 [CNR-DT, 203, 2006] adapté aux éléments en béton renforcés par des armatures FRP, calibre expérimentalement l'expression (3.32):

$$V_{Rd,ct} = 1,3 \left(\frac{E_f}{E_s} \right)^{0,5} V_{Rd,c} \leq V_{Rd,c} \quad (3.37)$$

ρ_f correspond au ratio de renforcement longitudinal en FRP ($0.01 \leq \rho_f \leq 0.02$).

Quand l'élément structural nécessite des cadres pour résister à l'effort tranchant, la valeur correspondant à la résistance ultime à l'effort tranchant est le minimum entre $\{V_{Rd,c} + V_{Rd,f}; V_{Rd,max}\}$ où $V_{Rd,f}$ est la contribution des cadres d'effort tranchant qui s'écrit:

$$V_{Rd,f} = \frac{A_{fv} f_{fr} d}{s} \quad (3.38)$$

f_{fr} est la résistance en traction des PRF réduite pour le dimensionnement au tranchant.

Fico [FICO, 2007] a étudié les trois codes ACI 440.1R-06, CSA S806-02 et Eurocode 2 pour le dimensionnement au cisaillement. A partir d'une base de données expérimentales, il calcule le ratio V_{exp}/V_{pred} et trouve que l'approche utilisée par les codes est conservatrice. La valeur prédictive de rupture est surestimée pour l'ACI 440.1R-06 de 2,18 ; pour le CSA S806-02 de 1,58 et pour l'équation modifiée par le CNR-DT 203 de 1,28 en tenant compte des facteurs de sécurité.

3.4 Prédiction de la flèche

Les renforcements PRF ont un module d'élasticité plus faible, ce qui peut être à l'origine d'une importante diminution de la rigidité des poutres renforcées par PRF après fissuration. En raison de leur module d'élasticité, les éléments renforcés par des armatures PRF fléchissent plus que ceux renforcés par des aciers.

Dans les codes de dimensionnement, deux approches sont utilisées pour calculer la flèche : l'équation de Branson et l'interpolation des déformations. Les équations prédictives des modèles de poutre renforcées par des aciers ont été modifiées et adaptées aux poutres renforcées par PRF.

3.4.1 Les équations dérivées du modèle de Branson

Le code de dimensionnement américain ACI 318-05 [ACI, 2005] et ses versions précédentes, tous adaptés à des structures en béton armé renforcées par des aciers, recommandent l'utilisation du moment d'inertie effectif I_e suggéré par Branson en 1965 [Branson, 1965]. Branson s'est basé sur une analyse élastique linéaire pour exprimer la transition entre un moment d'inertie d'une section non fissurée I_g et le moment d'inertie d'une section totalement fissurée I_{cr} . Le moment d'inertie effectif dépend du moment de fissuration M_{cr} et du moment de flexion de la poutre M_a dans la section d'étude (Eq. (3.39)).

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (3.39)$$

Cette expression n'est valide que lorsque le moment de flexion est supérieur au moment de fissuration $M_a > M_{cr}$, sinon l'inertie effective est prise égale à l'inertie brute $I_e = I_g$.

Des résultats expérimentaux ont montré que l'équation de Branson pouvait surestimer le moment d'inertie effectif et donc sous-estimer la flèche dans le cas des poutres renforcées par des PRF ([Benmokrane, et al., 1996], [Brown and Bartholomew, 1996], [Zhao et al., 1997a], [Rasheed et al., 2004]). Le premier code de dimensionnement adapté à l'utilisation des PRF a adopté une équation modifiée proposée par Gao et al. [Gao et al., 1998]. En effet, à partir des études expérimentales, Gao et al. ont conclu que le moment d'inertie effectif devait être modifié pour tenir compte du module d'élasticité plus faible et d'un comportement à l'adhérence moins performant (Eq. (3.37) et (3.38)).

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (3.40)$$

$$\beta_d = \alpha_b \left[\frac{E_f}{E_s} + 1 \right] \quad (3.41)$$

où E_f et E_s sont les modules d'élasticité des PRF et de l'acier ; et α_b est un coefficient qui prend en compte l'adhérence, et qui vaut 0,5 pour les barres en acier. Par manque de données expérimentales, ce coefficient était également de 0,5 pour les barres en PRF, sans distinction suivant le type de fibres ou revêtement.

D'autres études ultérieures ([Toutanji and Saafi, 2000], [Yost et al., 2003]) ont démontré que la diminution du raidissement en traction observé pouvait être affectée par la rigidité des armatures tout comme par leur ratio. Toutanji et Saafi ont proposé en 2000 [Toutanji and Saafi, 2000] une modification de la puissance du rapport des moments qui devient fonction de ces paramètres influençants et qui s'ajuste à leurs résultats expérimentaux (Eq. (3.42)).

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m\right] I_{cr}$$

avec $m = 6 - 10 \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \rho$ si $\left(\frac{E_f}{E_s}\right) \rho < 0.3$

et $m = 3$ si $\left(\frac{E_f}{E_s}\right) \rho \geq 0.3$ (3.42)

En 2003, sur la base de 48 résultats expérimentaux de poutres renforcées par des PRF de verre, Yost et al. [Yost et al., 2003] proposent une valeur du coefficient d'adhérence α_b qui tient compte du rapport entre le ratio de renforcement mis en place et du ratio à l'équilibre, et de la résistance en traction ultime des barres de PRF (Eq. (3.43)).

$$\alpha_b = 0.064 \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}}\right) + 0.13 \quad (3.43)$$

A la suite de ces études complémentaires, le comité ACI décide de changer le paramètre traduisant la réduction de l'effet de raidissement en traction β_d pour une expression plus simple qui apparaît dans la dernière version du code de 2006 [ACI, 2006] (Eq. (3.44)).

$$\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho_f}{\rho_{fb}}\right) \quad (3.44)$$

On observe que le ratio des modules d'élasticité E_f/E_s a disparu, la modification de ce paramètre repose majoritairement sur les travaux de Yost et al.

En 2009, Rafi et Nadjai [Rafi et Nadjai, 2009] proposent une nouvelle modification de la formule de l'ACI 440.AR-06, valable pour tous types de barres en PRF (Eq. (3.45) et (3.46))

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \frac{I_{cr}}{\gamma} \leq I_g \quad (3.45)$$

$$\text{avec } \gamma = \left(0.0017 \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} + 0.8541 \right) \left(1 + \frac{E_f}{2E_s} \right) \quad (3.46)$$

Pour affiner le modèle, ils ont ajouté le coefficient γ obtenu avec l'analyse par régression linéaire de résultats expérimentaux. On retrouve ainsi un mélange du ratio des renforcements et de celui des modules d'élasticité, initialement adopté par [ACI, 2003].

Dans le cas de cette thèse, la prédiction de la flèche maximum à mi-portée de la poutre est calculée par l'analyse élastique linéaire puis comparée aux flèches expérimentales mesurées par les LVDT exposées dans le chapitre six. Pour des poutres en appuis simples testées en flexion 4 points avec des charges égales à $P/2$ appliquées à une distance a du bord de la poutre, l'expression de la flèche calculée est donnée par l'Eq. (3.47) suivante :

$$\delta_{\max} = \frac{Pa}{48E_c I_e} (3L^2 - 4a^2) \quad (3.47)$$

où L est la portée de la poutre ; P est la charge totale appliquée par le vérin de la presse ; E_c est le module d'élasticité du béton et I_e est le moment d'inertie effectif de la section de la poutre après fissuration.

3.4.2 Les travaux de Bischoff

Entre 2005 et 2007, Bischoff [Bischoff, 2005], [Bischoff, 2007a] et Bischoff et Scanlon [Bischoff et Scanlon, 2007] se sont beaucoup intéressés à la forme initiale de l'équation (Eq. (3.39)) utilisée pour le moment d'inertie effectif dans ACI 318-02 [ACI, 2002]. Ils ont montré que cette équation sous-estimait la flèche des poutres renforcées par des PRF. Bischoff et Scanlon [Bischoff et Scanlon, 2007] ont alors cherché une expression de I_e qui tienne compte de la contribution du béton tendu entre les fissures. L'expression s'inspire des méthodes employées dans le CEB-FIP Model Code 90 [Model Code, 1990], pour déterminer les courbures instantanées, et donne :

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \eta \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2} \leq I_g \quad (3.48)$$

$$\text{avec } \eta = 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \quad (3.49)$$

$$I_{cr} = \left[\frac{k_{cr}^3}{3} + n\rho(1 - k_{cr})^2 \right] bd^3 \quad (3.50)$$

$$k_{cr} = \sqrt{(n\rho)^2 + 2n\rho} - n\rho \text{ et } n = E_f / E_c \quad (3.51)$$

Ce moment d'inertie effectif n'est valable qu'à la section où la rigidité de la structure est la plus faible [NCHRP, 2011].

En 2011, Bischoff revient et propose, en collaboration avec Gross [Bischoff and Gross, 2011a] [Bischoff and Gross, 2011b], une extension de l'équation avec l'insertion d'un facteur additionnel γ qui traduit le changement de rigidité le long de la poutre.

$$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \gamma\eta \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2} \leq I_g \quad (3.52)$$

avec $\eta = 1 - \frac{I_{cr}}{I_g}$ et $\gamma = \frac{3\frac{a}{L} - 4\left(4\frac{M_{cr}}{M_a} - 3\right)\left(\frac{a}{L}\right)^3}{3\frac{a}{L} - 4\left(\frac{a}{L}\right)^3}$ dans le cadre d'une flexion 4 points. (3.53)

Ils concluent qu'un moment de fissuration réduit qui vaudrait 80% de la valeur du moment calculé avec l'ACI 318-02 [ACI, 2002] permet une bonne estimation de la flèche des poutres de béton armé renforcées par des PRF en utilisant leur Eq. (3.53) [Mousavi and Esfahani, 2012].

3.4.3 CSA S806-12

Le code de dimensionnement pour les poutres renforcées par des aciers CSA A23.3-94 [CSA A23.3-94, 1994] utilise le moment effectif de Branson. En revanche, le code de dimensionnement adapté pour les renforcements PRF adopte dès 2002 une méthodologie développée par Razaqpur et al. [Razaqpur et al., 2000] qui est reprise dans le nouveau CSA S806-12. Cette méthode fait l'hypothèse que la contribution du béton tendu entre les fissures est négligeable. En supposant une évolution tri-linéaire de la courbe moment-courbure, la poutre est divisée en régions non-fissurées où $M_a < M_{cr}$ et la rigidité de la poutre est $E_c I_g$; et en régions totalement fissurées où $M_a > M_{cr}$ et la rigidité de la poutre est alors $E_c I_{cr}$. Par la suite, la courbure M/EI est intégrée le long de la poutre. Ce raisonnement conduit à une expression simple et valide pour une flexion 4 points (Eq. (3.54)).

$$\delta_{\max} = \frac{Pa}{48E_c I_e} \left(3L^2 - 4a^2 - 8 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 a^2 \right) \quad (3.54)$$

3.4.4 Guide italien CNR-DT 203

Le Conseil de la Recherche National italien [CNR-DT 203, 2006] a travaillé sur un guide de dimensionnement dérivé de l'Eurocode 2 et adapté à l'utilisation des armatures PRF. Les membres ont travaillé sur l'équation de l'Eurocode 2 utilisée pour les renforcements traditionnels acier. Il a été montré que ce modèle peut être considéré comme approprié dans le cas des renforcements de poutre béton armé par PRF. Néanmoins, un coefficient est introduit dans l'équation originelle pour tenir compte des propriétés d'adhérence des armatures PRF. L'expression suivante du calcul de la flèche peut alors être considérée (Eq. (3.55)) :

$$f = f_1 \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 + f_2 \left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \right) \quad (3.55)$$

où f_1 est la flèche calculée à partir de l'inertie brute de la section, f_2 la flèche calculée à partir de l'inertie de la section totalement fissurée et homogénéisée, β_1 un coefficient non-dimensionnel dépendant des propriétés d'adhérence des barres PRF et pris égal à 0,5 et β_2 un coefficient non-dimensionnel dépendant de la durée de chargement.

Toutes les équations présentées dans cette partie vont être utilisées dans cette thèse (chapitre 6) pour comparer les résultats expérimentaux aux prédictions données par les équations des codes, dans le cadre précis de poutres renforcées par des armatures PRF avec un béton de faible résistance mécanique. Dans cette analyse, les coefficients de sécurité seront conservés afin d'évaluer si les marges de sécurité sont conservées. De plus, des bases de données compilant les résultats expérimentaux d'autres chercheurs seront collectées pour comparer les écarts résultats expérimentaux/théoriques dans différentes conditions et pour différents bétons.

Chapitre 4

Programme expérimental

4.1 Introduction

L'étude bibliographique a montré que peu de poutres testées en laboratoire ont, à la fois, associé grandes longueurs de corps d'épreuves et basse résistance à la compression du béton (Figure 2.9). Les codes de dimensionnement adaptés aux armatures PRF ont été élaborés à partir de l'agglomération des données expérimentales recensées dans des articles scientifiques, il y a potentiellement un risque que des poutres structurelles, coulées avec du C20, n'atteignent pas les objectifs décrits par les codes d'aujourd'hui.

Les corps d'épreuves représentatifs choisis pour cette étude ont une longueur de 4 m et sont constitués d'un C20. Ce chapitre décrit le programme mis en œuvre pour éclaircir cette problématique.

4.1 Désignation des corps d'épreuves

Le programme expérimental se compose d'un total de 6 poutres ; 3 poutres de béton renforcées par des armatures PRF en verre, 2 poutres renforcées avec des PRF en carbone et une poutre de béton armé de référence renforcée avec des aciers. Les corps d'épreuves ainsi testés sont séparés en deux groupes selon le mode de rupture atteint. Les poutres sont désignées par les préfixes FIS, FIG, FIC and ShG, ShC. Fl et Sh correspondent à un mode de rupture en flexion et à l'effort tranchant respectivement, alors que S, G et C permettent d'identifier la nature du renforcement longitudinal utilisé, à savoir l'acier, le PRF en verre ou le PRF en carbone.

Une information supplémentaire est donnée concernant le nombre et le diamètre des barres longitudinales sous la forme $[x\ d\ y]$, où x est le nombre de barres et y le diamètre. Les détails des renforcements choisis pour chaque poutre sont donnés dans le Tableau 4.1. Pour rappel, les propriétés mécaniques de chaque type de barres sont données en Annexe A.

Nomenclature	Barres longitudinales	ρ_l (%)	Cadres d'effort tranchant	ρ_t (%)	Espacement entre cadres (mm)	Mode de rupture
FIS-[4d14]	4 ϕ 14	0,68	17 ϕ 8	0,16	258	Flexion
FIG-[4d16]	4 ϕ 16	0,89	30 ϕ 12,5	0,82	120	Flexion
FIC-[4d15]	4 ϕ 15	0,79	53 ϕ 6	0,28	80	Flexion
ShG-[4d16]	4 ϕ 16	0,89	19 ϕ 12,5	0,47	210	Effort tranchant
ShG-[4d22]	4 ϕ 22	1,69	18 ϕ 6	0,11	210	Effort tranchant
ShC-[5d10]	5 ϕ 10	0,44	19 ϕ 6	0,11	210	Effort tranchant

Tableau 4.1 - Détails des renforcements utilisés pour chaque poutre

4.2 Géométrie des poutres

Les poutres de longueur totale 4,3 m ont une section rectangulaire de 250 mm de large par 400 mm de haut et une longueur entre appuis de 4 m. L'enrobage des armatures est de 25 mm. Pour la poutre de référence, les cadres sont en acier (S500B) de 8 mm de diamètre, tandis que pour les poutres renforcées par des PRF, deux types de cadres en PRF de verre ont été utilisés : 6 mm ou 12,5 mm de diamètre. Tous les cadres de ces poutres sont maintenus en place par des armatures en acier de 8 mm de diamètre placées en partie haute de la poutre, dans la zone de compression du béton. Les poutres sont testées en flexion quatre-points. La géométrie des poutres est illustrée dans la Figure 4.1 suivante, avec une vue schématique d'une coupe de la section d'une poutre.

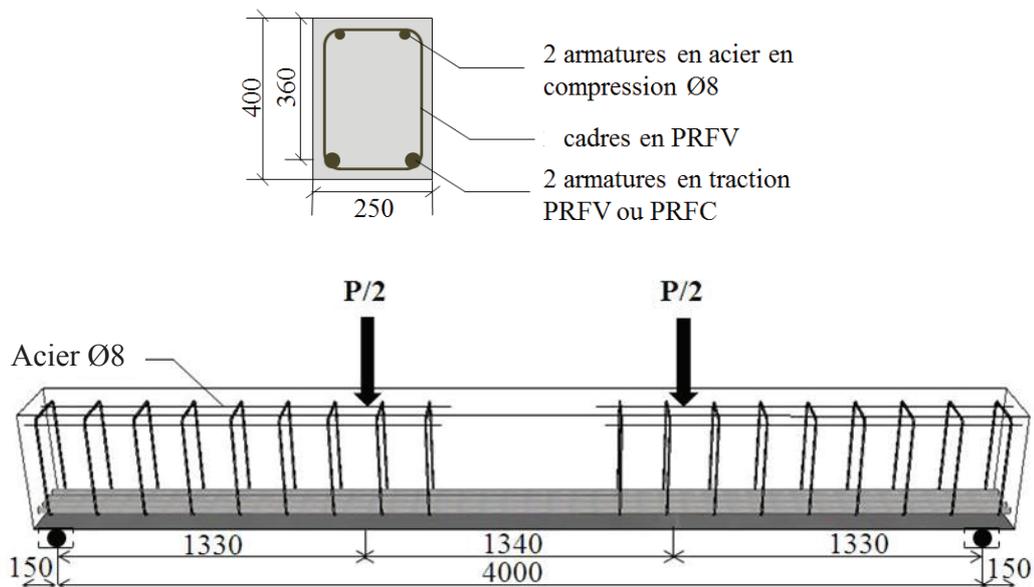


Figure 4.1 - Détails géométriques des poutres testées

Deux modes de rupture sont mis en relief, le premier est une rupture en flexion par compression du béton en partie supérieure de poutre. Cela permet de vérifier que l'on maîtrise le mode de ruine en flexion, en appliquant la nouvelle philosophie de dimensionnement des poutres PRF (voir Chapitre 2). Le deuxième mode de rupture est la rupture à l'effort tranchant qui n'est pas désirée mais qu'il faut savoir maîtriser afin de l'éviter.

Afin d'étudier ces deux modes de rupture, les paramètres des taux longitudinaux et transversaux de renforcements varient. Les expériences couvrent également deux types de fibres, en verre et en carbone. L'enrobage de la couverture de béton est de 25 mm.

4.3 Réalisation des corps d'épreuves

Toutes les poutres ont été réalisées au laboratoire LGCIE à Lyon. Les armatures en PRF sont sciées sur place à la longueur requise, puis les emplacements des jauges de déformation sont définis. La zone entourant cet emplacement est polie à l'aide d'un papier de verre pour garantir un bon collage des jauges. Des fils d'une longueur suffisante sont soudés aux jauges et le bon fonctionnement de leur signal électrique est vérifié à l'aide d'un multimètre. Enfin, une couche protectrice étanche est placée sur chaque jauge pour éviter leur endommagement lors du coulage. Les cages d'armatures sont montées avec les cadres d'effort tranchant ligaturés aux armatures de traction et de compression par des ligatures métalliques. Les poutres sont coulées deux par deux. Pour chaque série, des coffrages bois ont été préparés pour recevoir les cages d'armatures. Des cales en plastique sont placées sur les cages d'armatures pour respecter les conditions d'enrobage fixées ici à 20 mm. Avant le coulage, le fond et les joues des coffrages sont huilées pour faciliter l'opération de démoulage, puis les cages d'armatures sont précautionneusement installées. La Figure 4.2 montre deux coffrages de bois contenant des cages d'armatures.

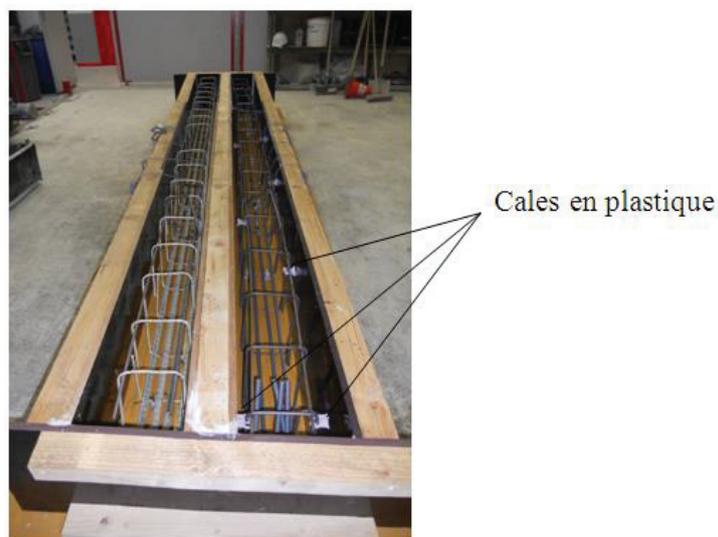


Figure 4.2 - Cages d'armatures dans les coffrages avant coulage

A chaque gâchée, entre trois et six cylindres 16x32 ont été coulés. Ces cylindres ont pour but de déterminer les propriétés mécaniques du béton. Pendant le coulage, le béton est vibré à l'aide d'une aiguille vibrante pour assurer une distribution du béton homogène et, à la fin de l'opération de coulage, la surface du béton est nivelée pour éviter des irrégularités.

Les poutres et les cylindres ont généralement été démoulés une semaine après le coulage. Ils ont été conservés dans le laboratoire dans les mêmes conditions environnementales ambiantes que les cylindres de compression jusqu'aux essais, qui se sont tenus entre le 28ème jour et le 35ème jour après coulage.

4.4 Dispositif expérimental

Toutes les poutres ont été testées en flexion statique 4-points. La poutre est en appui simple sur les deux bancs de part et d'autre du bâti. Tout mouvement de torsion est bloqué par ces appuis qui ont des liaisons de type pivot. Un vérin servo-hydraulique de capacité 500kN est utilisé pour appliquer la charge au corps d'épreuve par l'intermédiaire d'un chevêtre en acier (Figure 4.3). Le chargement est appliqué symétriquement par rapport au milieu de la poutre, et la portée en cisaillement est un tiers de celle de la poutre. Une rotule est fixée en tête de vérin pour éviter des efforts horizontaux parasites.



Figure 4.3 - Dispositif expérimental de flexion 4-points

4.5 Instrumentation

Au cours des essais de flexion, les poutres ont été instrumentées pour enregistrer les déformations locales, les flèches au centre de la poutre et sous un des points de chargement du chevêtre et l'ouverture de fissures. La valeur du chargement à tout instant est également mesurée par un capteur de force. Ce capteur de force se situe au point de chargement du vérin servo-hydraulique.

Les déformations localisées du béton sont mesurées à l'aide de trois jauges de déformation placées sur la surface de la poutre. Elles se situent toutes à la section du milieu. Les jauges de déformation KYOWA ont une résistance de 120 Ω et une grille de 30 mm de long. La première jauge est placée sur la surface supérieure de la poutre, les deux autres à 2 cm et à 7 cm de la face supérieure (Figure 4.4). Les trois jauges se situent dans la zone de compression du béton puisque le béton en traction est négligé. Elles sont numérotées de B1 à B3.

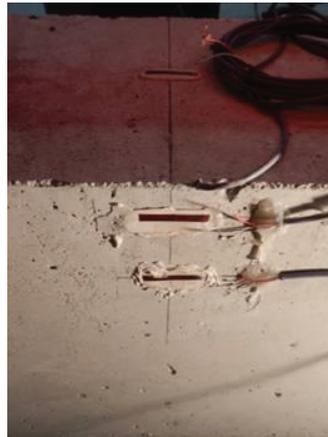


Figure 4.4 - Jauges de déformation du béton

Les déformations localisées des armatures sont mesurées à l'aide de jauge de déformations collées directement sur les armatures. Les jauges de déformation KYOWA ont une résistance de 120 Ω et une grille de 10 mm de long. Un premier ensemble de jauge est placé sur la section centrale de la poutre, et numéroté A1, A2₁, A3, A4 (Figure 4.5 (a)). Pour les poutres ayant cassées au tranchant, trois autres jauges ont été placées le long de l'armature pour voir l'évolution des déformations le long de la poutre (Figure 4.5 (b)). Ils sont ainsi numérotés A2₂, A2₃ et A2₄.

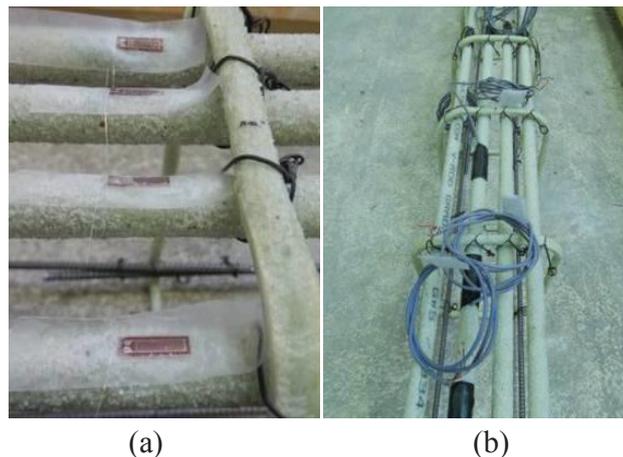


Figure 4.5 - Jauges de déformation des armatures placées (a) sur la section centrale (b) le long de la deuxième armature

La flèche est mesurée à l'aide d'un capteur de déplacement LVDT (Linear Variable Differential Transducers) de course ± 100 mm. Deux LVDTs sont disposés comme montrés par la

Figure 4.6, l'un pour mesurer la flèche au centre de la poutre (L1), et l'autre pour la flèche sous un des points de chargement (L2). Un troisième LVDT est installé au cours de l'expérience pour mesurer l'ouverture de la première fissure apparente.

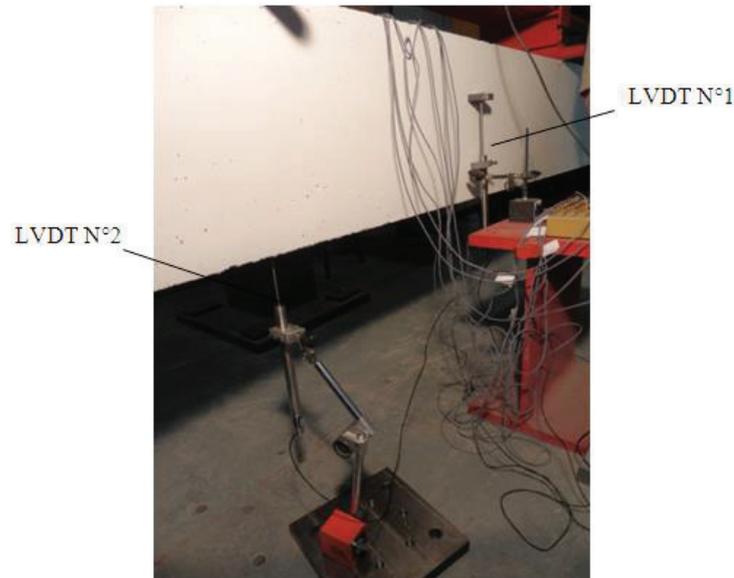


Figure 4.6 - Capteurs de déplacements verticaux de type LVDT

La Figure 4.7 suivante résume le placement des différents capteurs.

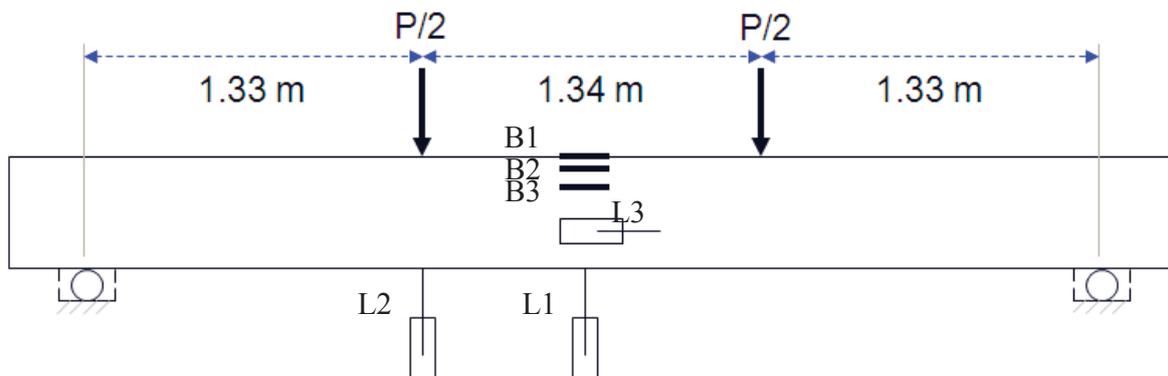


Figure 4.7 - Positionnement de l'ensemble des capteurs

4.6 Procédure expérimentale

Au 28^{ième} jour après le coulage, la poutre est placée sous le bâti métallique de chargement. Elle est posée sur deux appuis qui ne permettent qu'une rotation au niveau de l'appui suivant la coupe longitudinale de la poutre. La rotation de la poutre en ces deux points d'appui évite que le béton ne s'écrase aux extrémités inférieures de la poutre au cours du chargement. De plus, la distance entre ces deux appuis définit la portée réelle.

Avant l'essai, une de ses faces est peinte en blanc pour observer et marquer plus facilement les fissures apparentes au cours de l'essai. Le chargement monotone est appliqué au centre de la poutre par un vérin servo-hydraulique de 500 kN et réparti de manière symétrique en deux points de chargement de part et d'autre de la section centrale à l'aide du palonnier en acier. Tous les outils de mesures reliés au système d'acquisition des données sont calibrés et initialisés avant chaque expérience. Des pauses ont été effectuées à différents niveaux de charge afin de repérer et marquer les réseaux de fissures. L'essai est piloté en déplacement à une vitesse de 4 mm/min jusqu'à la ruine.

Chapitre 5

Analyse des résultats expérimentaux

5.1 Charge-déplacement en section centrale de poutre

Les réponses expérimentales de la charge en fonction de la flèche à mi-portée sont reportées en Figure 5.1. Ces courbes décrivent le comportement des poutres soumises à une flexion quatre points. Sur l'ensemble des poutres représentées, un minimum de trois phases de comportement distinctes est observable.

La première phase correspond à une section non fissurée. La relation entre l'évolution de la charge et la flèche est linéaire. Ce comportement est décrit par une plus grande rigidité de l'élément par rapport aux autres phases. La deuxième phase commence à l'apparition des fissures dans la partie basse de la poutre. Le béton dans cette zone fissure lorsque la contrainte atteint la limite de résistance en traction. Sur les courbes, une diminution rapide de la pente peut être observée dans un premier temps lors de l'ouverture des fissures puis l'évolution se stabilise et le comportement redevient linéaire. Dans cette seconde phase, la rigidité de la poutre est moins élevée que dans la première phase. Finalement, la troisième phase commence avec l'initialisation de la rupture qui se traduit par une diminution plus importante de la rigidité de la poutre. Le changement final de pente est radical dans le cas d'une rupture à l'effort tranchant mais plus doux pour une rupture en flexion.

La poutre de référence renforcée par des aciers est dimensionnée pour atteindre la plastification des aciers en premier. Pour autant, la courbe ne s'aplatit pas autour de 150 kN lorsque les aciers plastifient, comme cela devrait être le cas, car la rupture par compression du béton en partie supérieure de poutre survient directement après la plastification. Dans ce cas, on peut tout de même considérer que la troisième phase est associée à la plastification des armatures et qu'une quatrième phase correspond à la rupture finale de la poutre par compression du béton. Pour chacune des poutres expérimentales, les valeurs de chargements, de déformations et de flèches à la fissuration et à rupture sont résumées dans le Tableau 5.1.

Pour les deux poutres renforcées par des PRF qui ont cassées en flexion, la rigidité de la poutre renforcée par des armatures PRF en carbone est plus élevée que celle renforcée par des PRF en verre. Cette observation est la conséquence directe des propriétés mécaniques intrinsèques des matériaux PRF où le module d'Young du carbone est environ deux fois plus élevé que celui du verre. De plus, la force maximum atteinte pour la rupture des poutres renforcées par PRF est plus grande que la force atteinte pour la poutre renforcée par des

armatures en acier. Ce phénomène peut être expliqué par une résistance en traction des armatures PRF de 2 à 4 fois plus grande que les armatures traditionnelles en acier.

Poutre	F_{fiss} (kN)	$\epsilon_{c,fiss}$ ($\mu\text{m}/\text{m}$)	$\epsilon_{frp,fiss}$ ($\mu\text{m}/\text{m}$)	δ_{fiss} (mm)	F_{ult} (kN)	$\epsilon_{c,ult}$ ($\mu\text{m}/\text{m}$)	$\epsilon_{frp,ult}$ ($\mu\text{m}/\text{m}$)	δ_{ult} (mm)
FIS-[4d14]	12,75	-42	80	0,851	148,25	-833	3353	28,5
FIC-[4d15]	20,5	-86	80,7	0,829	200	-1949	7089	50,2
FIG-[4d16]	12,25	-46	61	0,526	152,5	-1953	10186	70,5
ShC-[5d10]	13,5	-69	55	0,911	102,5	-2172	5182	38,9
ShG-[4d16]	14,25	-65	52	0,379	119,5	-3261	7233	53
ShG-[4d22]	16,5	-69	68	1	93,5	-651	3674	34,4

Tableau 5.1 – Résultats expérimentaux à la fissuration et à l'ultime

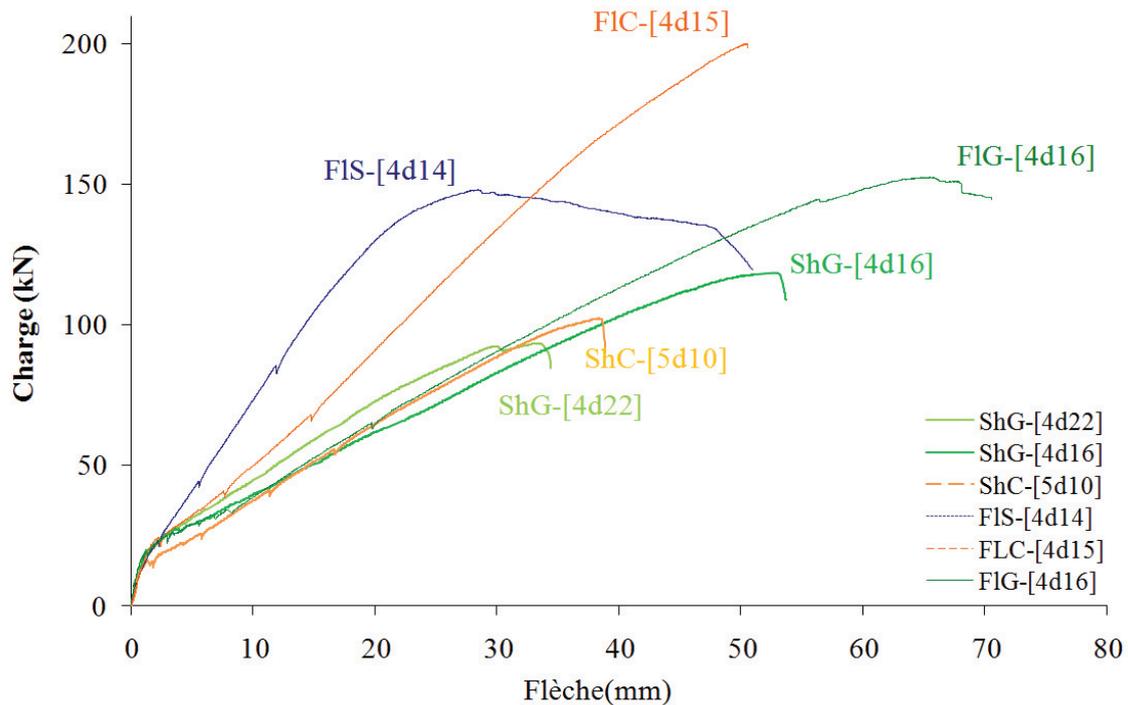


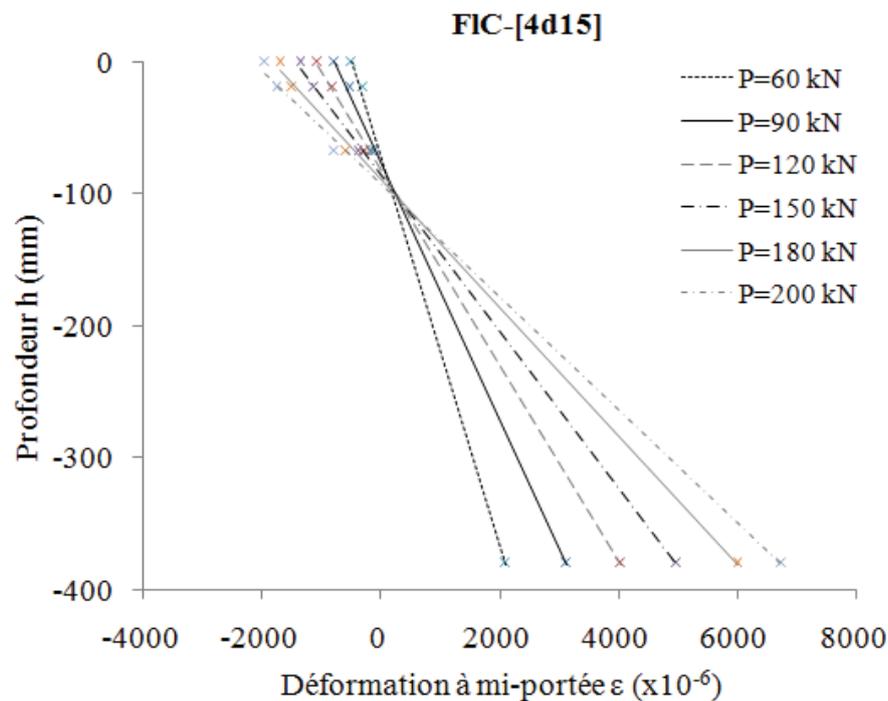
Figure 5.1- Evolution de la flèche à mi-portée en fonction de la charge pour les poutres testées

Par ailleurs, les poutres ayant cassé à l'effort tranchant ont atteint une force maximum de rupture plus faible que pour la poutre de référence renforcée par des aciers. Dans le cas de la rupture par cisaillement la résistance en compression du béton joue un rôle important puisque la propagation de fissures dans le béton est responsable de dommages irréversibles qui conduisent à

la rupture finale. La force maximum atteinte par ces séries de poutres est relativement basse et pourrait être expliquée par une résistance en compression du béton moins élevée que les autres séries de poutres. Un dernier point peut être relevé sur l'analyse de ces courbes force-flèche pour les deux poutres qui sont renforcées par des PRF de verre et qui ont cassées au tranchant. Malgré le fait qu'elles aient un module d'Young proche, de plus grandes déformations et une raideur de pente plus faible sont observées pour la poutre ayant un plus faible ratio de renforcement.

5.2 Distribution des déformations le long de la section à mi-portée

La distribution des déformations le long de la section centrale est tracée en tenant compte des mesures expérimentales enregistrées par les jauges de déformation. Trois jauges mesurent la déformation du béton à différentes hauteurs de la section et le diagramme est complété par la valeur moyenne de la mesure sur les armatures de renforcement à mi-portée. Les valeurs de déformation de ces jauges placées à différentes hauteurs de la section sont tracées pour différents chargement de la poutre sur le même diagramme.



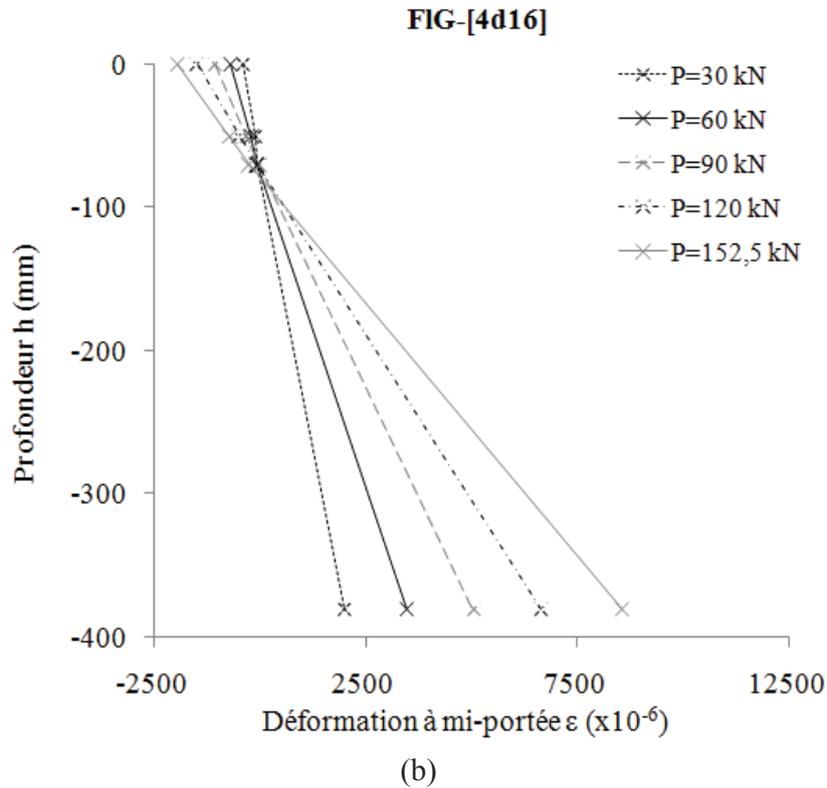


Figure 5.2 – Distribution des déformations le long de la section à mi-portée (a) poutre FIC-[4d15] et (b) poutre FIG-[4d16]

Deux évolutions typiques du profil des déformations le long de la section sont données en Figure 5.2 (a) et (b) pour les poutres FIC-[4d15] et FIG-[4d16] respectivement. Ces graphiques sont plus communément appelés diagrammes de Navier car ils permettent de vérifier l'hypothèse de Navier-Bernoulli selon laquelle les sections planes restent planes avant et après fissuration. Les points et lignes de ces graphiques représentent les mesures expérimentales et les meilleures courbes d'approximation de ces mesures, respectivement. On peut remarquer que la distribution des déformations est approximativement linéaire le long de la hauteur de la section et ce jusqu'à rupture. L'hypothèse de Navier-Bernoulli est vérifiée pour toutes les poutres ce qui est fondamental pour justifier l'utilisation d'une approche mécanique linéaire pour la suite des calculs.

5.3 Modes de rupture

La poutre de référence renforcée par des aciers a rompu en flexion par compression du béton juste après plastification des aciers. Les autres poutres renforcées par des armatures PRF ont cassées en flexion pour deux d'entre elles et à l'effort tranchant pour les trois autres.

Des exemples de rupture de poutre à l'effort tranchant et de rupture en flexion par écrasement du béton en compression sont montrés dans les Figures 5.3 (a) et 5.3 (b) alternativement. Il est à noter que la rupture des poutres par cisaillement n'est pas souhaitée, par son caractère fragile elle pourrait avoir des conséquences catastrophiques sur la sécurité du bâtiment et de ses occupants. C'est pour cette raison que les études sur la maîtrise de la rupture des poutres à l'effort tranchant sont importantes pour comprendre les phénomènes mis en jeu et de savoir comment les éviter dans le cas d'une application de poutres renforcées par des PRF.



(a)



(b)

Figure 5.3 (a) Rupture au tranchant de FIC-[4d15] et (b) rupture en flexion par compression du béton de FIC-[4d16]

5.4 Analyse des poutres rompues en flexion

5.4.1 Evolution de la position de l'axe neutre

Les poutres ayant cassé en flexion sont analysées en plusieurs étapes. Il s'agit de vérifier que le calcul des moments internes corresponde aux moments externes propres à une poutre isostatique testée en flexion quatre-points. Pour cela, il faut d'abord calculer l'axe neutre, axe qui représente la limite entre la zone comprimée et la zone tendue de la section droite à l'équilibre. La position de cet axe sur la hauteur de la section peut être calculée de plusieurs manières :

- De manière expérimentale, par l'exploitation numérique des mesures des jauges de déformation du béton et des armatures d'une section. Dans ce cas, la droite de régression linéaire passant au plus près de ces points coupe l'axe vertical à l'approximation de l'axe neutre.
- Par un calcul de physique résultant de la mécanique des structures, puisque la somme des forces s'appliquant à une section s'annule à l'équilibre. La résolution de l'équation issue de cet équilibre ne nécessite que les valeurs expérimentales des déformations sur les armatures pour estimer la position de l'axe neutre.

Dans les deux cas, nous supposons que les hypothèses de Résistance des Matériaux pour les poutres, comme l'hypothèse des petites déformations ou celle de Navier-Bernoulli, ont été vérifiées dans la section précédente. L'hypothèse de Navier Bernoulli stipule que « *Les sections planes et normales à la fibre moyenne avant la déformation restent planes et normales à la fibre moyenne après la déformation. Le déplacement d'une section droite est un déplacement de corps solide.* », ce qui rend possible la compatibilité des déformations sur la hauteur de la section.

5.4.1.1 Par une régression linéaire

Les diagrammes de Navier précédents confirment l'hypothèse de Navier-Bernoulli et la compatibilité des déformations entre la zone comprimée et la zone tendue. En revanche, la distribution des contraintes est discontinue (Figure 5.4).

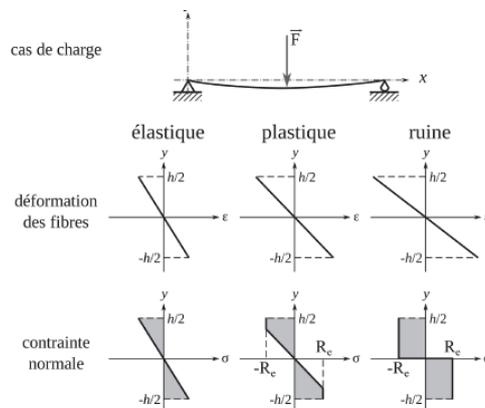


Figure 5.4 – Comportement général d'une poutre en flexion plastique dans le cas de l'acier

Pour diverses raisons, de l'imprécision de la mise en place des jauges à l'incertitude des mesures elles-mêmes, en passant par la position possiblement décalée des fissures par rapport aux jauges, les points expérimentaux mesurés ne forment pas toujours une ligne parfaite entre eux. Le but est alors de trouver la régression linéaire de forme $y = ax+b$ qui s'ajuste le mieux à cet ensemble de points. Parmi toutes les droites possibles, la meilleure droite affine est celle qui rend minimale la somme des carrés des écarts des valeurs observées y_i à la droite $\hat{y}_i = ax_i + b$ (Figure 5.5). Si ε_i représente cet écart, on l'appelle aussi résidu, le principe des moindres carrés ordinaire (MCO) consiste à choisir les valeurs de a et b (notées \hat{a} et \hat{b}) qui minimisent l'équation (Eq. (5.1))

$$E = \sum_{i=0}^n \varepsilon_i^2 = \sum_{i=0}^n (y_i - (ax_i + b))^2 \quad (5.1)$$

Ces valeurs sont :

$$\hat{a} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (5.2)$$

$$\hat{b} = \bar{y} - \hat{a}\bar{x} \quad (5.3)$$

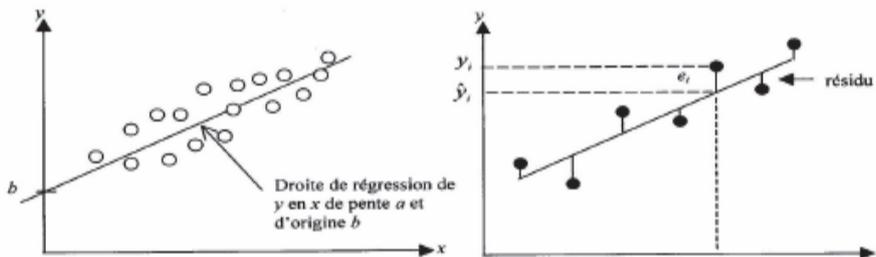


Figure 5.5 - Illustration graphique de la droite de régression linéaire

Les données expérimentales $\{y_1, y_2, \dots, y_n\}$ et $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ sont considérées comme autant de réalisations d'une variable aléatoire Y et X respectivement. La pente \hat{a} et l'origine \hat{b} de la régression linéaire peuvent aussi être données en fonction de la variance de X , s_x^2 , et de la covariance des variables X et Y , cov_{xy} .

$$\hat{a} = \frac{cov_{xy}}{s_x^2}, \text{ avec } s_x^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \text{ et } cov_{xy} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y}) \quad (5.4)$$

Pour mesurer la qualité de l'approximation des points expérimentaux par la droite des moindres carrés, un coefficient de corrélation linéaire est défini par l'Eq. (5.5)

$$r_{xy} = \frac{COV_{xy}}{s_x s_y} \quad (5.5)$$

On considère que l'approximation est de bonne qualité lorsque $|r_{xy}|$ est proche de 1, et de médiocre qualité lorsque $|r_{xy}|$ est proche de 0. En pratique, on calcule $R^2 = r_{xy}^2$. R^2 représente la part de la dispersion totale de Y qui peut être expliquée par la régression. Par exemple, si $R^2=0,95$ cela signifie que 95% de la variation totale est expliquée via une modélisation par la droite des moindres carrés, laissant seulement 5% correspondant à l'incertitude et à la dispersion autour de la régression. Dans ce cas, la régression linéaire est jugée de bonne qualité.

Pour l'étude d'une section de poutre, le jeu de données est composé de $\{x_1, x_2, \dots, x_n\} = \{\varepsilon_{c,top}; \varepsilon_{c,2}; \varepsilon_{c,7}; \varepsilon_f\}$ et $\{y_1, y_2, \dots, y_n\} = \{y_{c,top}; y_{c,2}; y_{c,7}; y_f\}$. Le premier jeu de données correspond aux mesures expérimentales des jauges de déformation sur la face supérieure du béton, à 2 cm du haut de la poutre et à 7 cm du haut de la poutre. Le deuxième jeu de données correspond à leur position respective le long de la section centrale de la poutre, comme illustré sur la Figure 5.6.

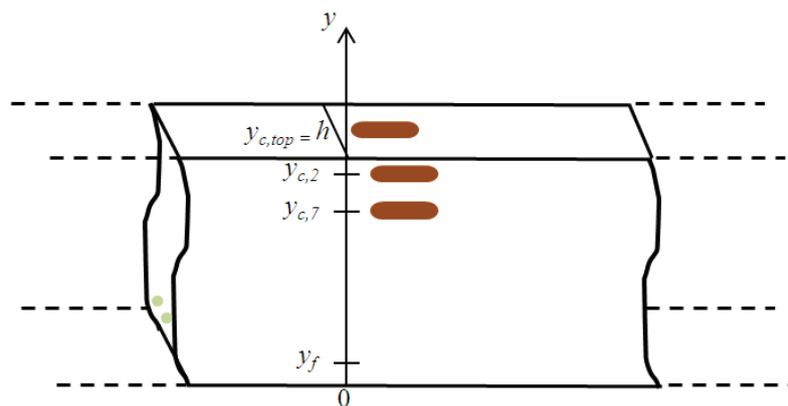


Figure 5.6 – Positionnement vertical des jauges le long de la section centrale de poutre

A chaque force mesurée dans les fichiers expérimentaux correspondent des valeurs de déformations du béton et des armatures. Pour chaque ligne du fichier la pente de la régression linéaire et sa coordonnée à l'origine sont calculées. Le coefficient de détermination R^2 est calculé pour chaque poutre afin de juger de la qualité de cette régression. Les résultats sont donnés sur les Figures 5.7 et 5.8 pour toutes les poutres. 0,75 est la valeur limite au-dessus de laquelle un modèle affine est jugé acceptable.

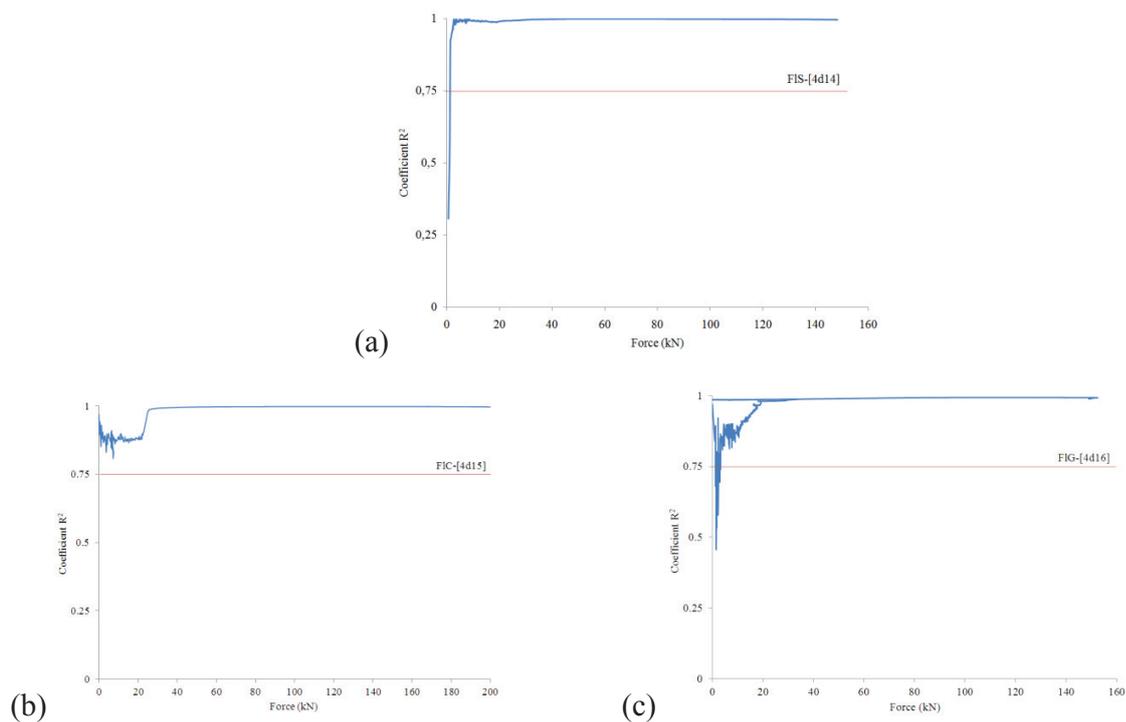


Figure 5.7 – Evolution du coefficient de détermination pour les poutres ayant cassées en flexion (a) FIS-[4d14], (b) FIC-[4d15] et (c) FIC-[4d16]

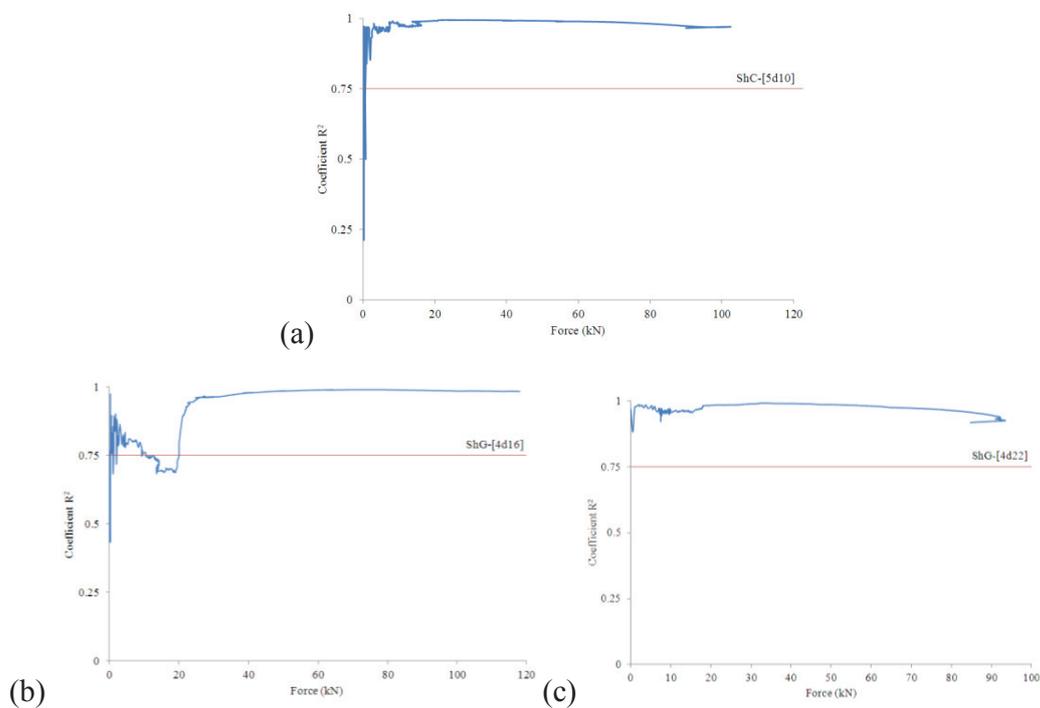


Figure 5.8 - Evolution du coefficient de détermination pour les poutres ayant cassées en cisaillement (a) SHC-[5d10], (b) ShG-[4d16] et (c) ShG-[4d22]

En début de test, les matériaux ont de très faibles déformations et le bruit sur les mesures de jauge suffit à perturber les résultats, si bien que la qualité de l'approximation linéaire est amoindrie pour de faibles forces de chargement. Un exemple est donné à la Figure 5.9 où le tracé du diagramme de Navier est donné à 10 kN pour la poutre ShG-[4d16]. Le coefficient de détermination est alors à 0,75 ce qui est de qualité limite pour des déformations comprises entre -100 $\mu\text{m}/\text{m}$ et 40 $\mu\text{m}/\text{m}$. Après de fortes variations avant environ 20 kN, ce qui traduit le faible travail des renforcements avant le moment de fissuration, les coefficients de détermination R^2 calculés sont très proches de 1 pour l'ensemble des poutres. Cela confirme que la méthode de la régression linéaire est viable et que les diagrammes de Navier peuvent être tracés de manière suffisamment fiable pour juger de la linéarité des diagrammes de déformation. De plus, cela démontre que le calcul de la position de l'axe neutre et de la courbure en appliquant la méthode des moindres carrés aux mesures de jauges est viable pour ces expériences.

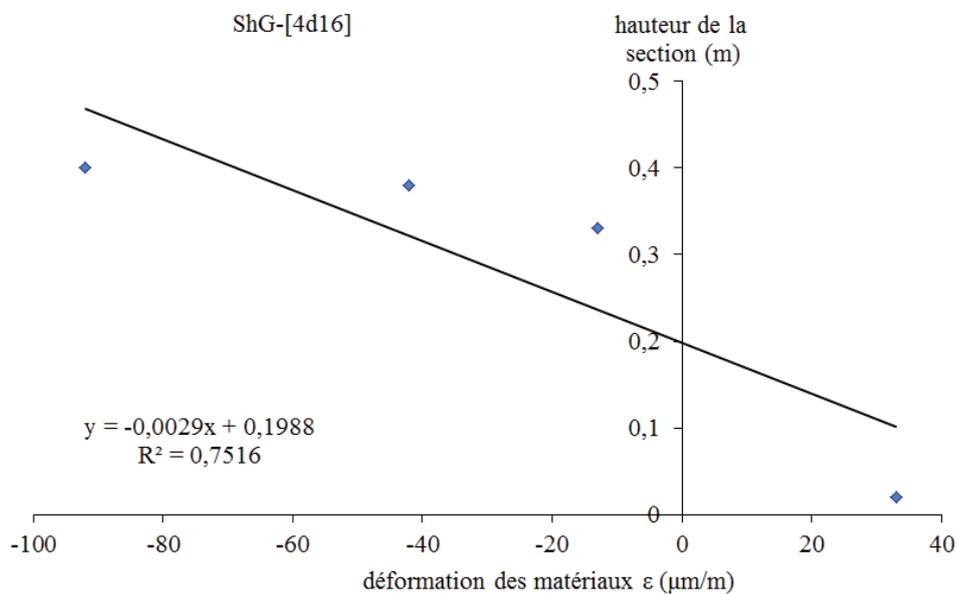


Figure 5.9 – Diagramme de Navier à 10 kN pour la poutre ShG-[4d16]

La Figure 5.10 montre l'évolution de l'axe neutre pour chacune des poutres. Avant fissuration, l'axe neutre est situé à environ la moitié de la hauteur totale de la section qui est de 400 mm. Alors que la fissuration progresse, l'axe neutre remonte et se stabilise à environ 70% - 80% de la hauteur totale de la section de poutre, en plaçant l'origine de l'axe en bas de poutre.

On observe que la position de l'axe neutre remonte davantage dans la section lorsque le ratio de renforcement est plus faible puisque le bloc de compression nécessaire pour équilibrer les forces de traction et de compression dans la section est moindre s'il y a moins de section d'armatures sollicitées. De même, le module d'élasticité des armatures a une influence sur la profondeur de l'axe neutre. Plus le module d'Young est élevé, plus la profondeur de l'axe neutre descend pour solliciter une plus grande partie de béton, comme traduit par l'Eq. (3.22) du calcul de la position de l'axe neutre.

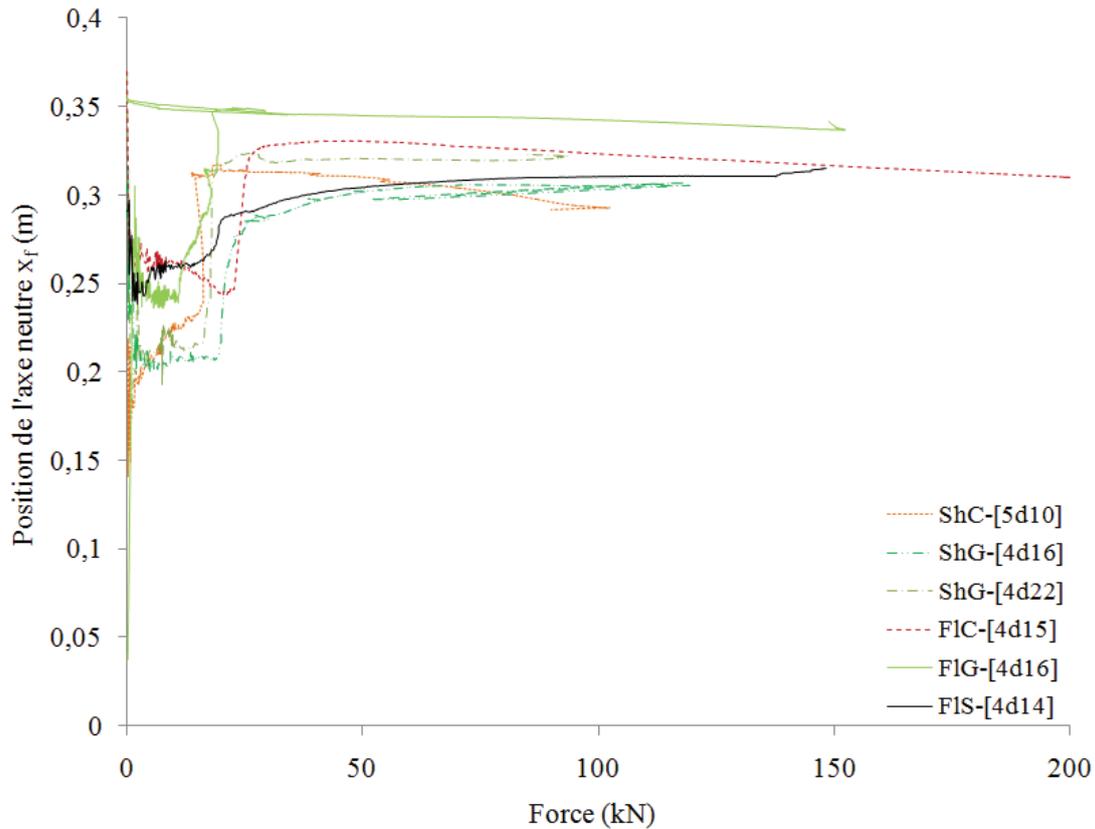


Figure 5.10 – Evolution de la position de l’axe neutre des poutres testées calculée par la méthode des moindres carrés

5.4.1.2 Par l’équilibre statique de la section

Conformément au Principe Fondamental de la Statique appliqué à la mécanique des poutres, le principe de la résultante statique se traduit par :

$$\sum_{i=1}^n \vec{F}_i = \vec{0} \quad (5.6)$$

Toute section d’une poutre en flexion est divisible en deux parties distinctes, l’une travaillant en compression et l’autre en traction. A l’équilibre, la résultante des forces de compression compense la résultante des forces de traction, en l’absence d’un effort normal externe. Dans cette étude, il est tenu compte de l’action de chacun des matériaux aussi bien en compression qu’en traction. Ainsi, nous ne négligerons pas la contribution du béton en traction, ni celle des armatures métalliques en zone de compression.

Le comportement d’une poutre en flexion est caractérisé par différentes phases, suivant l’état de contraintes des différents matériaux. De manière générale, les déformations peuvent être exprimées en fonction de la courbure et de la distance entre le point d’application de la force et l’axe neutre. Les notations utilisées par la suite sont désignées sur le diagramme de compatibilité des déformations suivant (Figure 5.11).

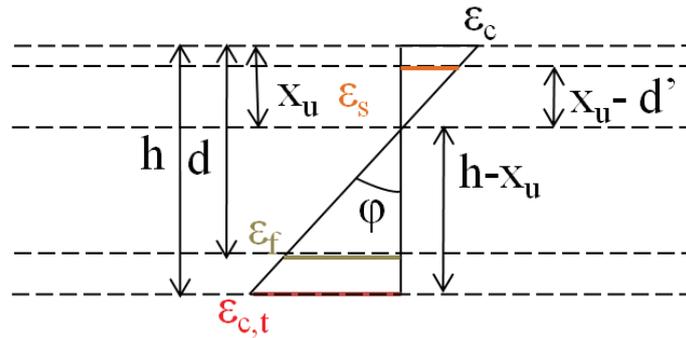


Figure 5.11 – Diagramme de compatibilité des déformations d'une section soumise à un moment positif

où x_u représente la hauteur de la zone comprimée et se caractérise par la distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section, d' est la distance entre l'armature d'acier comprimée et la fibre supérieure, d celle entre l'armature PRF et la fibre supérieure, h la hauteur totale de la poutre, φ la courbure et ε_c , $\varepsilon_{c,t}$, ε_s et ε_f les déformations dans le béton en compression, le béton en traction, l'armature en acier et l'armature en PRF respectivement.

Du diagramme de compatibilité des déformations, on déduit les expressions Eq. (5.7) à Eq. (5.10) :

$$\varepsilon_c = \varphi \cdot x_u \quad (5.7)$$

$$\varepsilon_s = \varphi \cdot (x_u - d') \quad (5.8)$$

$$\varepsilon_f = \varphi \cdot (d - x_u) \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_{c,t} = \varphi \cdot (h - x_u) \quad (5.10)$$

La première phase du comportement de la section est dite élastique. La Figure 5.12 suivante représente l'état des déformations et des contraintes dans une section de poutre lorsque les matériaux se comportent de manière élastique.

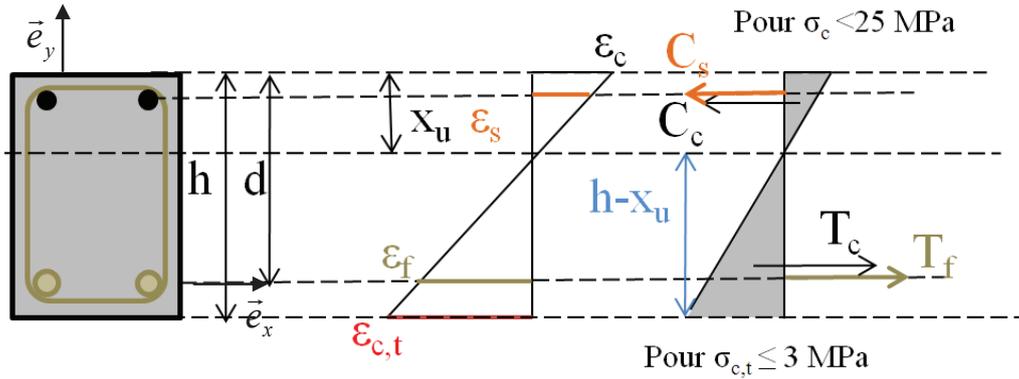


Figure 5.12 – Forces s'exerçant sur la section centrale d'une poutre en phase 1

Des forces de traction et de compression s'appliquent sur cette section. La force se calcule par intégration de la contrainte sur la portion de section où elle s'applique (Eq. (5.11)).

$$F_k = \iint_{x,y} \sigma dx dy \quad (5.11)$$

Les forces qui s'appliquent sur la section centrale dans cette première phase sont :

- la contribution du béton en compression

$$\vec{C}_c = -b \frac{\varepsilon_c E_c x_u}{2} \vec{e}_x \quad (5.12)$$

- la contribution des armatures métalliques en compression

$$\vec{C}_s = -\varepsilon_s E_s A_s \vec{e}_x \quad (5.13)$$

- la contribution du béton en traction

$$\vec{T}_c = b \frac{\varepsilon_{c,t} E_c (h - x_u)}{2} \vec{e}_x \quad (5.14)$$

- la contribution des armatures fibrées en traction

$$\vec{T}_f = \varepsilon_f E_f A_f \vec{e}_x \quad (5.15)$$

L'équilibre de la résultante statique se réécrit alors :

$$\sum_{i=1}^n \vec{F}_i = \vec{0} \Leftrightarrow C_c + C_s + T_c + T_f = 0 \quad (5.16)$$

En substituant les termes de l'équation Eq. (5.16) par les expressions Eq. (5.7) à Eq. (5.16), on obtient l'expression de x_u (Eq. (5.17)) :

$$x_u = \frac{dE_f A_f + d' E_s A_s + \frac{h^2 b E_c}{2}}{E_f A_f + E_s A_s + h b E_c} \quad (5.17)$$

Cette première phase prend fin lorsque la contrainte de traction dans le béton atteint son maximum à la fibre inférieure de la section.

Le comportement des matériaux dans la deuxième phase de l'évolution de la section est décrit à la Figure 5.13. On suppose que le béton en compression se comporte toujours de manière élastique. En revanche, le béton en fibre inférieure de la poutre a fissuré et ne participe plus à la résistance en traction.

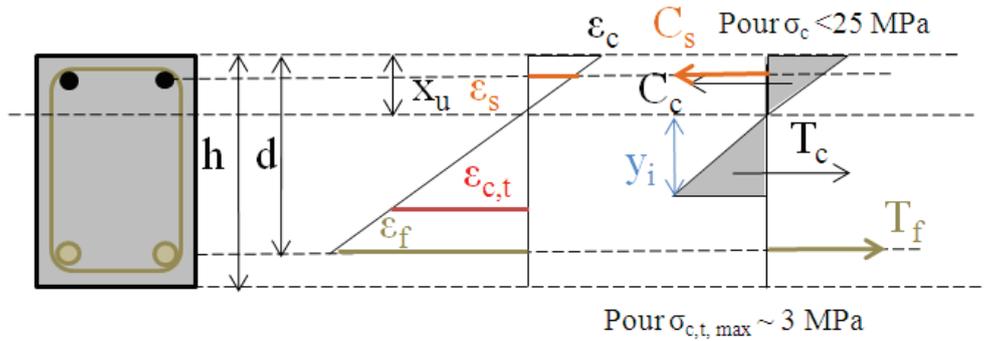


Figure 5.13 – Forces s'exerçant sur la section centrale d'une poutre en phase 2

Parmi les expressions des forces précédentes, seule l'Eq. (5.14) se trouve modifiée dans cette deuxième phase.

$$\vec{T}_c = \frac{b E_c}{2} \varphi y_i^2 \vec{e}_x \quad (5.18)$$

La hauteur y_i est inconnue et décroît à chaque étape. Elle correspond à la hauteur de béton en traction non encore fissuré. On peut l'exprimer par :

$$y_i = \frac{\varepsilon_{ct,max}}{\varphi} \quad \text{avec} \quad \varphi = \frac{\varepsilon_f}{(d - x_u)} \quad (5.19)$$

Pour la suite, la position de l'axe neutre ne peut être calculée de façon directe. En réécrivant l'Eq. (5.16) avec les nouvelles expressions de force, on obtient une équation du second degré en x_u (Eq. 5.20)) où ε_f est la déformation mesurée par des jauges sur les armatures PRF.

$$\frac{bE_c}{2} \left[\left(\frac{\varepsilon_{ct,max}}{\varepsilon_{frp}} \right)^2 - 1 \right] x_u^2 - \left[E_f A_f + E_s A_s + bdE_c \left(\frac{\varepsilon_{ct,max}}{\varepsilon_{frp}} \right)^2 \right] x_u + dE_f A_f + d'E_s A_s + \frac{bd^2 E_c}{2} \left(\frac{\varepsilon_{ct,max}}{\varepsilon_{frp}} \right)^2 \quad (5.20)$$

La résolution de cette équation du second degré nous donne la position de l'axe neutre. La phase 3 démarre lorsque la contrainte du béton en compression atteint sa résistance en compression caractéristique, soit environ 25 MPa.

Dans la troisième phase, le béton en compression commence donc à plastifier. La Figure 5.14 montre un état intermédiaire où une partie du béton seulement a plastifié. L'expression de la contrainte de compression dans le béton est simplifiée par la loi de comportement bilinéaire [Eurocode 2].

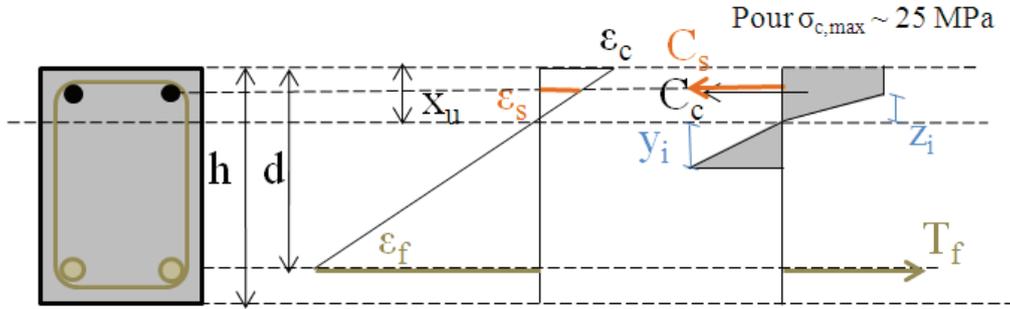


Figure 5.14 – Forces s'exerçant sur la section centrale d'une poutre en phase 3

Parmi les expressions des forces, l'Eq. (3.12) est modifiée de telle sorte que :

$$\bar{C}_c = \left(\frac{bE_c}{2} \varphi z_i^2 + bE_c \varphi z_i (x_u - z_i) \right) \bar{e}_x \quad (5.21)$$

La hauteur z_i décroît avec l'augmentation de la force. Elle correspond à la zone où le béton n'a pas encore plastifié, c'est-à-dire là où $\sigma_c < 25$ MPa.

$$z_i = \frac{\varepsilon_{c,max}}{\varphi} \quad \text{avec} \quad \varphi = \frac{\varepsilon_f}{(d - x_u)} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{c,max} = \frac{25}{E_c} \quad (5.22)$$

La contribution du béton en traction est prise en compte même si elle devient négligeable durant cette phase. La somme des forces restantes étant nulle, on peut calculer la hauteur de la zone de compression x_u en résolvant l'équation du second degré suivante Eq. (5.23):

$$\begin{aligned} & \frac{bE_c}{2} \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,max}}{\varepsilon_{frp}} + 1 \right)^2 - 1 + \left(\frac{\varepsilon_{ct,max}}{\varepsilon_{frp}} \right)^2 \right] x_u^2 - \left[E_f A_f + E_s A_s + bdE_c \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,max}}{\varepsilon_{frp}} + 1 \right)^2 - 1 + \left(\frac{\varepsilon_{ct,max}}{\varepsilon_{frp}} \right)^2 \right] \right] x_u \\ & + dE_f A_f + d'E_s A_s + \frac{bd^2 E_c}{2} \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,max}}{\varepsilon_{frp}} \right)^2 + \left(\frac{\varepsilon_{ct,max}}{\varepsilon_{frp}} \right)^2 \right] = 0 \end{aligned} \quad (5.23)$$

La position de l'axe neutre se calcule alors $y_{AN} = h - x_u$. La position de l'axe neutre est tracée et comparée avec la position calculée par la régression linéaire pour les poutres FIC-[4d15] et FIG-[4d16] aux Figures 5.15 et 5.16. L'axe horizontal coupe l'axe des ordonnées en $x_f = 0$ qui correspond à la fibre inférieure de la section.

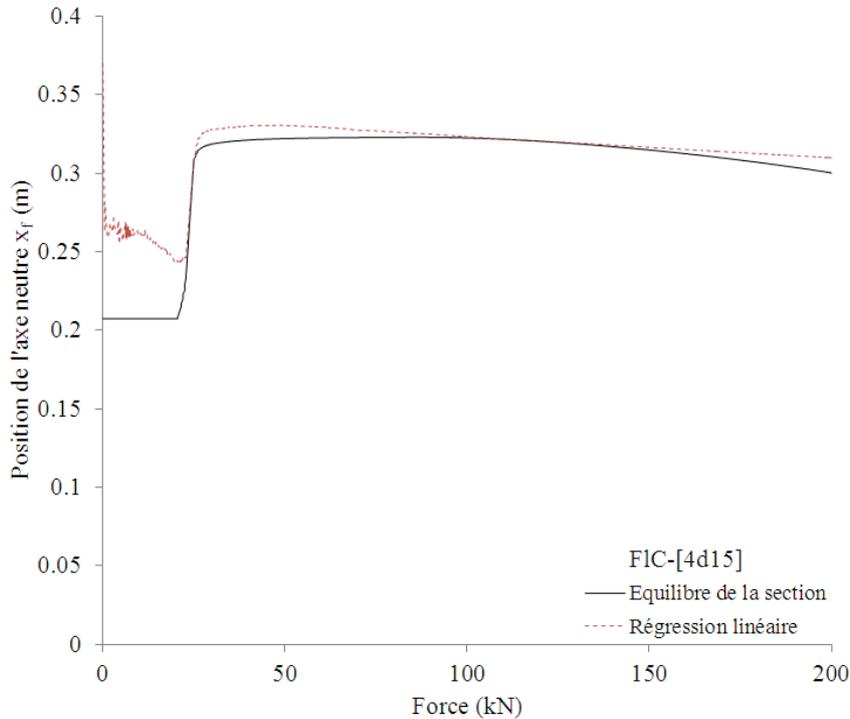


Figure 5.15 – Comparaison du calcul de la position de l'axe neutre par deux méthodes pour la poutre FIC-[4d15]

Autour de 20 kN, c'est-à-dire après fissuration du béton dans la partie basse de la poutre en traction, les calculs de la position de l'axe neutre par les deux méthodes de régression linéaire et d'équilibre de la section sont proches. L'écart maximum entre les deux méthodes est de 3,9 % pour la poutre FIG-[4d16] et 3,2 % pour la poutre FIC-[4d15], pour une force supérieure à 20 kN.

Les mesures des jauges de déformation positionnées sur le béton peuvent être perturbées par des phénomènes locaux de compression. Afin d'éviter l'accumulation d'erreurs par différentes mesures de jauges, la méthode de l'équilibre des sections est choisie pour la suite. De cette manière, seule la moyenne des déformations des armatures est prise en compte comme valeurs d'entrée dans les modèles. Sur la Fig. 5.16, les deux traits noirs qui apparaissent pour une force inférieure à 20 kN correspondent à un cycle de charge-décharge.

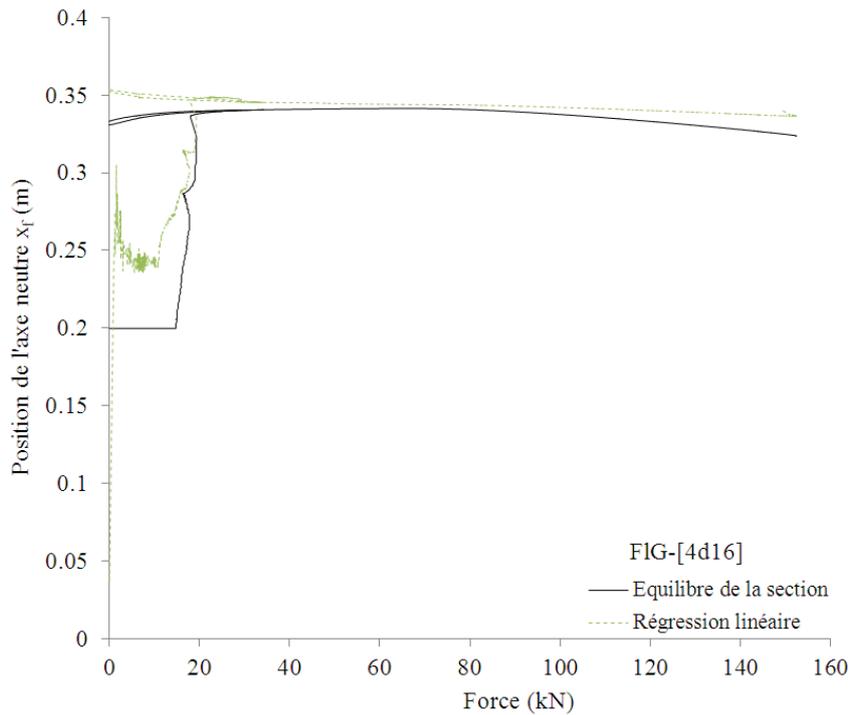


Figure 5.16 – Comparaison du calcul de la position de l’axe neutre par deux méthodes pour la poutre FIG-[4d16]

5.4.2 Evolution du moment interne-courbure

Le moment interne de la section est exprimé par rapport aux forces de traction. Chaque force de traction est multipliée par un bras de levier qui est la distance entre le point d’impact de la force de traction et le centre d’application de la force de compression dans le béton, dans le cas où les armatures comprimées sont négligées. Littéralement, cela se traduit par l’Eq. (5.24) :

$$M = \sum_{i=c,f} T_i d_i \tag{5.24}$$

Avec les indices c et f s’identifiant au travail du matériau béton et les armatures PRF respectivement.

Pour la première phase, les forces de traction dans le béton et les armatures sont multipliées par leur bras de levier $(2h/3)$ et $(d-x_{e1}/3)$ respectivement.

Juste après la fissuration, la hauteur de béton fissurée réduit et à chaque incrémentation de force $F_i + \Delta F$, la hauteur de béton fissurée est y_i . Le moment interne de la section en phase 2 se calcule alors par addition du moment interne à la fissuration (1) avec la contribution du béton en traction additionnelle ajoutée en orange (2) sur la Figure 5.17 suivante.

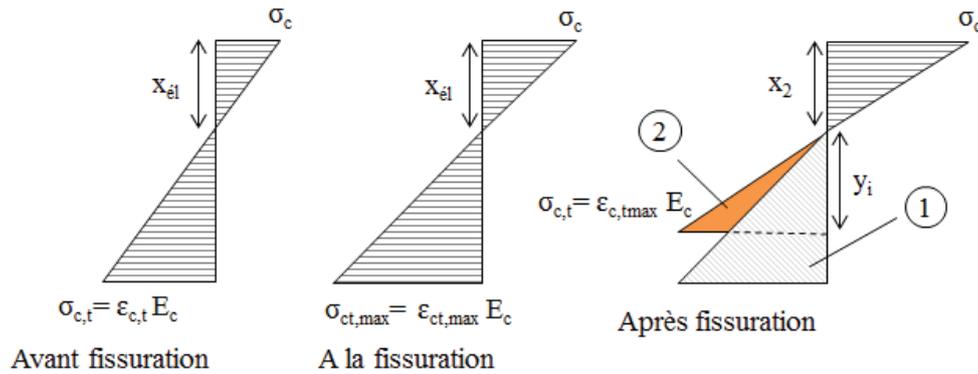


Figure 5.17 – Contribution du béton en traction avant et après fissuration

Le moment entraîné par cette force additionnelle s'exprime par l'expression Eq. (5.25) suivante:

$$M_{bt(2)} = \frac{b \varepsilon_{ct,max} E_c y_i}{2} \left(1 - \frac{y_i}{(h - x_2)} \right) \frac{2}{3} (x_2 + y_i) \quad (5.25)$$

Au début de la troisième phase, lorsque le béton en compression atteint sa contrainte maximum, la hauteur de béton en traction y_i est négligeable. On peut simplifier l'expression du moment interne en ne tenant compte que de la contribution de la force de traction dans les armatures. Suivant les cas, on peut ajouter une quatrième phase qui correspond à la plastification du béton sur toute la zone de compression et le bras de levier devient alors $(d - x_4/2)$.

Pour chacune des phases identifiées, les moments sont récapitulés dans le Tableau 5.2 suivant.

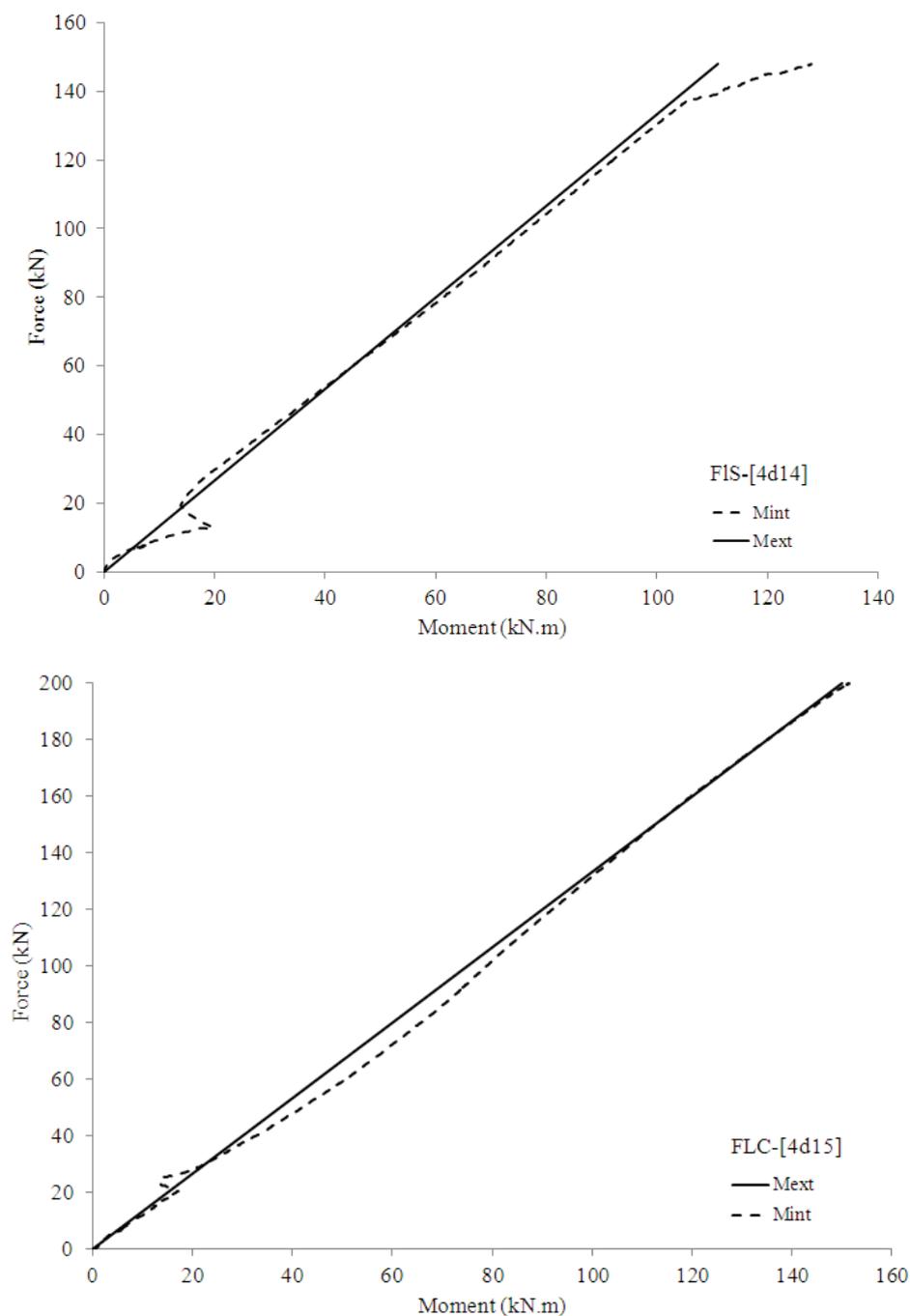
Phase	Formule
Phase 1	$M = \frac{b \varphi_f E_c (h - x_{el})^2}{2} \frac{2}{3} h + \varphi_f E_f A_f \left(d - \frac{x_{el}}{3} \right) (d - x_{el})$
Phase 2	$M = \frac{b E_c \varepsilon_{ct,max}}{2} \left[(h - x_2) \frac{2h}{3} + \frac{\varepsilon_{ct,max}}{\varphi_f} \left(1 - \frac{\varepsilon_{ct,max}}{\varphi_f (h - x_2)} \right) \left(x_2 + \frac{\varepsilon_{ct,max}}{\varphi_f} \right) \right] + \varphi_f E_f A_f \left(d - \frac{x_2}{3} \right) (d - x_2)$
Phase 3	$M = \varphi_f E_f A_f \left(d - \frac{x_3}{3} \right) (d - x_3)$

Tableau 5.2 – Expressions du moment interne pour chaque phase

Les poutres étant en appuis simples sur les bancs d'essais, l'évolution du moment en fonction de la force devrait suivre un comportement de poutre isostatique. Dans ces expériences, les poutres sont testées en flexion quatre-points avec une longueur L_a entre le point d'application de

la force et le point d'appui égal à 1,5 m. Le moment externe appliqué à la structure se calcule donc par l'expression $M_{ext} = V.L_a = (P/2).1,5$ (kN.m).

Sur la Figure 5.18 suivante, le moment externe calculé à partir de la force appliquée est comparé au moment interne calculé à partir des déformations expérimentales des renforts PRF en fonction de la force correspondante, pour les poutres ayant rompues en flexion.



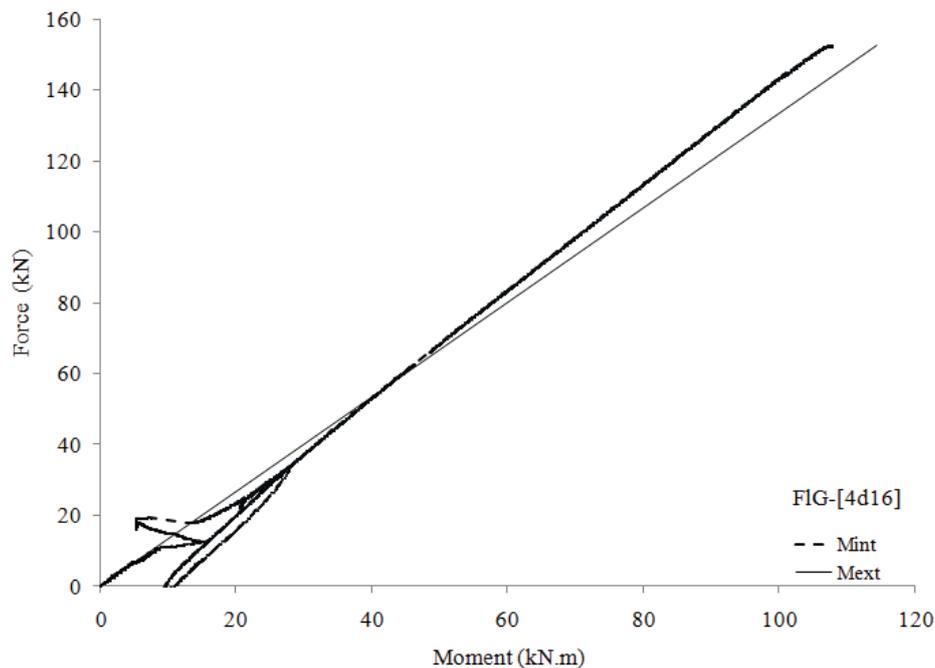


Figure 5.18 – Comparaison entre le moment interne de la section calculé à partir de l'équilibre des forces et le moment externe appliqué par la presse

Avec la mesure des déformations des armatures en traction, il est possible de retrouver le moment interne de la section centrale de la poutre en fonction de l'évolution du chargement appliqué et de le confronter au moment externe. Le but est de vérifier le principe d'équilibre de la section au niveau des efforts internes. La tendance donnée par les courbes est de bonne qualité même si le résultat aurait pu être affiné en déterminant, par exemple, la force de fissuration via un système de corrélation d'images.

La courbure se calcule par l'Eq. (5.26) :

$$\varphi_f = \frac{\varepsilon_f}{(d - x_u)} \quad (5.26)$$

La relation moment-courbure d'une section de poutre est une propriété intrinsèque qui peut se calculer avec un jeu de données géométriques et mécaniques connues ou bien à partir des mesures expérimentales de certaines déformations. Dans la suite de ce paragraphe, on s'intéresse, par analyse inverse, à l'évolution de la courbure, calculée en appliquant l'équilibre des forces de la section à chaque pas de temps enregistré, en fonction du moment interne. On observe une diminution du moment juste après la fissuration, c'est un artefact de calcul traduisant le fait que les armatures PRF ne reprennent pas instantanément les efforts transmis par le béton.

La Figure 5.19 montre la relation moment-courbure d'une des poutres calculée à partir des mesures expérimentales sur les jauges de déformation des armatures.

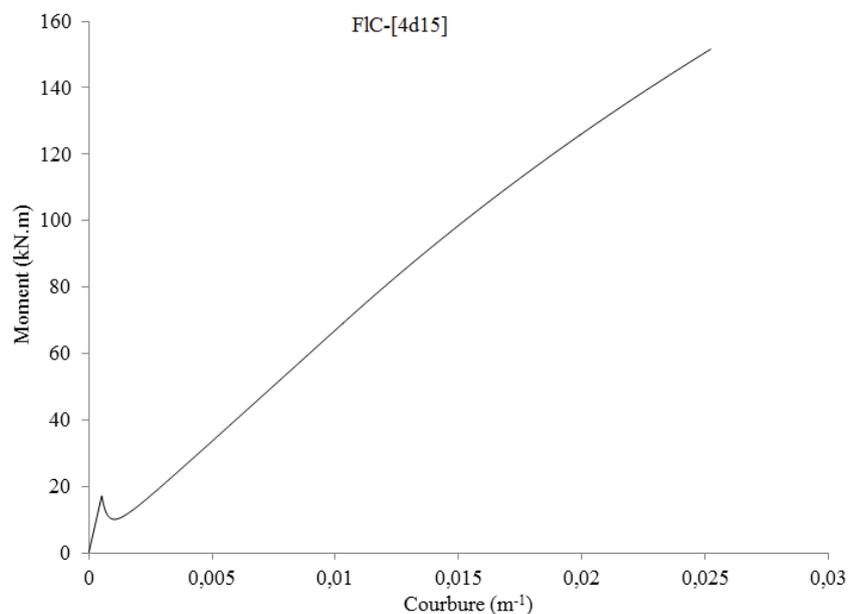


Figure 5.19 – Relation moment-courbure calculée pour la section centrale de la poutre FIC-[4d15] à partir de données expérimentales

5.4.3 Estimation du moment résistant par simplification tri-linéaire des courbes

A partir de la relation moment-courbure, on peut estimer le moment résistant de la poutre dans le but d'un dimensionnement de poutre où le moment ultime calculé à partir du chargement serait imposé. Pour connaître la relation moment-courbure intrinsèque à une section de poutre, on peut faire tourner un programme de calcul itératif qui fasse une analyse de la section fissurée ou comme le montre la Figure 5.20, on peut simplifier la courbe précédente par une relation tri-linéaire.

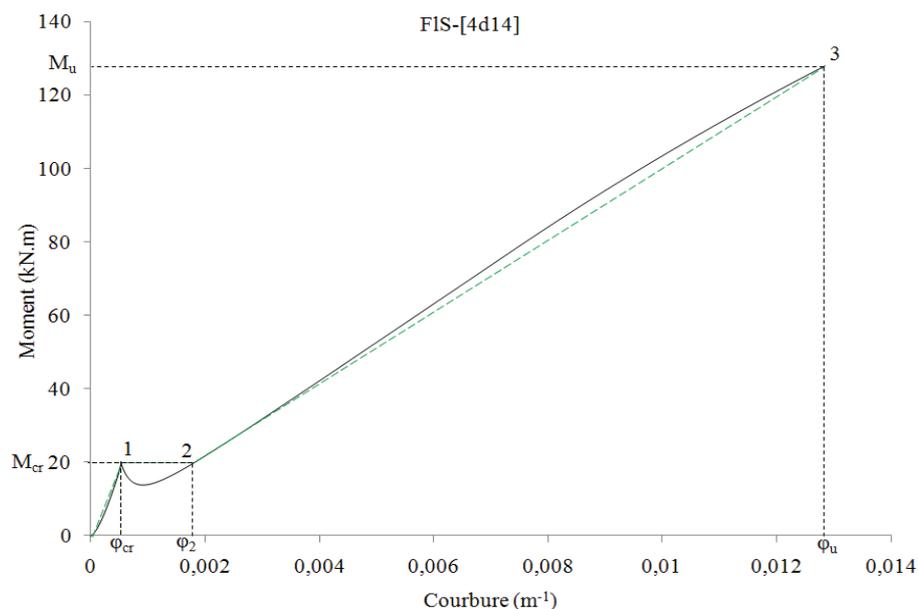


Figure 5.20 – Courbe moment - courbure tri-linéarisée

Le premier point correspond à la fin de la phase 1 décrite dans la section précédente. La courbure à la fissuration s'écrit :

$$\varphi_{cr} = \frac{f_t}{(h - x_u)E_c} \quad (5.27)$$

Et le moment de fissuration est :

$$M_{cr} = \frac{f_t b h (h - x_a)}{3} + A_f \frac{E_f}{E_c} f_t \frac{(d - x_a)}{(h - x_a)} \left(d - \frac{x_a}{3} \right) \quad (5.28)$$

Pour trouver la courbure correspondant au deuxième point de la simplification tri-linéaire, on suppose que l'on est encore dans la deuxième phase d'évolution où les contraintes dans la zone de compression du béton sont distribuées triangulairement en raison d'un niveau de contraintes plutôt bas. En revanche, le béton dans la zone de traction en partie basse de la poutre est fissuré et les contraintes internes sont redistribuées.

De manière itérative, on diminue la valeur de l'axe neutre par incrémentation d'un delta égal à $\Delta x = 5.10^{-4}$ m (Eq. (5.29)). A chaque nouvelle position d'axe neutre, on calcule un coefficient α_i qui respecte la nullité de l'effort normal et s'exprime selon l'Eq. (5.30).

$$x_{i+1} = x_i - \Delta x \quad (5.29)$$

$$\alpha_i = \sqrt{\frac{\frac{bE_c}{2} x_b^2 + E_f A_f (x_b - d)}{\frac{bE_c}{2} (x_b - d)^2}} \quad (5.30)$$

On recalcule alors le moment interne à chaque instant, par la nouvelle expression du moment interne correspondante à la phase de post-fissuration.

$$M_{cr,i} = \frac{\frac{b f_t \alpha_i (d - x_i) (x_i + \alpha_i (d - x_i))}{3} + E_f A_f \left(\frac{f_t}{E_c} \right) \left(d - \frac{x_i}{3} \right)}{\alpha_i} \quad (5.31)$$

A l'étape n , lorsque $M_{cr,n} = M_{cr}$ la valeur de l'axe neutre correspondante à cette étape est alors notée x_b et correspondant à l'état au point b. On calcule alors la courbure au point b par l'expression :

$$\varphi_b = \frac{f_t}{E_c \alpha_b (d - x_b)} \quad (5.32)$$

Le dernier point correspond à la phase ultime, il peut être calculé en résolvant une équation du second degré permettant de trouver la profondeur de l'axe neutre puis en faisant l'équilibre

des forces ou par l'approche développée dans l'ACI 440.1R-06 présentée ci-dessous (Figure 5.21).

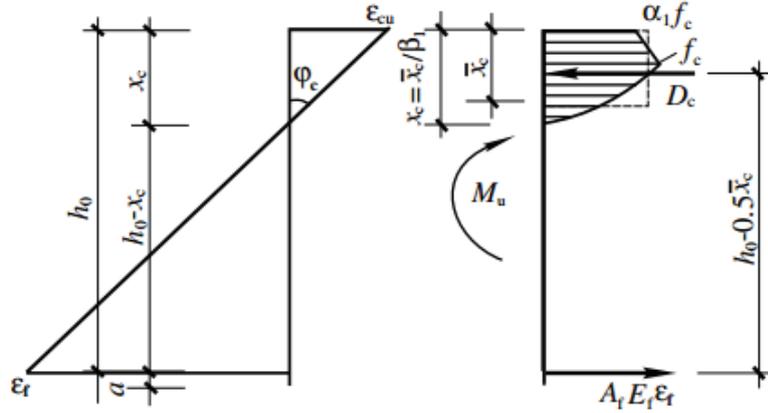


Figure 5.21– Etat ultime correspondant au point *c* [He et al., 2007]

Pour calculer le moment ultime en flexion et la courbure on calcule en premier la contrainte interne présente dans les armatures en traction lorsque le béton atteint sa limite de résistance en compression (Eq. (5.33)). ($h_o = d$ and $x_c \equiv x_u$)

$$\sigma_f = \sqrt{\frac{(E_c \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{\alpha_1 \beta_1 f_{cm} E_c \varepsilon_{cu}}{\rho_f}} - \frac{E_c \varepsilon_{cu}}{2} \quad (5.33)$$

L'axe neutre, le moment ultime et la courbure ultime se calculent alors par les expressions Eq. (5.34), Eq. (5.35) et l'Eq. (5.36) respectivement.

$$x_u = \frac{A_f \sigma_f}{\alpha_1 f_c b} \quad (5.34)$$

$$M_u = A_f \sigma_f \left(d - \frac{x_u}{2} \right) \quad (5.35)$$

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu} \beta_1}{x_u} \quad (5.36)$$

Pour la détermination du moment de fissuration, la contrainte de résistance en traction du béton déterminée expérimentalement est proche de la valeur calculée par l'expression du code ACI 440.1R-06 (Eq. (5.37)).

$$f_t = 0,62 \sqrt{f'_c} \quad (5.37)$$

On peut donc calculer le moment de fissuration de manière approximative, sans recourir aux valeurs expérimentales autres que la résistance du béton en compression.

En revanche, pour l'Etat Limite Ultime, la détermination du moment résistant de la section passe par l'évaluation de la contrainte maximum atteinte par les armatures qui ne vont pas jusqu'à la rupture puisque la rupture par compression du béton survient avant. On suppose qu'il y a assez d'armatures PRF, pour éviter une rupture en traction. Pour cela, on doit tenir compte de la déformation maximum atteinte par le béton, et on peut voir dans ces expériences que, sur la section où sont collées les jauges, la déformation du béton n'atteint pas sa valeur limite ultime donnée par les codes, à savoir 0,003 m/m. Par conséquent, les estimations du moment résistant sont données, pour la suite, en calculant les contraintes à partir de la déformation expérimentale du béton. Les valeurs obtenues sont reportées dans le Tableau 5.3, on peut voir que le moment interne calculé à partir de la mesure des déformations des armatures est proche du moment expérimental déterminé avec la valeur de la force maximale atteinte (en fonction du type de chargement) et également du moment calculé avec l'ACI à part pour la poutre renforcée par des aciers où il semble que la déformation atteinte expérimentalement sur le béton soit inférieure à 0,003. Cela confirme que la démarche de calcul mise en place pour le moment interne est viable.

Nomenclature	$M_{u,calc}$ (kN.m)		$M_{u,calc,int}$	$M_{u,exp}$ (kN.m)
	$M_{u,calc,ACI}$ (kN.m)			
	$\varepsilon_{cu} = 0,003$	$\varepsilon_{cu,exp}$		
FIS-[4d14]	171	125,7	129	110
FIG-[4d16]	117,3	109	107,7	114,4
FIC-[4d15]	153,5	149,5	151,6	150

Tableau 5.3 – Comparaisons entre les moments résistants calculés et les moments ultimes expérimentaux

Les résultats graphiques sont présentés à la Figure 5.22, la déformation expérimentale du béton étant utilisée. Sur la Figure 5.23, la différence entre l'utilisation de la déformation théorique maximum du béton et celle atteinte expérimentalement est montrée pour la poutre FIG-[4d16]. Les équations de (5.30) à (5.32) permettent de bien capter la courbure au point b. La relation moment-courbure expérimentale peut ainsi être simplifiée par une relation tri-linéaire qui permette un dimensionnement rapide de la structure.

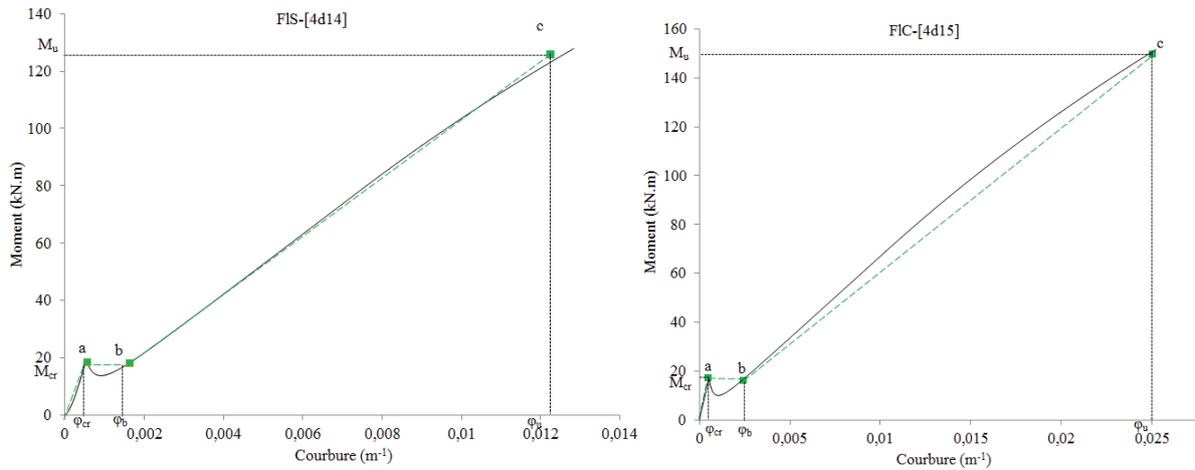


Figure 5.22 – Relation tri-linéaire moment-courbure à partir de $\epsilon_{cu,exp}$

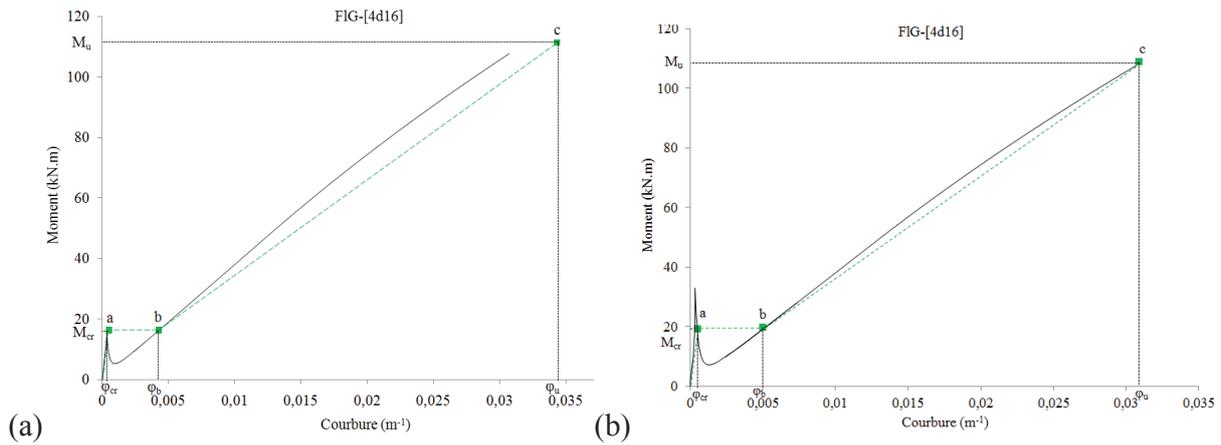


Figure 5.23 – Différence entre les relations tri-linéaire moment-courbure en utilisant (a) $\epsilon_{cu,0,003}$ et (b) $\epsilon_{cu,exp}$

Afin de vérifier la validité de cette simplification tri-linéaire, les déformations à la surface du béton ou des armatures peuvent être calculées et comparées aux valeurs expérimentales mesurées par les jauges de déformation (Figure 5.24).

Les déformations se calculent par l'expression :

$$\epsilon_{i,j} = \varphi_i (h - x_i - h_j) \quad (i = a, b, c; j = \text{béton, barre}) \quad (5.38)$$

où x_i est la hauteur de la zone de compression correspondant à l'état i et h_j est la distance entre la position de la jauge de déformation et la face inférieure de la poutre.

*Développement d'une méthodologie d'analyse structurale de bâtiments en béton armé
- Application aux poutres renforcées par des armatures PRF -*

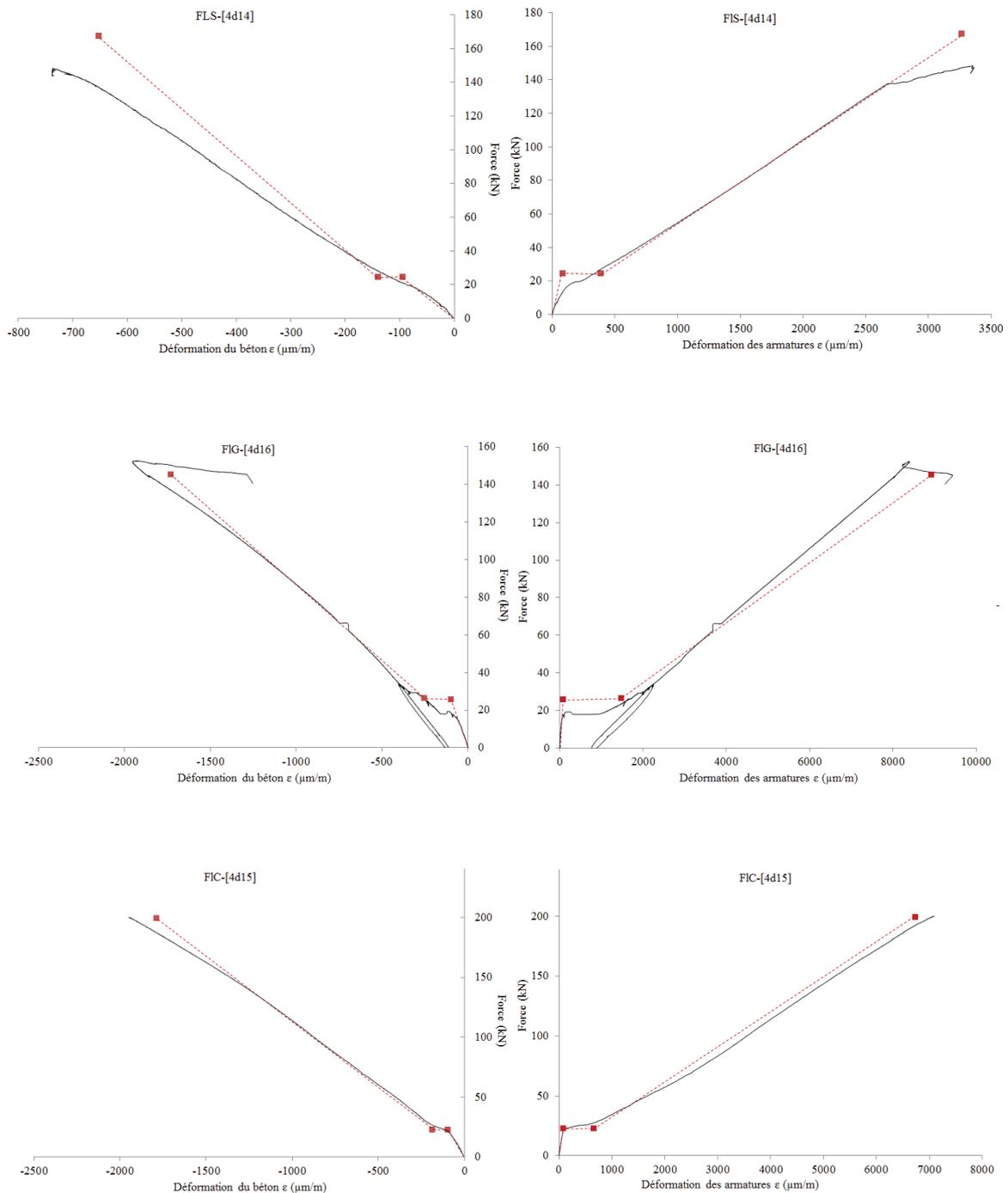


Figure 5.24 – Comparaison entre les résultats expérimentaux de la section centrale et la prédiction par le modèle simplifié tri-linéaire

La section centrale est en pure zone de flexion, hormis un écart plus important pour la prédiction des déformations sur le béton dans le cas de la poutre acier, on peut conclure que les prédictions sont acceptables. Des travaux similaires de simplification tri-linéaire avaient déjà été entrepris par He et al. [He et al., 2007] mais les équations proposées pour l'estimation de la courbure en phase *b* différent du modèle proposé ici et l'estimation du moment de fissuration

n'était pas aussi précise. Par conséquent, le nouveau modèle développé dans cette partie se révèle plus efficace et pratique pour modéliser le comportement et la réponse d'une section de poutre en béton renforcée par des armatures PRF en réponse à un chargement.

5.4.4 Estimation de la flèche en flexion à partir de la relation tri-linéaire

Dans le paragraphe précédent nous obtenons une estimation du moment résistant théorique de poutres en béton renforcées par des PRF dans le cas bien défini d'une rupture en flexion par écrasement du béton en compression. Il serait intéressant pour la suite de cette étude d'estimer, à partir de cette même relation tri-linéaire, le comportement de la poutre à la flexion en décrivant l'évolution de la flèche en fonction de la force, afin d'obtenir des informations pour l'état limite de service.

On a montré dans le paragraphe précédent que le moment de fissuration et le moment ultime pouvaient être estimés à partir des données géométriques de la poutre et des propriétés mécaniques des matériaux. De plus, on a vérifié au préalable que le moment interne et la force externe étaient liés par une relation de type $PL/4$, adaptée au comportement d'une poutre isostatique.

De cette façon, une relation force-courbure peut être tracée dont la forme est également tri-linéaire comme représentée à la Figure 5.25.

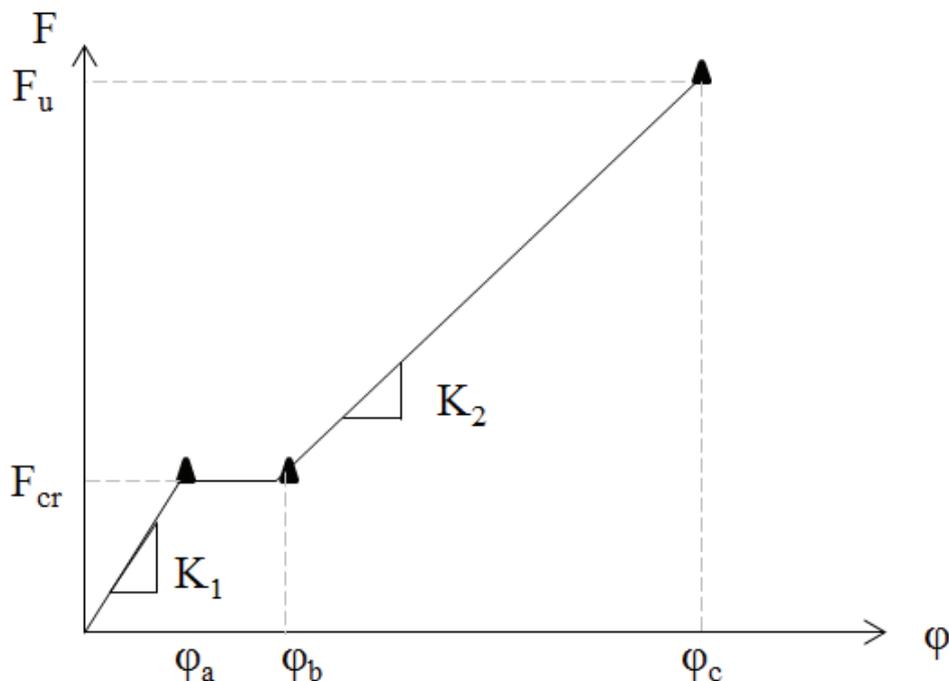


Figure 5.25 – Schématisation de la relation tri-linéaire en $F-\varphi$

En incrémentant la force de 1 kN à chaque pas, la courbure peut être calculée selon l'algorithme :

Première phase : de 0 à F_{cr}

$$K1 = \frac{F_{cr}}{\varphi_a} \quad (5.39)$$

$$F_{\theta} = 0, \forall i \in [1, j], F_j = F_{cr}, \begin{cases} F_i = F_{i-1} + 1 \\ \varphi_i = \frac{F_i}{K1} \end{cases} \quad (5.40)$$

Deuxième phase : évolution de la courbure pour $F_{j+1} = F_{cr}'$

La force F_{cr}' calculée en phase 2 est associée à φ_b .

Troisième phase : de F_{cr}' à F_u

$$K2 = \frac{F_u - F_{cr}'}{\varphi_u - \varphi_b} \quad (5.41)$$

$$\forall i \in [j+1, n], F_{j+1} = F_{cr}', F_n = F_u, \begin{cases} F_i = F_{j+1} + 1 \\ \varphi_i = \frac{F_i - F_{cr}'}{K2} + \varphi_b \end{cases} \quad (5.42)$$

La flèche peut alors être calculée à partir de la double intégration de la courbure le long de la poutre entre 0 et $L/2$ par symétrie. La distribution de la courbure le long de la poutre qui se déduit de la distribution des moments dans le cas d'une flexion 4 points est présentée à la Figure 5.26.

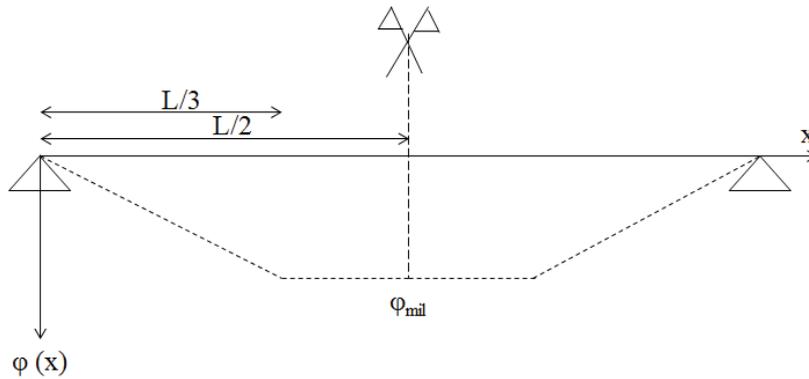


Figure 5.26 – Distribution de la courbure le long de la poutre

La distribution de $\varphi(x)$ est intégrée selon l'équation (Eq. (5.43)) :

$$\forall i \in [1, n], \delta_0 = 0, \delta_i(x) = \iint \varphi(x) dx^2 \quad (5.43)$$

$$\text{avec } \begin{cases} \forall x \in \left[0, \frac{L}{3}\right], \varphi(x) = \frac{\varphi_{mil} 3x}{L} \\ \forall x \in \left[\frac{L}{3}, \frac{L}{2}\right], \varphi(x) = \varphi_{mil} \end{cases} \quad (5.44)$$

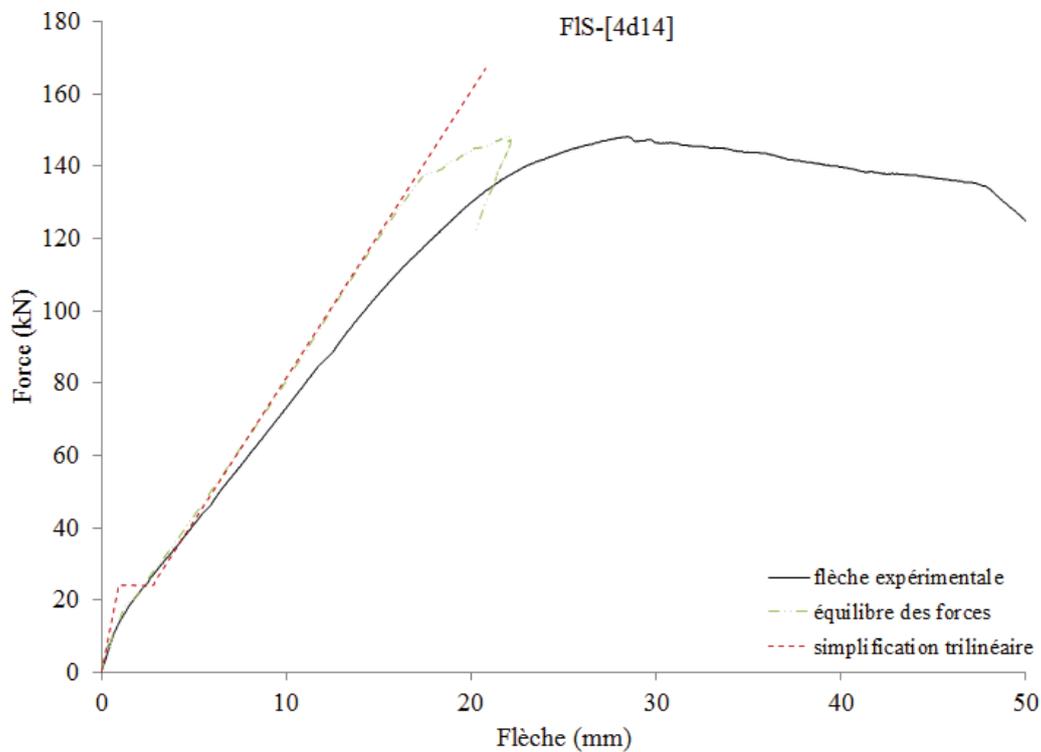
Le résultat de cette double intégration est donné à l'Eq. (5.45) :

$$\forall i \in [1, n], \delta_0 = 0, \delta_i \left(\frac{L}{2}\right) = \frac{23 \varphi_{mil,i} L^2}{216} \quad (5.45)$$

Pour chacune des poutres ayant cassées en flexion, la flèche est ainsi calculée jusqu'à la force de rupture estimée à partir du moment ultime théorique. De la même manière qu'à l'équation Eq. (5.45), la flèche est calculée à partir de la courbure dérivant de l'équilibre des forces agissant sur la section et qui s'écrit selon l'équation (Eq. (5.46)) :

$$\varphi_i = \frac{\varepsilon_{frp}}{(d - x_i)} \quad (5.46)$$

Ces deux flèches sont comparées à la flèche expérimentale dans la Figure 5.27 suivante.



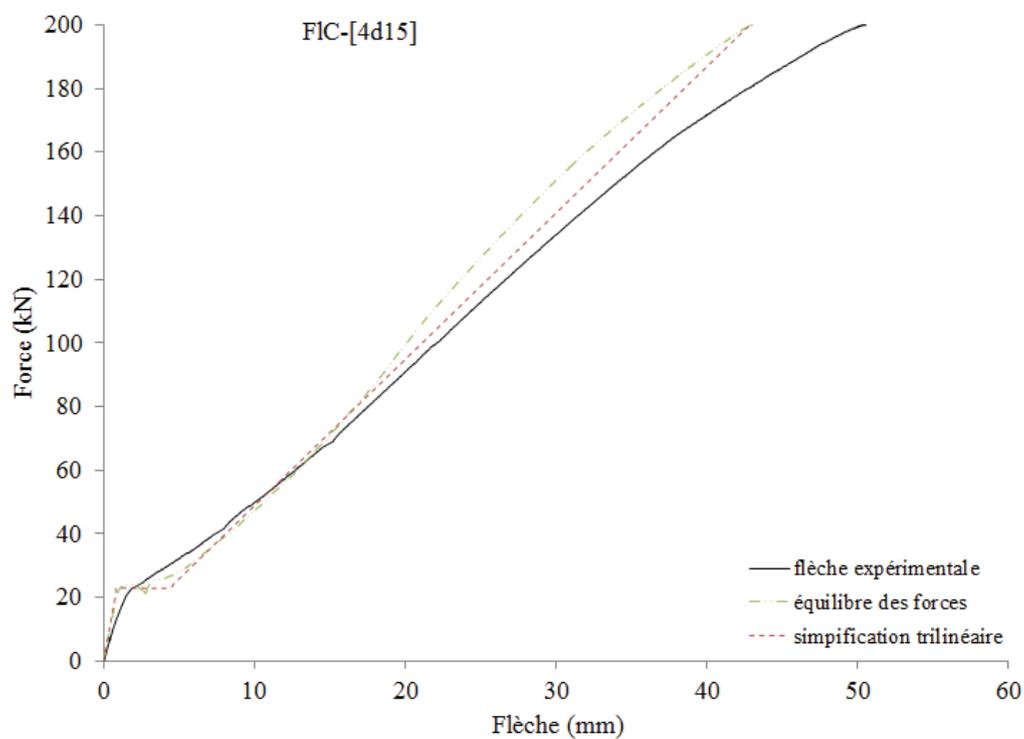
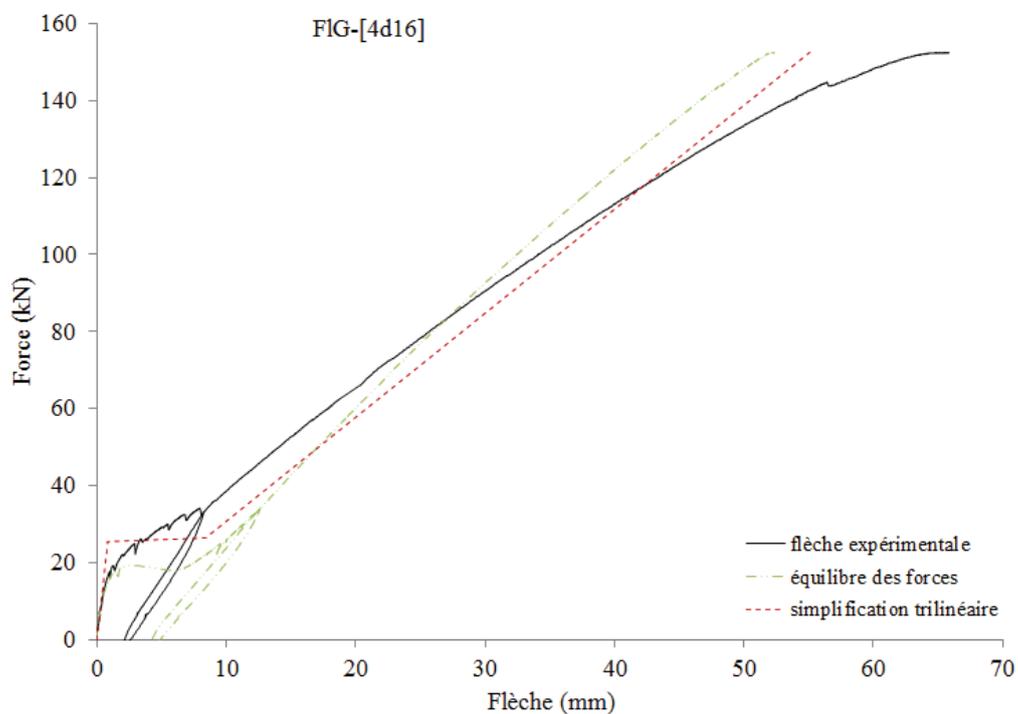


Figure 5.27 – Comparaison des flèches calculées avec les flèches expérimentales

La flèche calculée à partir de la relation tri-linéaire donne de bons résultats comparée à la flèche calculée à partir de l'équilibre des forces sur la section et par rapport à la flèche expérimentale. La relation tri-linéaire ainsi développée dans cette partie montre son efficacité tant dans la détermination du moment de rupture à l'état limite que dans l'évaluation de la flèche pour l'état limite de service. Ces équations prédictives, qui ne font pas usage de coefficient de sécurité, seront reprises dans le dernier chapitre pour la construction de nappes de dimensionnement sur un cas d'étude pratique.

5.4.5 Comparaison entre l'analyse tri-linéaire et l'analyse de la section fissurée

Suite à une participation au COST TU1207, un groupement européen qui regroupe les spécialistes européens travaillant sur le sujet de l'utilisation des PRF dans le génie civil, j'ai pu travailler à l'Université de Sheffield sous la direction de Dr. Maurizio Guadagnini. A cette occasion, j'ai pu appliquer la simplification tri-linéaire sur un ensemble de poutres réalisées pour la thèse d'Al-Sunna [Al-Sunna, 2006].

Dans son étude de poutres, Al-Sunna a comparé ses résultats expérimentaux avec une analyse de la section fissurée. A partir d'une déformation du béton à la fibre supérieure extrême en compression ε_{ci} , la profondeur de l'axe neutre x et la déformation dans les armatures en traction ε_{fpi} sont nécessaires pour définir le profil des déformations sur la hauteur de la section considérée. Les équations issues de la compatibilité des déformations et de l'équilibre des forces internes de traction et de compression, F_C et F_T , sont utilisées pour résoudre les deux inconnues. Un facteur de centre de gravité, α , et un facteur un facteur de localisation, γ , définissent l'amplitude et le point d'application de la force F_C . α et γ sont déterminés à partir de la loi constitutive contrainte-déformation du béton, en supposant une loi de Sargin. La courbure φ est ensuite calculée à partir du profil des déformations, et est utilisée pour calculer la flèche par intégration de la courbure le long de la poutre. Pour couvrir l'ensemble des forces appliquées à la section, le processus est répété pour des valeurs de ε_{ci} allant de zéro à la déformation maximum du béton en compression ε_{cu} ici prise égale à 0,0035.

L'implémentation de l'analyse de la section fissurée appliquée par Al-Sunna est illustrée sur la Figure 5.28 et les données utilisées pour l'analyse tri-linéaire sont données dans le Tableau 5.4 ci-dessous.

Poutre n°	Géométrie				Armatures PRF			Béton			
	L (m)	b (mm)	d (mm)	h (mm)	A_f (mm ²)	E_f (GPa)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	ε_{cu}	f_{ct}	
BG2a	2,3	150	218,6	250	252,5	41,6	40,5	35,4	0,0035	3,8	
BG3a	2,3	150	193,45	250	1139,8	41,95	39,5	35,5	0,0035	3,6	
BC2a	2,3	150	220,3	250	214,8	131,75	43,4	51,9	0,0035	3,6	
BC3a	2,3	150	218,6	250	380,4	118,6	43,1	50,1	0,0035	3,6	

Tableau 5.4 – Données issues de la thèse d'Al Sunna

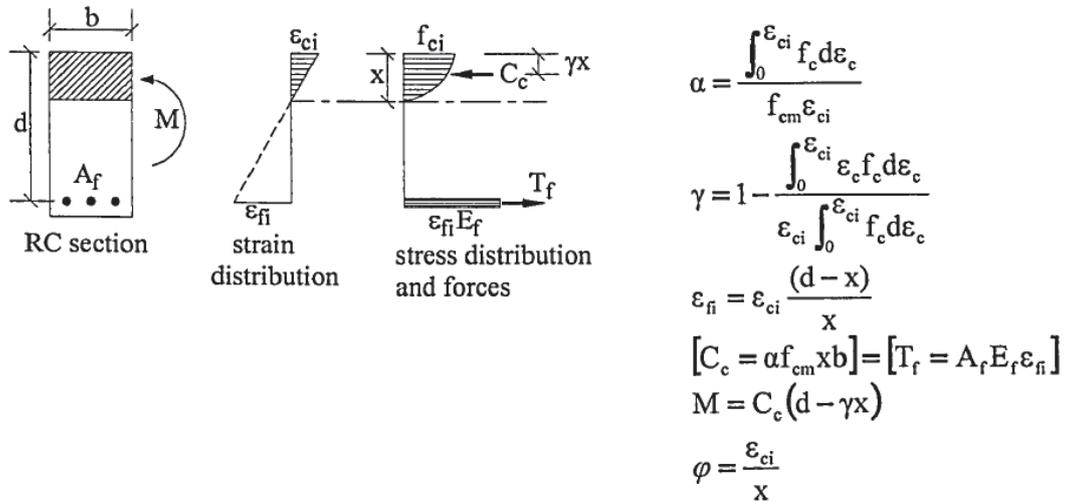


Figure 5.28 – Analyse de la section fissurée [Al-Sunna, 2006]

Les résultats des courbes force-courbure sont donnés sur la Figure 5.29 suivante.

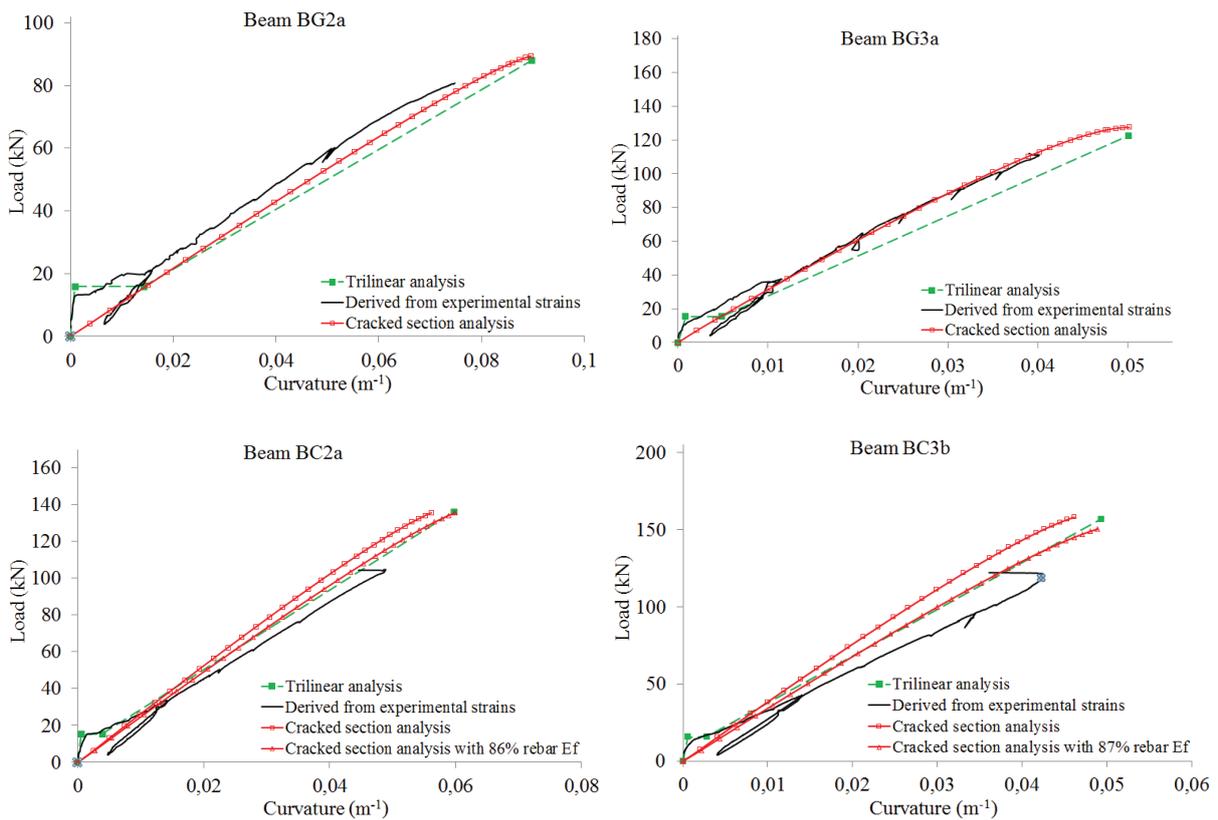


Figure 5.29 – Comparaison entre les courbes force-courbure analysées avec la méthode de la section fissurée et la méthode tri-linéaire [Al-Sunna, 2006]

La différence entre les deux approches se situe au niveau de la loi de béton utilisée. Pour la méthode d'analyse de la section fissurée, la loi non linéaire du béton permet de mieux capturer le

comportement de la poutre entre la force de fissuration et la force de ruine. Aux trois points caractéristiques, les résultats entre les deux analyses sont proches. Les analyses surestiment la courbure dans le cas des poutres renforcées par des PRF de verre et la sous-estime pour les PRF de carbone. Al-Sunna a refait une analyse de la section fissurée avec une réduction de 15% du module d'élasticité des armatures, ce qui donne une meilleure approximation. La différence par rapports aux résultats expérimentaux peut provenir des performances des armatures.

Les prédictions pour la flèche sont comparées dans la Figure 5.30. La flèche issue de l'analyse tri-linéaire est également proche et un peu surestimée par rapport à la flèche calculée par l'analyse de la section fissurée, comme pour la courbure. Pour les poutres renforcées de PRF de verre, l'estimation de la flèche par la méthode tri-linéaire est supérieure à la flèche expérimentale au cours du chargement jusqu'à la force ultime environ. En revanche, pour les poutres renforcées de PRF de carbone, on peut supposer que la prédiction est viable pour un chargement couvrant l'Etat Limite de Service mais au-delà, la flèche calculée par la méthode tri-linéaire est un peu sous-estimée par rapport à la flèche expérimentale. Pour un dimensionnement de poutre en vue de construire des diagrammes de dimensionnement types, l'analyse tri-linéaire montre qu'elle est efficace pour être prédictive dans le cas des poutres renforcées de PRF de verre comme de carbone pour des charges courantes de service.

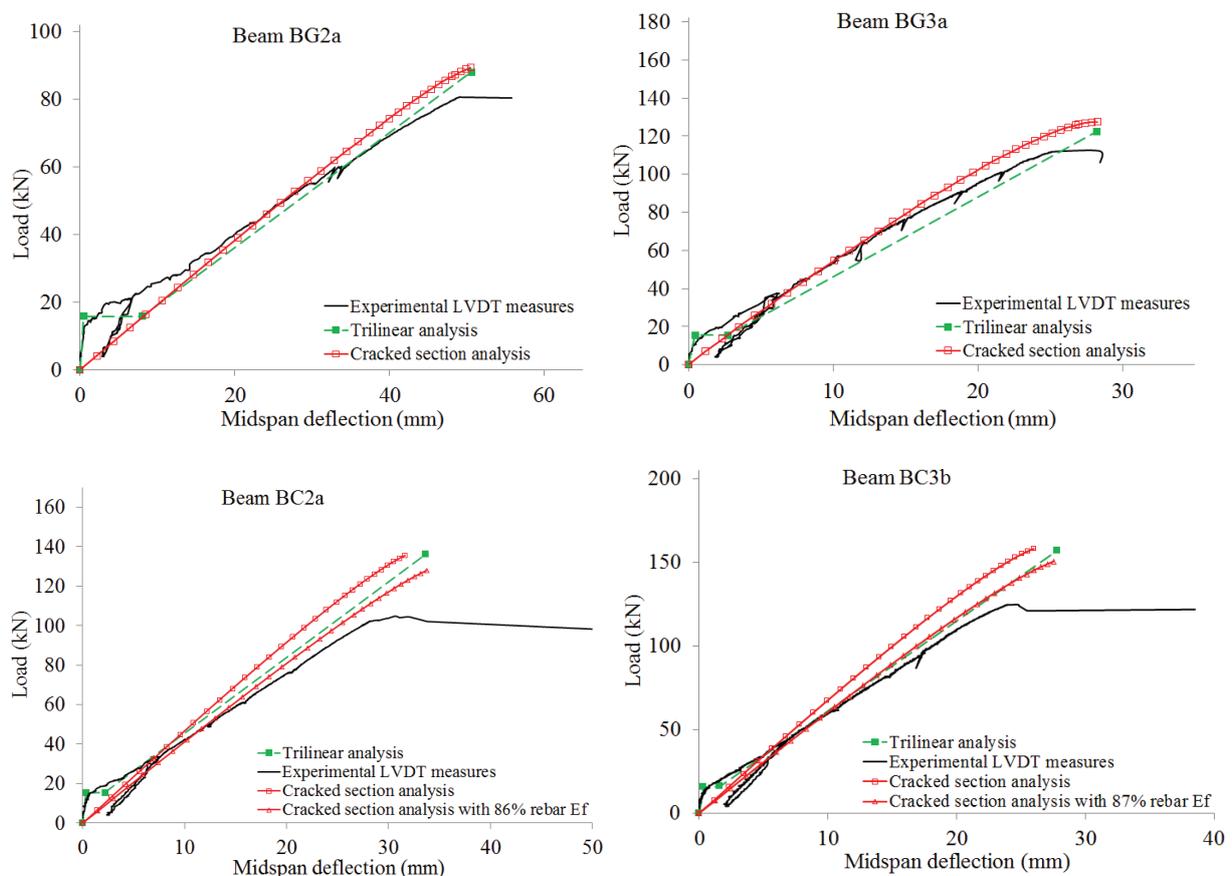


Figure 5.30 – Comparaison pour les prédictions de flèche analysées avec la méthode de la section fissurée et la méthode tri-linéaire [Al-Sunna, 2006]

La méthode tri-linéaire a été vérifiée par cette confrontation aux résultats de poutres d'Al-Sunna. L'estimation de la capacité des poutres en flexion ainsi que la prédiction de la flèche à l'Etat Limite de Service seront utilisées pour la construction de diagrammes dans la 3^{ème} partie de cette étude.

5.5 Analyse des poutres rompues à l'effort tranchant

5.5.1 Estimation de la capacité à l'effort tranchant

Lors de l'échange avec Sheffield, une estimation de la contribution du béton à l'effort tranchant ainsi que des cadres de renforcements a été estimée d'après les résultats développés par Guadagnini dans sa thèse [Guadagnini, 2002].

Il a notamment proposé une modification du modèle de l'Eurocode 2 pour le calcul de la contribution du béton à l'effort tranchant pour les poutres renforcées par des PRF.

L'équation modifiée de l'Eurocode 2 (Eq. (5.46)) est donnée par :

$$V_c = \left[0,12\xi \left(100\rho \frac{E_{f_{rp}}}{E_s} \Phi_s f_c \right)^{1/3} \right] bd \quad (5.46)$$

où ρ est le ratio des renforcements en traction, $E_{f_{rp}}$ le module d'élasticité des armatures longitudinales, E_s le module d'élasticité de l'acier, f_c la résistance en compression du béton et b et d la largeur et hauteur effective de la poutre respectivement. $\phi_s = \varepsilon_r / \varepsilon_y$ est le ratio entre déformation maximum admissible des renforcements PRF (pris égale à 0,0045) et la déformation de plastification de l'acier et $\xi = 1 + \sqrt{200/d}$.

La contribution des cadres peut être estimée à partir de l'approche classique formulée à partir de l'analogie du treillis (Eq. (3.23)) et en considérant la déformation maximum admissible de 0,0045 au lieu de 0,004 dans l'Eq. (3.24).

Pour les poutres ayant rompues au tranchant, le changement de pente qui survient après ouverture et stabilisation des fissures définit la force pour laquelle la contribution maximum du béton à l'effort tranchant est atteinte expérimentalement (Figure 5.31). On la note $V_{c,exp}$ dans le Tableau 5.5 qui suit.

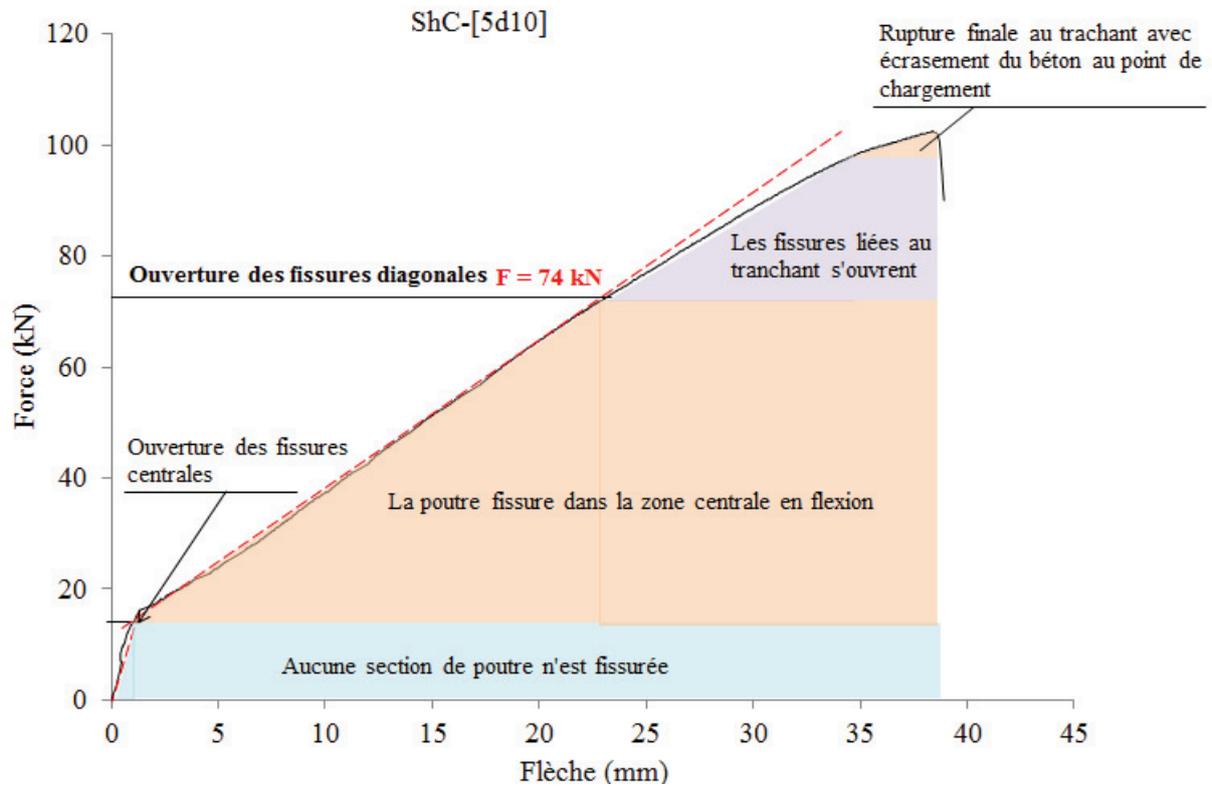


Figure 5.31 – Analyse graphique de la poutre ShC-[5d10]

Pendant l'expérience, la force a été appliquée jusqu'à rupture de la poutre, comme le montre la Figure 5.32 (a). Le bloc de compression qui se détache sous le point de chargement est visible sur la Figure 5.32 (b).



Figure 5.32 – Rupture au tranchant de la poutre ShC-[5d10] (a) en fin d'expérience (b) après l'expérience pendant son stockage

Les prédictions données par l'expression de l'Eurocode 2 modifiée, l'évaluation de la contribution des armatures (Eq. (3.23)) et les valeurs expérimentales de la contribution du béton et de la valeur totale de l'effort tranchant en fin d'expérience sont présentées dans le Tableau 5.5.

Poutres	Calcul EC2			Expérimental	
	V_c (kN)	V_f (kN)	V_{tot} (kN)	$V_{c,exp}$ (kN)	$V_{tot,exp}$ (kN)
ShG-[4d16]	35,4	87,7	123,1	39,5	59,3
ShG-[4d22]	41,8	17,6	59,4	38,6	46,8
ShC-[5d10]	37,2	17,9	55,1	37	51,3

Tableau 5.5 – Résultats de la prédiction de la contribution au tranchant

On observe que la contribution apportée par le béton est plutôt bien prédite par cette approche, en revanche la contribution des cadres est surestimée. L'écart entre la poutre ShG-[4d16] et les autres poutres vient de l'utilisation de cadres de diamètres 12 mm au lieu de cadres de diamètres 6,5 mm. Une raison possible de la rupture anticipée au tranchant pourrait être aussi un écart entre cadres de 210 mm qui est limite par rapport à une hauteur effective de 360 mm. Il se pourrait que des fissures de cisaillement se développent entre deux cadres. Une étude plus poussée sur l'effort tranchant permettrait de confirmer cette hypothèse mais ne fait pas l'œuvre de cette thèse.

5.5.2 Estimation de la flèche induite par l'effort tranchant

Le but de cette analyse des poutres ayant rompues au tranchant, éclairée par des travaux menés à Sheffield, est de comprendre le phénomène et de savoir si l'on est capable de prédire et maîtriser cette rupture.

Pour la prédiction de la flèche, le programme MATLAB développé par Fang Yang a pu être utilisé lors de mon séjour à l'université de Sheffield. Fang vient de terminer une thèse sur la prédiction de la flèche induite par l'effort tranchant [Yang, 2014].

Elle propose une nouvelle équation pour estimer l'inclinaison des angles de bielles de compression qui se développent dans le béton sous l'effet du cisaillement, et l'implémente dans le modèle connu du treillis. L'équation qui décrit la variation de l'angle que forme le treillis à n'importe quelle position de la poutre est décrit par l'Eq. (5.47) qui reprend le format de l'équation proposée par Branson [Branson, 1977] pour estimer la dégradation de la flèche en flexion.

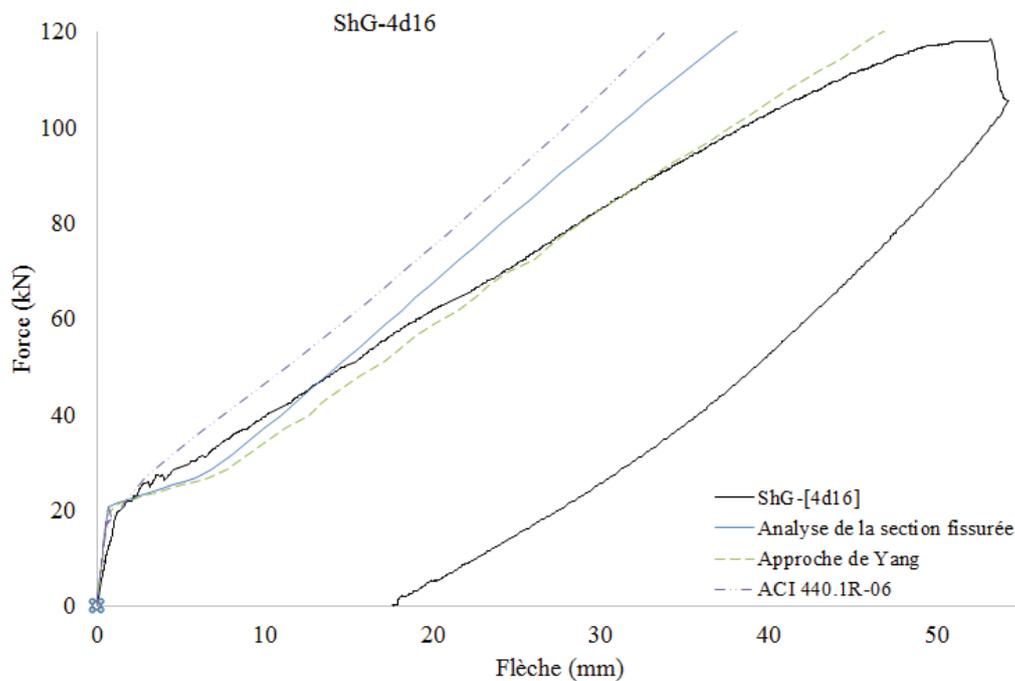
$$\theta_{e,x} = \left(\frac{M_{cr}}{M_{a,x}} \right)^3 \theta_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_{a,x}} \right)^3 \right] \theta_{cr} \quad (5.47)$$

Avec M_{cr} le moment de fissuration, $M_{a,x}$ le moment appliqué à la section considérée, θ_g l'angle des bielles avant la fissuration en flexion et θ_{cr} l'angle de la bielle à l'état complètement fissuré qui est pris égal à l'angle de la fissure diagonale critique [Yang, 2014]. Dans son modèle numérique, la flèche additionnelle engendrée par le cisaillement se décompose en deux parties, la flèche induite par le cisaillement après l'ouverture des fissures diagonales et celle induite par une plus grande élongation des armatures de renforcement en flexion.

Le résultat pour les poutres ayant rompues au tranchant est montré sur la Figure 5.33. Le calcul montre que la flèche induite par le cisaillement n'est pas négligeable surtout pour des forces appliquées élevées. Le Tableau 5.6 résume le pourcentage de chaque flèche sur la flèche totale.

	ShG-[4d16]	ShG-[4d22]	ShC-[5d10]
Flèche de flexion (mm)	37,6	20,2	27,4
Flèche avec prise en compte du cisaillement (mm)	46,2	25,5	33
Flèche expérimentale (mm)	53,3	33,5	38,4
% flèche de flexion	70,6%	60,2%	71,4%
% flèche de tranchant	16,1%	15,8%	14,6%

Tableau 5.6 – Estimation de la contribution des flèches de flexion et de cisaillement



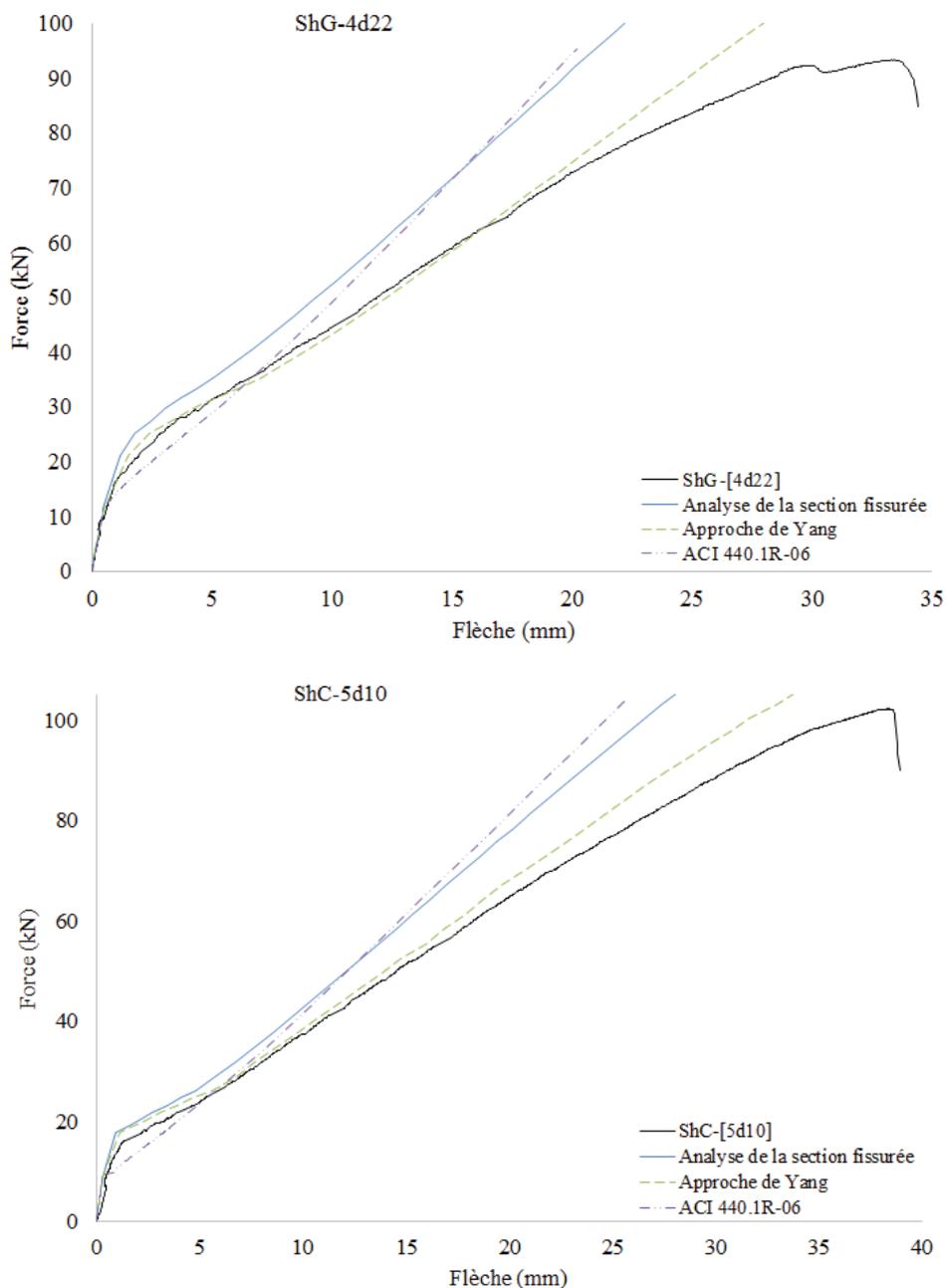


Figure 5.33– Approche de Yang implémentée sur les poutres de cette étude

Par cette approche, on peut estimer la flèche induite par l'effort tranchant à environ 15 % de la flèche totale. Ce paragraphe a pour but de montrer qu'il existe des méthodes récentes pour améliorer la prédiction des flèches dans le cas des poutres qui cassent sous l'effet de l'effort tranchant. Pour le reste de l'étude, à la partie B, les poutres seront dimensionnées pour des ruptures en flexion uniquement.

Aux termes de cette partie expérimentale, il est intéressant de confronter nos résultats aux codes existants.

Chapitre 6

Comparaison des résultats expérimentaux avec les prédictions des codes adaptés aux armatures PRF

6.1 Introduction

Dans ce chapitre, les équations présentées au chapitre 3 sont appliquées avec les données des propriétés géométriques et mécaniques des poutres testées puis comparées avec les résultats expérimentaux. Les coefficients de sécurité propres aux différents codes sont conservés dans le but de vérifier que les équations adaptées aux PRF et calibrées par beaucoup d'expériences sur des poutres typiques, restent valables dans le cadre peu étudié de poutres renforcées par des armatures PRF avec un béton de faible résistance mécanique. Dans cette analyse, les coefficients de sécurité seront donc conservés afin d'évaluer les marges de sécurité. De plus, des bases de données compilant les résultats expérimentaux d'autres chercheurs seront collectées pour comparer les écarts résultats expérimentaux/théoriques dans différentes conditions et pour différents bétons.

6.2 Prédiction des capacités des poutres rompues en flexion

Initialement, la poutre FIS-[4d14] a été dimensionnée pour atteindre la plastification de l'acier en premier tandis que les poutres FIC-[4d15] et FIG-[4d16] ont été dimensionnées pour atteindre l'écrasement du béton dans la zone de compression avant la rupture des armatures de traction. Pour ce pré-dimensionnement, les ratios à l'équilibre définis aux Eq. (3.5), (3.6) ont été utilisés pour les codes ACI 440.1R-06 et CSA S806-12 respectivement. Un ratio à l'équilibre pour l'Eurocode 2 est redéfini par rapport aux hypothèses de l'analyse linéaire classique des sections, selon l'Eq. (6.1). Le Tableau 6.1 montre les résultats de ces ratios à l'équilibre comparés aux ratios d'armatures choisis et le mode de rupture associé. Les moments résistants théoriques calculés à partir des équations de l'ACI 440.1R-06, le CSA S806-12 et l'Eurocode 2 (Eq. (3.8), (3.12) et (3.15)) sont rappelés au Tableau 6.2, et sont également comparés aux moments capacitifs atteints expérimentalement dans le Tableau 6.1.

$$\rho_{fb} = 0.8 \frac{f_{ck}}{f_{fu}} 0.8 \frac{E_f \varepsilon_{cu}}{E_f \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad (6.1)$$

*Développement d'une méthodologie d'analyse structurale de bâtiments en béton armé
- Application aux poutres renforcées par des armatures PRF -*

	ACI		CSA		EC2			
	ρ_f (%)	M_{exp} (kN.m)	ρ_f/ρ_{fb}	M_n/M_{exp}	ρ_f/ρ_{fb}	M_n/M_{exp}	ρ_f/ρ_{fb}	M_n/M_{exp}
FIS-[4d14]	0,68	99	0,63	0,95	0,65	0,97	0,64	0,89
FIG-[4d16]	0,89	101,3	3,55	0,83	3,43	0,85	3,85	0,79
FIC-[4d15]	0,79	133,3	10,01	0,98	9,94	0,98	9,77	0,92

Tableau 6.1– Comparaison résultats expérimentaux et prédictions des codes pour l'estimation du moment résistant

La poutre en béton armé renforcée par des aciers est bien dimensionnée pour arriver à la plastification des aciers avec un ratio d'armatures inférieur au ratio à l'équilibre, contrairement aux autres poutres qui sont bien dimensionnées pour rompre par compression du béton. Cependant, on peut observer que le ratio à l'équilibre varie d'un matériau à l'autre. Il est par exemple de 1,1 % pour l'acier contre 0,25% pour le verre et 0,08% pour le carbone d'après les calculs ACI 440.1R-06. Il est donc intéressant de remarquer que ce n'est pas parce que le ratio des armatures PRF doit être supérieur au ratio à l'équilibre que l'on doit obligatoirement mettre plus de renforcements PRF que d'acier en termes de moment résistant.

Nom du code de dimensionnement	Diagramme rectangulaire -représentation graphique-	Expression analytique du moment résistant
Eurocode 2		$M_n = \eta f_{cd} b d^2 (\lambda \xi) \left(1 - \frac{\lambda \xi}{2} \right)$
ACI 440.1R-06		$M_n = \rho_f f_f \left(1 - 0,59 \frac{\rho_f f_f}{f'_c} \right) b d^2$
CSA S806-12		$M_n = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 c b \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right)$

Tableau 6.2 – Expressions des moments résistants et diagrammes associés

Les deux poutres renforcées par des PRF ont bien cassé par l'écrasement du béton avec un ratio de renforcement expérimental de 2 à 10 fois supérieur au ratio à l'équilibre. Par ailleurs, les prédictions sur le moment capacitif, données par les trois codes étudiés ici, sous-estiment les moments expérimentaux de manière sécuritaire. Les résultats donnés par les codes américains et canadiens sont similaires avec 15% d'écart pour les armatures en verre et 2% d'écart pour les armatures de carbone et une moyenne de 4% pour les aciers. L'écart des résultats donnés par

*Développement d'une méthodologie d'analyse structurelle de bâtiments en béton armé
- Application aux poutres renforcées par des armatures PRF -*

L'Eurocode 2 est un peu plus conservateur avec 21% d'écart pour le verre, 8% d'écart pour le carbone et 11% d'écart pour l'acier.

Pour estimer la robustesse des prédictions données par ces codes sur le moment capacitif, des résultats d'autres études expérimentales ([Toutanji and Saafi, 2000], [Wang and Belarbi, 2005], [Barris et al., 2009], [Rafi et Nadjai, 2009]) sont recensés dans le Tableau 6.3. Toutes ces poutres sont testées en flexion 4 points. Pour plus de clarté, seules les expériences où la rupture finale en flexion est due à l'écrasement du béton en compression ont été retenues, ainsi les ratios M_n/M_{exp} peuvent être comparés aux résultats de cette présente thèse.

	Nomenclature	L (m)	b (m)	d (m)	A_f (mm ²)	ρ_f (%)	M_{exp} (kN.m)	f_{cm} (Mpa)	f_{ju} (Mpa)	E_f (Gpa)
Wang et Belarbi, 2005	F4C	1,83	0,178	0,19	219	0,64	46	30	2069	124
	F4G	1,83	0,178	0,19	723	2,13	40	30	690	41
	F8G	1,83	0,178	0,19	1077	3,17	42	30	552	41
Toutanji et Saafi, 2000	GB1-1	2,8	0,18	0,27	252,7	0,52	60	35	695	40
	GB1-2	2,8	0,18	0,27	252,7	0,52	59	35	695	40
	GB2-1	2,8	0,18	0,27	383,9	0,79	65	35	695	40
	GB2-2	2,8	0,18	0,27	383,9	0,79	64,3	35	695	40
	GB3-1	2,8	0,18	0,27	534,6	1,1	71	35	695	40
	GB3-2	2,8	0,18	0,27	534,6	1,1	70,5	35	695	40
	BRC2	1,75	0,12	0,17	141,8	0,68	29,2	41,7	1676	135,9
Barris et al., 2009	C-212-D1	1,8	0,14	0,16	226,2	0,99	36,9	59,8	1353	63,3
	C-216-D1	1,8	0,14	0,16	402,1	1,78	44	56,3	995	64,2
	C-316-D1	1,8	0,14	0,16	603,2	2,67	50,2	55,2	995	64,2
	C-212-D2	1,8	0,16	0,14	226,2	0,99	26,6	39,6	1353	64,3
	C-216-D2	1,8	0,16	0,14	402,1	1,79	41,3	61,7	995	64,2
	C-316-D2	1,8	0,16	0,14	603,2	2,68	45,2	60,1	995	64,2

Tableau 6.3 – Base de données de poutres en béton renforcées par PRF ayant cassées par écrasement du béton en zone de compression

	Nomenclature	ACI		CSA		EC2	
		ρ_f/ρ_{fb}	M_n/M_{exp}	ρ_f/ρ_{fb}	M_n/M_{exp}	ρ_f/ρ_{fb}	M_n/M_{exp}
Wang et Belarbi, 2005	F4C	5,31	0,63	6,02	0,75	5,46	0,67
	F4G	5,88	0,75	6,67	0,89	6,05	0,79
	F8G	5,82	0,81	6,63	0,97	6,02	0,84
Toutanji, et Saafi, 2000	GB1-1	1,26	0,65	1,47	0,74	1,25	0,71
	GB1-2	1,26	0,66	1,47	0,75	1,25	0,72
	GB2-1	1,92	0,71	2,23	0,82	1,90	0,77
	GB2-2	1,92	0,72	2,23	0,83	1,90	0,78
	GB3-1	2,67	0,74	3,10	0,85	2,64	0,80
	GB3-2	2,67	0,75	3,10	0,86	2,64	0,80
	BRC2	2,53	0,74	3,00	0,84	2,39	0,77
Barris et al., 2009	C-212-D1	3,82	0,60	4,09	0,70	2,87	0,67
	C-216-D1	4,11	0,60	4,34	0,70	3,11	0,66
	C-316-D1	6,32	0,60	6,62	0,70	4,77	0,65
	C-212-D2	6,22	0,54	5,75	0,70	4,66	0,65
	C-216-D2	3,72	0,59	4,05	0,67	2,81	0,64
	C-316-D2	5,75	0,61	6,20	0,71	4,35	0,66

Tableau 6.4 – Comparaison expérimental par rapport aux prédictions sur la base de données

Sur cette base de données, les écarts entre les moments résistants expérimentaux et ceux prédits par les trois mêmes codes sont calculés. De même, le rapport entre les ratios de renforcement est estimé. Le code ACI 440.1R-06 est en moyenne 33% plus conservateur que le moment résistant expérimental, tandis que l'Eurocode 2 est à 28% d'écart et le CSA S806-12 à 22% d'écart. Le code ACI 440.1R-06 donne les résultats les plus conservateurs, alors que le CSA S806-12 a les résultats les plus proches des moments expérimentaux ultimes. Les résultats de ces tableaux pris individuellement sont exploités graphiquement dans les Figures (6.1) et (6.2) suivantes.

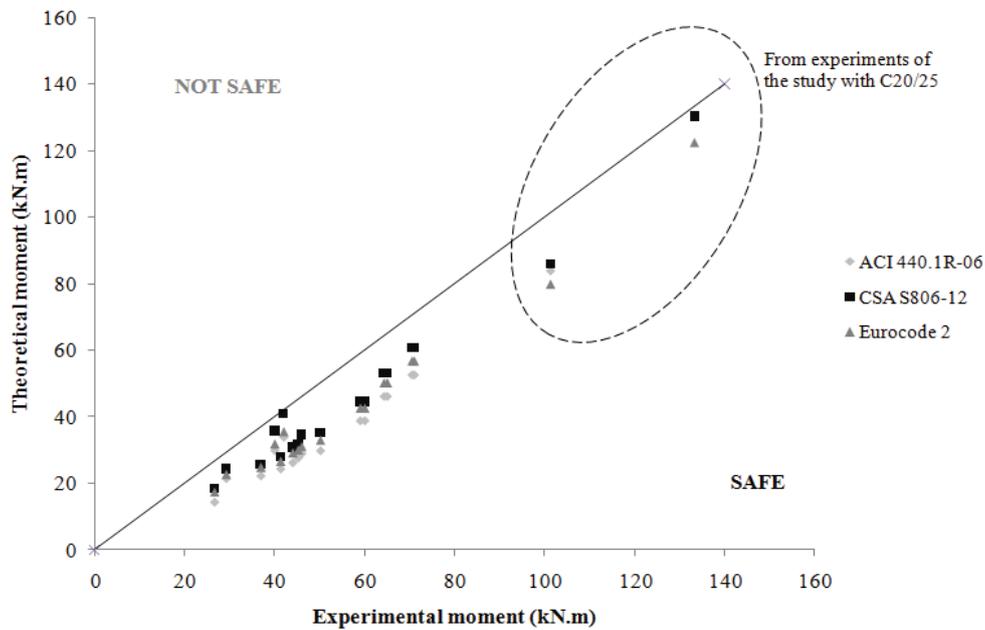


Figure 6.1 – Moment résistant expérimental vs prédictions pour les poutres renforcées par PRF

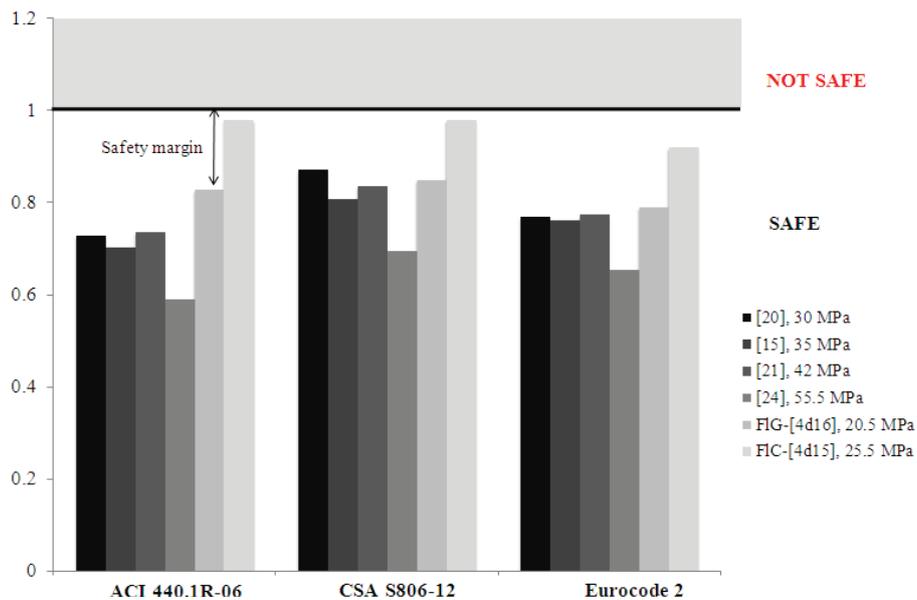


Figure 6.2 – Comparaison des moments prédits pour différentes expériences

Dans un premier temps, la Figure 6.1 montre que les moments atteints pour les poutres de ce programme expérimental sont entre 2 et 2,7 fois plus grands que les moments atteints en moyenne par les expériences issues de la littérature. Cette observation confirme le fait que les données expérimentales générées par cette thèse explorent un champ de possibilités non encore étudié, du fait de la longueur des poutres notamment.

De plus, la Figure 6.2 compare les rapports entre moments expérimentaux et prédictions pour différents codes et différentes études. On observe une marge de sécurité réduite par rapport à des études où le béton a une résistance en compression supérieure ou égale à 30 MPa.

6.3 Prédictions des capacités des poutres rompues à l'effort tranchant

Les équations présentées au chapitre 3 dans la section 3.3, dont les formules ne sont pas rappelées, sont utilisées sur les trois poutres du programme qui ont cassées à l'effort tranchant. Les résultats sont présentés dans le Tableau 6.5 suivant.

	F_{exp}	CNR DT 203			ACI 440.1R-06			CSA S806-12		
		$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,f}$	F_{exp}/F_{pred}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,f}$	F_{exp}/F_{pred}	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,f}$	F_{exp}/F_{pred}
ShG-[4d16]	118,5	15,0	99,3	0,52	23,3	77,9	0,59	23,9	15,1	1,52
ShG-[4d22]	93,5	16,4	32,6	0,96	28,3	15,6	1,06	25,3	5,3	1,53
ShC-[5d10]	102,5	21,0	33,1	0,95	25,6	15,9	1,23	23,8	4,3	1,82
		Mean ratio 0,81			Mean ratio 0,96			Mean ratio 1,62		

Tableau 6.5 – Comparaison des efforts tranchants prédictifs et expérimentaux

Les résultats de la contribution des cadres d'effort tranchant des poutres ShG-[4d22] et ShC-[5d10] sont proches pour chacun des codes indépendamment. La même valeur calculée pour la poutre ShG-[4d16] est bien plus élevée, la différence entre les deux jeux de données vient de l'utilisation de cadres de diamètre 6 mm dans le premier cas contre des cadres de 12 mm dans le deuxième cas. D'autre part, la variation des résultats pour la contribution du béton dépend des coefficients de sécurité admis pour chaque code de dimensionnement.

La prédiction de l'effort tranchant capacitif qui est la somme de la contribution du béton et de la contribution des cadres est ensuite comparée aux résultats expérimentaux. Au total, deux codes sur trois surestiment la résistance à l'effort tranchant avec les propriétés des matériaux utilisées pour ces poutres. Seul le code CSA S806-12 donne une estimation sécuritaire, et la différence majeure est au niveau de la contribution des cadres d'effort tranchant. Si l'on revient aux équations, on remarque que le code CSA S806-12 applique de forts coefficients de réduction ($0,4 \phi_F$) avec $\phi_F = 0,75$ et l'expression tient compte de l'angle des bielles de compression dans le béton. La figure 6.3 permet de visualiser ces résultats sur un graphique.

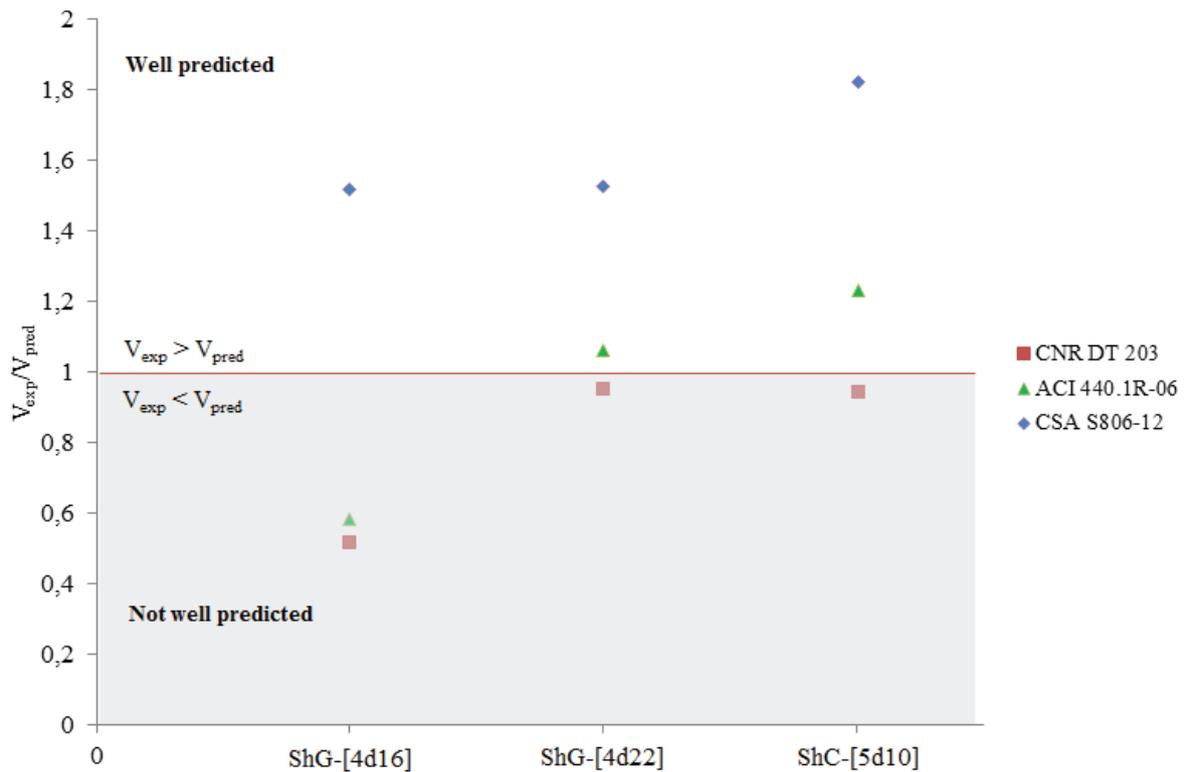


Figure 6.3 – Ratio V_{exp}/V_{pred} pour les différentes poutres testées

L'étude de Fico [Fico, 2007] compare également des résultats réglementaires de code de dimensionnement incluant les coefficients de sécurité pour une base de données constituée de 85 poutres. Fico utilise l'équation des codes CNR-DT 203, ACI 440.1R-06 et CSA S806-02. Il trouve des résultats conservateurs qui sont de 1,28 ; 2,18 et 1,58 respectivement pour le ratio V_{exp}/V_{pred} . Il est intéressant d'observer que la différence entre le code CSA S806-02 et CSA S806-12 ne joue que sur l'évaluation de l'angle des bielles de compression qui est supposé égal à 45° pour le code CSA S806-02. Deux conclusions peuvent être tirées de ces calculs et comparaisons, la première est que l'influence de la résistance en compression semble avoir un rôle important pour l'évaluation de la résistance à l'effort tranchant (les poutres de la base de données ont des résistances en compression supérieures à 30 MPa), et la deuxième est que la modification de l'équation des codes CSA S806 avec l'introduction de l'évaluation de l'angle des bielles de compression dans le béton permet d'avoir une estimation sécuritaire. Pour confirmer ces observations, d'autres tests sur des poutres renforcées d'un béton de basse résistance en compression devraient être menés. D'une manière plus générale, une modification de la méthode du treillis classique supposant un angle de 45° pourrait être améliorée en travaillant que une évaluation plus précise de cet angle en fonction des données des matériaux.

6.4 Prédiction des flèches

6.4.1 Discussion sur les modèles dérivés de l'équation de Branson

Les codes américains ACI 318-05 et autres versions antérieures proposent d'évaluer l'inertie effective par l'équation de Branson dans le cadre du renforcement par des aciers, rappelée ci-dessous (Eq. (6.2)).

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (6.2)$$

La transition entre le moment d'inertie brute et le moment d'inertie de la section totalement fissurée est exprimé en fonction du rapport des moments. Le résultat de cette transition est représenté sur la Figure 6.4.

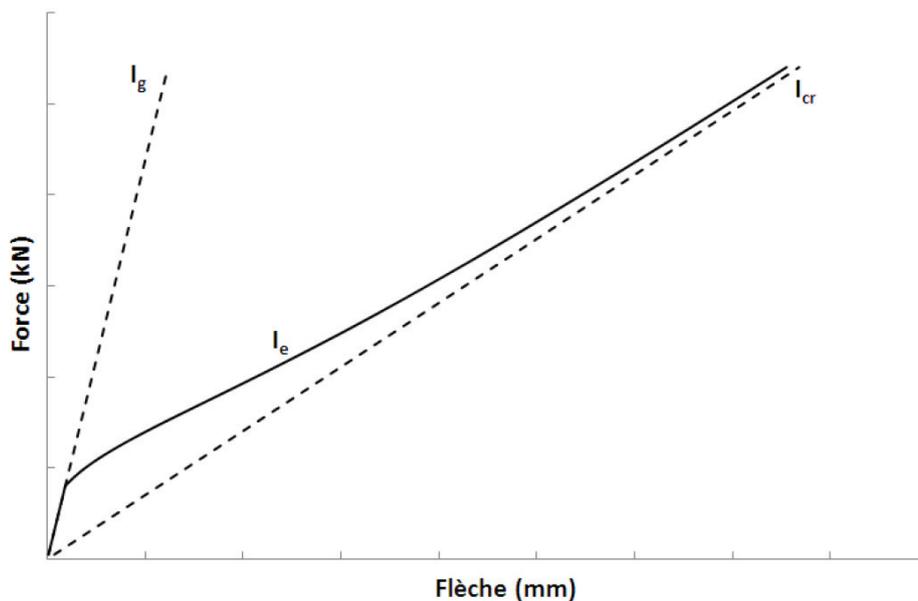


Figure 6.4 – Allure générale de la flèche par application de l'équation de Branson

L'évolution des équations dérivées de l'équation de Branson, issues de nombreux travaux ([Benmokrane et al., 1996], [Toutanji and Saafi, 2000], [Yost et al., 2003], [Rafi et Nadjai, 2009]) et décrites dans la section 3.4.1, sont rappelées dans le Tableau 6.6 ci-dessous.

Le moment de fissuration théorique dépend de la résistance en traction du béton, il peut être calculé selon l'équation donnée par les codes ACI (Eq. (6.3)) et qui vient d'une analyse linéaire.

$$M_{cr, ACI} = \frac{2f_t I_g}{h} \quad (6.3)$$

où $f_t = 0.62\sqrt{f_c}$

La règle pour le calcul de la résistance en compression spécifique f'_c est donnée par le code ACI 318-05 comme étant :

$$\begin{cases} f'_c = f_{cm} - 6,9 & \text{si } f_{cm} < 20,7 \text{ MPa} \\ f'_c = f_{cm} - 8,23 & \text{si } f_{cm} > 20,7 \text{ MPa} \end{cases} \quad (6.4)$$

On remarque que la méthodologie employée par les codes ACI ne tient pas compte du taux de renforcement longitudinal. L'inertie de section brute est calculée par rapport au béton seul pour le calcul du moment de fissuration. Il existe d'autres codes où l'inertie de la section brute est homogénéisée par rapport au béton, par exemple le code canadien CSA S806. La valeur de l'inertie homogénéisée est alors différente suivant le taux de renforcement de la section.

$$M_{cr,CSA} = \frac{f_r I_t}{y_t} \quad (6.5)$$

avec I_t l'inertie de la section non fissurée homogénéisée et y_t la distance entre le centre de gravité de la section non fissurée et la fibre inférieure de la surface tendue. Dans le code CSA, la résistance en traction du béton se calcule :

$$f_t = 0.6 \lambda \sqrt{f'_c} \quad (6.6)$$

Avec λ le facteur de modification de la densité du béton égal à 1 pour une densité standard

Les moments de fissuration sont calculés pour les poutres PRF et comparés aux moments expérimentaux. Cependant, le moment expérimental peut être calculé de différentes manières :

- Soit par rapport à la force de fissuration identifiée : on considère alors que le moment de fissuration est égal au moment externe correspondant, qui se calcule avec $L = 4$ m par

$$M_{cr,exp} = \frac{P_{cr,exp}}{6} \cdot L \quad (6.7)$$

- Soit par rapport à la déformation dans les armatures correspondantes à la force de fissuration. Dans ce cas, le moment de fissuration peut être calculé avec l'expression du moment interne en phase 1 (Eq. 6.8) ou en passant par l'inertie homogénéisée de la section (Eq. 6.9).

$$M_{cr,exp} = bE_c \frac{\varepsilon_{frp}}{(d-x_u)} \frac{h(h-x_u)^2}{3} + \varepsilon_{frp} E_f A_f \left(d - \frac{x_u}{3} \right) \quad (6.8)$$

$$M_{cr,exp} = \frac{E_c \varepsilon_{ct,exp} I_{hom}}{(h-x_u)} = E_c \frac{\varepsilon_{frp}}{(d-x_u)} \left(\sum I_i + \sum (x_i - x_u)^2 A_i \right) \quad (6.9)$$

*Développement d'une méthodologie d'analyse structurale de bâtiments en béton armé
- Application aux poutres renforcées par des armatures PRF -*

Référence	Modèle
Benmokrane et al. 1996	$\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \frac{I_g}{\beta_0} + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \alpha_0 I_{cr}$ $\alpha_0 = 0.84 \text{ et } \beta_0 = 7$
Toutanji et Saafi, 2000	$\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^m\right] I_{cr}$ $m = 6 - 10 \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \rho \text{ si } \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \rho < 0.3$ $m = 3 \text{ si } \left(\frac{E_f}{E_s}\right) \rho \geq 0.3$
Yost et al. 2003	$\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$ $\beta_d = \alpha_b \left(\frac{E_f}{E_s} + 1\right); \alpha_b = 0.064 \left(\frac{\rho}{\rho_{fb}}\right) + 0.13$
ACI 440.1R-06	$\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$ $\beta_d = \frac{1}{5} \left(\frac{\rho}{\rho_{fb}}\right)$
Rafi et Nadjai 2009	$\left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \beta_d I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \frac{I_{cr}}{\gamma}$ $\gamma = \left(0.0017 \frac{\rho}{\rho_{fb}} + 0.8541\right) \left(1 + \frac{E_f}{2E_s}\right)$

Tableau 6.6 – Expressions des inerties effectives modifiées pour l’usage des PRF

Le Tableau 6.7 présente les moments théoriques et les différents résultats pour les moments expérimentaux, cependant tous associés à une même force de fissuration identifiée.

Les données géométriques étant les mêmes pour chacune des poutres, seule la moyenne de la résistance en compression du béton va influencer le moment de fissuration théorique calculé par le code ACI.

Premièrement, le fait que la méthodologie de calcul employée ACI ne tienne pas compte du taux de renforcement ni des modules d’Young des différents matériaux semble une approximation assez forte. L’utilisation de l’inertie homogénéisée de la section non fissurée dans le cadre des codes CSA semble plus cohérente, c’est le moment de fissuration retenu pour la suite de l’étude. Par ailleurs, il a été montré dans les sections précédentes que le moment interne pouvait être différent du moment externe, notamment à l’ouverture des fissures. Estimer le moment interne est la méthode la plus précise pour calculer le moment de fissuration expérimental. C’est la méthode de calcul pour laquelle on fait le moins d’approximation, elle ne nécessite que la valeur de déformation des armatures à la force de fissuration ainsi que les données géométriques et mécaniques connues de la poutre.

*Développement d'une méthodologie d'analyse structurale de bâtiments en béton armé
- Application aux poutres renforcées par des armatures PRF -*

Nomenclature	$M_{cr,th}$ τ / ACI (kN.m)	$M_{cr,th}$ τ / CSA (kN.m)	$P_{cr,exp}$ (kN)	$M_{cr,exp}$ τ / M_{ext} (kN.m)	$M_{cr,exp}$ τ / M_{int} (kN.m)	$M_{cr,exp}$ τ / M_{hom} (kN.m)
FIS-[4d14]	14,7	16,9	12,75	9,6	18	17,7
FIG-[4d16]	15,25	18,4	12,25	9,2	19,3	18,8
FIC-[4d15]	17,2	17,05	20,5	15,4	17,2	16,9
ShG-[4d16]	12,2	13,5	14,25	10,7	8,4	8,1
ShG-[4d22]	12,15	13,8	16,5	12,4	12,1	11,3
ShC-[5d10]	12,2	14	13,5	10,1	8,2	8,1

Tableau 6.7 – Comparaison entre les moments de fissuration calculés avec les formules d'ACI et du CSA et les moments de fissuration expérimentaux

Si l'on prend le moment interne à la fissuration comme référence expérimentale, alors le moment théorique donné par le code CSA sous-estime le moment expérimental de 0,9 % pour la poutre FIC-[4d15] coulé avec un 25 MPa et de 5,4% en moyenne pour les poutres FIS-[4d14] et FIG-[4d16] renforcées avec du béton de 20 MPa. En revanche, la même formule du CSA surestime de 30% les poutres ayant utilisées un béton de 15 MPa. Etant donné cette erreur non négligeable, les modèles de prédiction de la flèche sont appliqués en utilisant les valeurs des moments de fissuration expérimentaux pour la suite de l'étude.

Modèles avec coefficient réducteur β_d devant I_g

Différents groupes de chercheurs ont étudiés la flèche pour des poutres renforcées de PRF en appui simple ([Benmokrane et al. 1996], [Zhao et al. 1997], [Yost et al. 2003], [Rasheed et al. 2004]). Ils ont montré que la courbe expérimentale force-flèche pouvait être simplement décalée par rapport à la courbe prédictive donnée par l'équation de Branson. L'équation de Branson sous-estime la flèche, notamment pour des éléments peu renforcés. Il a donc été proposé de réduire I_g , une fois que la section a atteint le moment de fissuration. L'interpolation se fait donc entre $\beta_d I_g$ et I_{cr} , et la courbe est translatée pour tout moment supérieur au moment de fissuration. Les valeurs du coefficient de réduction β_d pour les modèles de Yost et al. [Yost et al., 2003] et ACI 440.1R-06 [ACI, 2006] sont présentées dans le Tableau 6.8 pour chacune des poutres renforcées par des PRF. β_d doit toujours être inférieur ou égal à 1.

Nomenclature	β_d Yost et al. 2003	β_d ACI 440.1R-06	$\frac{I_{cr}}{I_g}$
FlG-[4d16]	0,3501	0,4754	0,1605
FlC-[4d15]	0,6249	1	0,3106
ShG-[4d16]	0,4519	0,7318	0,1920
ShG-[4d22]	1	1	0,2881
ShC-[5d10]	0,3730	0,6478	0,2416

Tableau 6.8 – Valeurs des coefficients de réduction β_d

Les deux modèles sont appliqués à la poutre ShG-[4d16] dans la Fig. 6.5 Cette poutre a le plus grand $\Delta\beta_d$ entre les deux modèles, ce qui permet de bien distinguer les deux courbes.

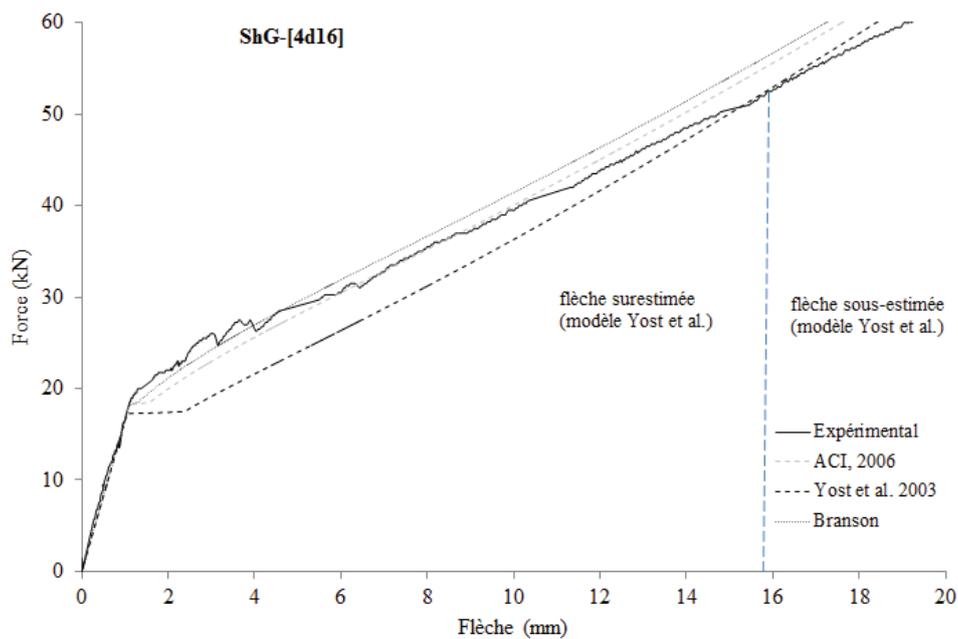


Figure 6.5 – Modification apportée par les modèles ACI 440.1R-06 et Yost et al. à la poutre ShG-[4d16]

Le modèle prédictif de Yost et al. surestime la flèche jusqu'à 43 % de la charge maximum ce qui couvre l'Etat Limite de Service. Pour cette poutre, le code ACI ne permet de surestimer la flèche que jusqu'à 28 %. Parfois, la flèche est complètement sous-estimée.

Par exemple, pour la poutre ShC-[5d10] (Figure 6.6) la flèche théorique donnée par le modèle ACI sous-estime la flèche expérimentale dès le moment de fissuration.

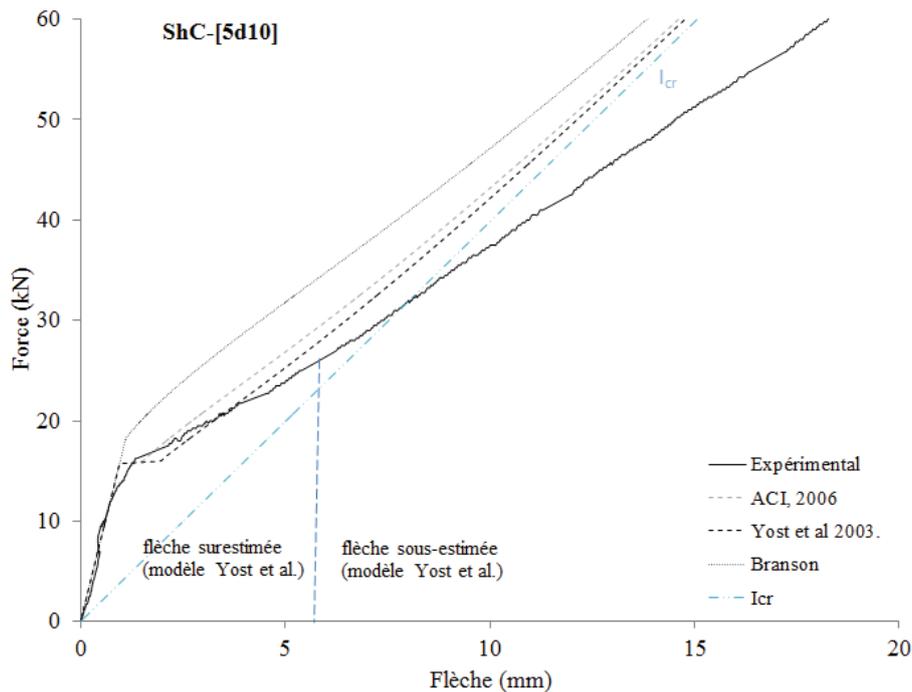


Figure 6.6 – Modification apportée par les modèles ACI 440.1R-06 et Yost et al. à la poutre ShC-[5d10]

La valeur de la flèche transite entre un état initial représenté par la droite I_g à un état final correspond à la droite I_{cr} . De nombreuses fois, la flèche calculée avec I_{cr} sous-estime la valeur de la flèche expérimentale pour de grandes charges. Pour rectifier cette pente, certaines modifications à l'équation de Branson visent à réduire également la contribution de l'inertie fissurée.

Coefficients de réduction pour I_g et I_{cr}

L'hypothèse d'adhérence parfaite supposée par les méthodologies de calcul peut être remise en question. Des études montrent que la transmission des efforts entre le béton et les armatures PRF n'est pas totale [Muñoz, 2010]. Les flèches expérimentales sont sous-estimées par la flèche calculée avec l'inertie effective I_e , certaines équations ont donc tenté de réduire également I_{cr} par un coefficient multiplicateur. Ainsi, ce nouveau coefficient correspondrait à la réduction de l'action composite entre béton et armatures PRF.

Une telle équation a été proposée par Benmokrane et al. en 1996 où les coefficients réducteurs de I_g et I_{cr} ont été calibrés par rapport à une campagne expérimentale [Benmokrane et al., 1996]. Les recherches menées par Gao et al. [Gao et al., 1998], ont explicité le fait que les coefficients doivent tenir compte du type et de la quantité d'armatures pour quantifier la perte de "tension stiffening". En 2009, Rafi et Nadjai [Rafi et Nadjai, 2009] modifient le modèle de l'ACI 440-1R.06 et proposent une nouvelle équation avec deux coefficients réducteurs. Le Tableau 6.9 présente les valeurs du coefficient γ du modèle de Rafi et Nadjai pour cette étude.

Nomenclature	γ Rafi et Nadjai 2009
FlG-[4d16]	0,9615
FlC-[4d15]	1,1464
ShG-[4d16]	0,9640
ShG-[4d22]	0,9648
ShC-[5d10]	1,1175

Tableau 6.9 - Valeurs des coefficients de réduction γ

Dans le cas des poutres renforcées par des armatures en fibre de verre, le coefficient γ est inférieur à 1. La contribution de I_{cr} est augmentée au lieu d'être diminuée, cela n'améliore pas le modèle. Les flèches prédictives données par le modèle de Benmokrane et al. [Benmokrane et al., 1996] et celui de Rafi et Nadjai [Rafi et Nadjai, 1009] sont montrées sur la Figure 6.7 ci-dessous.

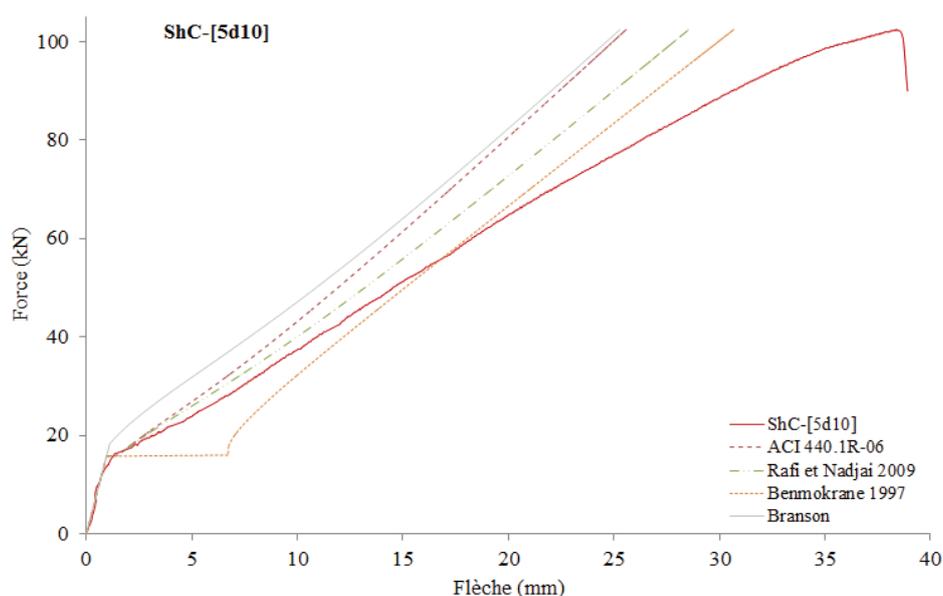


Figure 6.7 – Modification apportée par le modèle de Rafi et Nadjai sur la poutre ShC-[5d10]

Les courbes obtenues pour les modèles de Benmokrane et Rafi et Nadjai sont comparées à la flèche expérimentale, à la courbe des modèles de Branson et à celle de l'ACI 440.1R-06. Les prédictions données par le modèle de Benmokrane et al. sont très conservatrices, à l'état limite de service la flèche est largement surestimée. La rigidité flexionnelle de la poutre est davantage diminuée par le modèle de Benmokrane et al. parce que le coefficient associé à I_{cr} est plus grand (équivalent à $1/0,84 = 1,19$). Diminuer le moment d'inertie de la section totalement fissurée dans l'expression du moment effectif semble être une bonne voie pour améliorer la prédiction des flèches des poutres avec armatures PRF.

Modification de l'exposant d'interpolation

Dans l'équation de Branson, le coefficient d'interpolation a un exposant $m=3$ qui traduit l'effet de "tension stiffening". Ce coefficient a été trouvé empiriquement dans les travaux de Branson [Branson, 1977]. Les armatures en PRF ont un module d'Young plus faible et un niveau de contraintes d'adhérence différent des armatures acier. Pour ces deux raisons, l'effet de reprise de la traction par le béton aux alentours des armatures est diminué. Pour tenir compte de cette réduction, Toutanji et Saafi [Toutanji et Saafi, 2000] ont modifié le coefficient d'interpolation m . Le nouveau coefficient m dépend du module d'Young des armatures et du taux de renforcement.

$$3 \leq m = 6 - 10 \left(\frac{E_f}{E_s} \right) \rho \leq 6 \quad (6.10)$$

La courbe expérimentale de force-flèche est donnée ci-dessous pour la poutre ShG-[4d22] (Figure 6.8). Les deux courbes correspondant à l'application du moment d'inertie effective de Branson et celui modifié de Toutanji et Saafi y sont également représentées. La flèche calculée à partir de l'équation de Branson est toujours sous-estimée alors que celle calculée par la méthode de Toutanji et Saafi surestime la flèche expérimentale jusqu'à 43% de la force maximum, ce qui est une amélioration par rapport au modèle de l'ACI 440.1R-06.

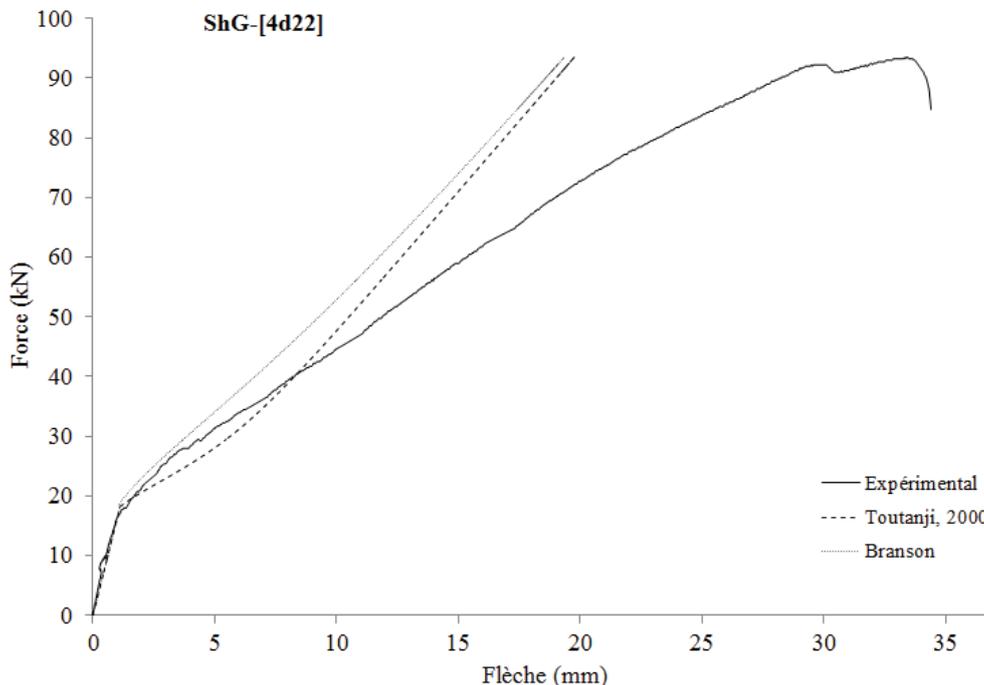


Figure 6.8 – Modification apportée par l'équation de Toutanji et Saafi sur la poutre ShG-[4d22]

L'écart observé à des charges élevées a déjà été mentionné par Al-Sunna [Al-Sunna, 2006] et Barris [Barris, 2009]. Les modèles développés se concentrent sur le respect des conditions de service, certaines modifications d'équations pourraient donc convenir tant qu'elles couvrent le domaine de l'état limite de service. Par ailleurs, la loi de béton utilisée est linéaire ce qui pourrait

expliquer la divergence des résultats pour des chargements au-delà de 43% de la force maximum en moyenne.

6.4.2 Discussion sur les modèles avec interpolation des déformations

La deuxième méthodologie, couramment utilisée par les codes européens notamment, consiste à faire une interpolation entre la déformation à l'état non fissuré et la déformation à l'état totalement fissuré. La déformation correspond soit à la courbure, soit directement à la flèche. Le principe est qu'à chaque étape de chargement, la contribution de la flèche (ou courbure) à l'état totalement fissuré augmente alors que celle de la flèche (ou courbure) à l'état non fissuré diminue proportionnellement.

Basé sur ce principe, des équations valables pour l'acier ont été adaptées pour approcher la flèche théorique dans le cadre des éléments renforcés par des PRF ([Faza et GangaRao 1992], [CEN 2004], [Bischoff, 2005]). Les différents modèles basés sur l'interpolation des déformations présentés au chapitre 3 sont résumés dans le Tableau 6.10 suivant.

Référence	Modèle
Bischoff, 2011	$I_e = \frac{I_{cr}}{1 - \gamma\eta \left(\frac{M_{cr}}{M_{max}}\right)^2}$ $\gamma = 1.7 - 0.7(M_{cr}/M_a); \eta = 1 - \frac{I_{cr}}{I_g}$
CAN/CSA S806-02	$\delta_{max} = \frac{PL^3}{24E_c I_{cr}} \left[3 \left(\frac{a}{L}\right) - 4 \left(\frac{a}{L}\right)^3 - 8 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g}\right) \left(\frac{L_g}{L}\right)^3 \right]$
CNR-DT 203	$\delta = \psi\delta_{II} + (1 - \psi)\delta_I$ $\psi = 1 - \beta_1\beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^2$

Tableau 6.10 – Expressions des flèches modifiées pour l'usage des PRF

Expression utilisée par l'Eurocode 2 (CEN 2004)

L'expression de la flèche dans l'Eurocode 2 est semblable à l'équation du guide CNR-DT 203 où la modification vient d'un facteur multiplicatif supplémentaire β_1 qui tient compte des propriétés d'adhérence des barres PRF, β_2 faisant référence à la durée de chargement. Cette équation de l'Eurocode 2 est en vigueur dans les codes de dimensionnement traditionnels appliqués aux renforcements en acier. La Figure 6.9 représente la différence qui existe entre les modèles de Branson et de l'EC2 de base.

Pour cette comparaison, on suppose un module d'Young de béton E_c , une inertie fissurée I_{cr} et non fissurée I_g et un moment de fissuration M_{cr} identiques pour les deux modèles. De cette manière, seule l'influence des coefficients d'interpolation est observée. De plus, on suppose un calcul de flèche à court-terme dans le cas de l'Eurocode 2, donc $\beta=1$.

On observe que la transition induite par l'expression de l'Eurocode 2 tend plus rapidement que l'expression de Branson vers l'asymptote formée par la flèche de la section totalement fissurée (ligne I_{cr}).

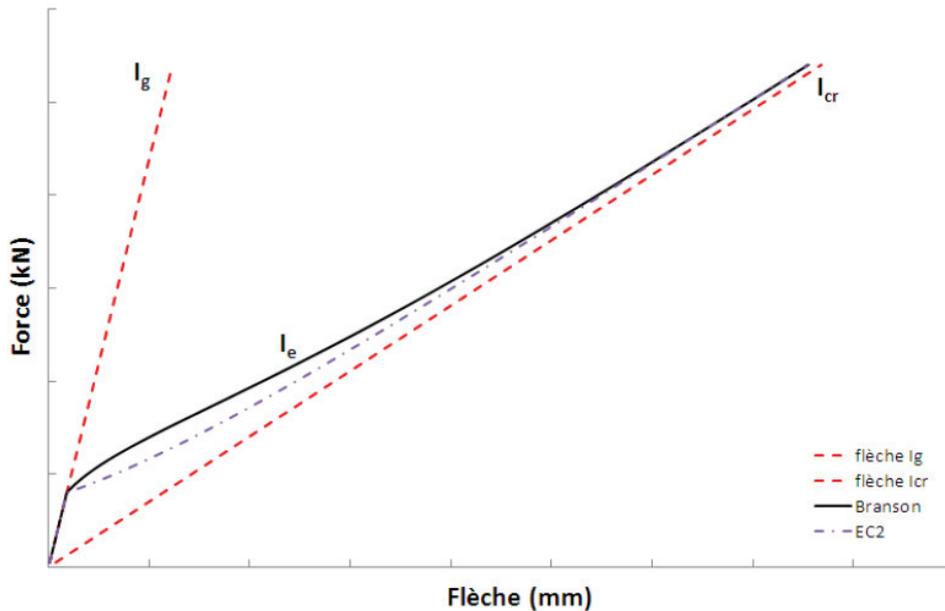


Figure 6.9 – Comparaison entre les principes de Branson et l'Eurocode 2

Tout comme les expressions modifiées du modèle de Branson original ont été comparées, il est intéressant d'évaluer la pertinence de l'expression développée par le CNR-DT 203 [CNR-DT 203, 2006] pour des éléments renforcés par des PRF ainsi que l'expression donnée par le CSA S806-02 [CSA, 2002] et celles développées dans les travaux de Bischoff [Bischoff and Gross, 2011a].

Expressions qui n'utilisent pas de « tension stiffening »

Parmi les modèles présentés qui utilisent l'interpolation des déformations, ceux qui ne tiennent pas compte de l'effet de « tension stiffening » sont le CNR-DT 203, et le CSA S806-02.

Les résultats de la relation force-flèche pour la poutre ShG-[4d16] sont comparés dans la Figure 6.10. A la fissuration, ces modèles ne tiennent pas compte de la reprise des efforts par le béton en traction, c'est pourquoi la déformation est surestimée autour de la force de fissuration.

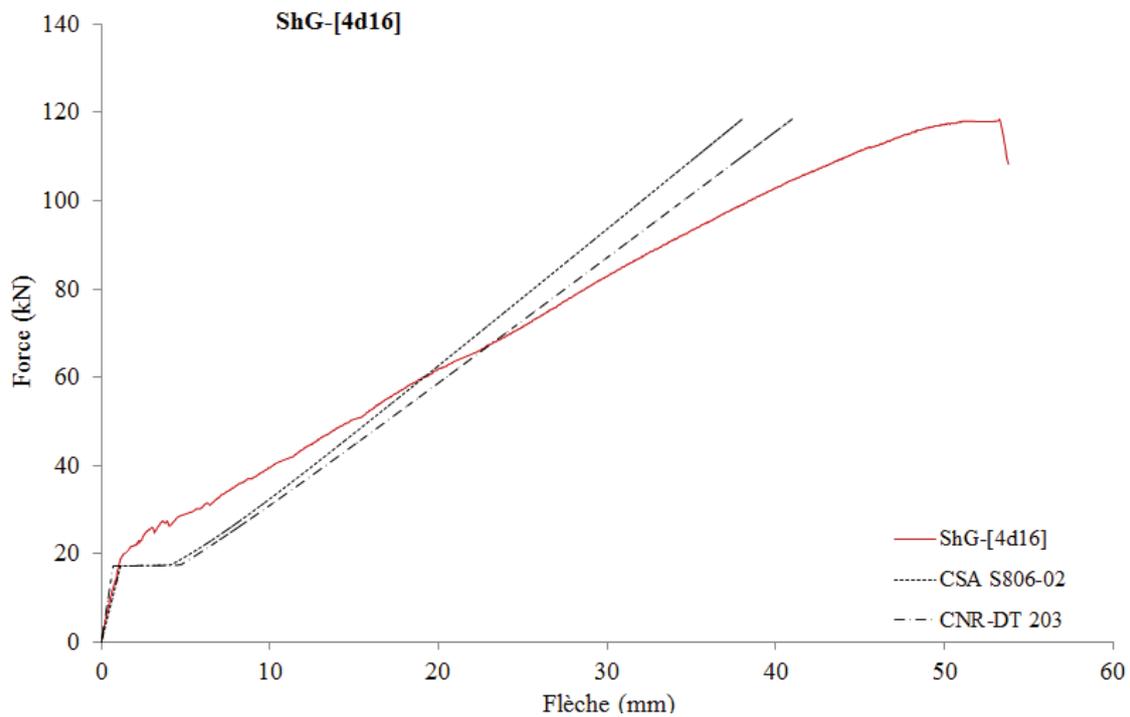


Figure 6.10 – Modèles d'interpolation des déformations sans tension stiffening pour ShG-[4d16]

La poutre ShG-[4d16] présente de bons résultats puisque la flèche réglementaire surestime la flèche expérimentale jusqu'à un peu plus de 50% de la force totale couvrant ainsi le domaine de l'Etat Limite de Service où une flèche limite doit être respectée.

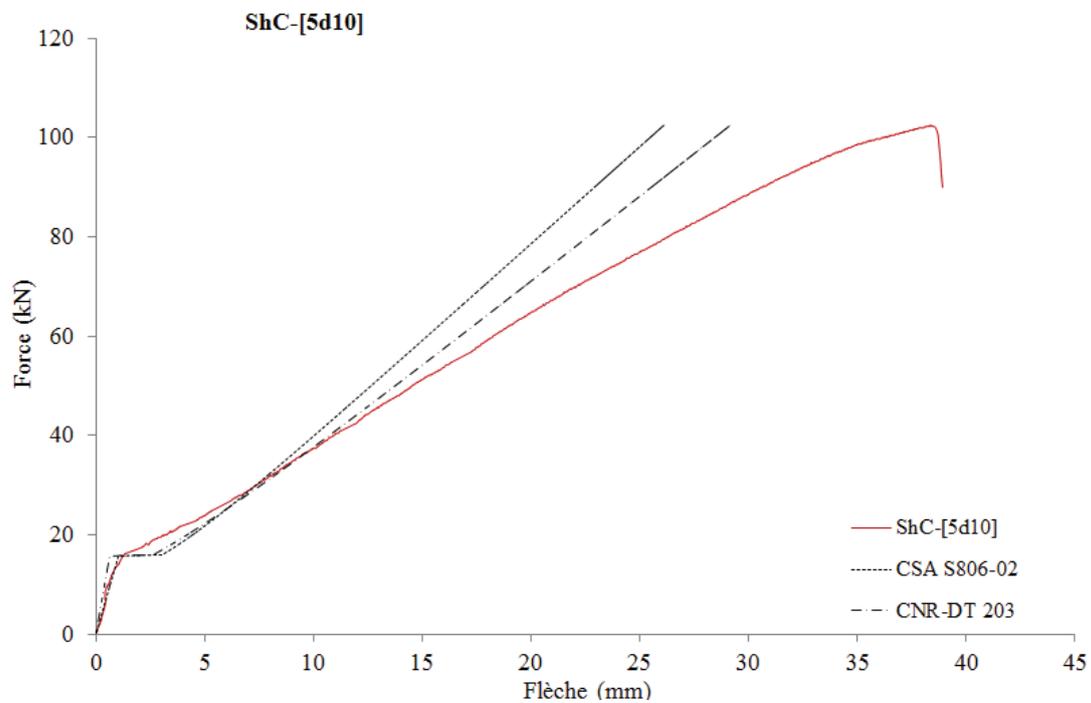


Figure 6.11 – Modèles d'interpolation des déformations sans tension stiffening pour ShC-[5d10]

Ce n'est pas le cas de toutes les poutres, par exemple la flèche théorique de la poutre ShC-[5d10] ne surestime les résultats expérimentaux que jusqu'à 30% de la charge de ruine (Figure 6.11). Pour certaines limites de flèche, cela peut suffire. Enfin, on ne peut pas dire que le modèle du guide CNR-DT 203 soit meilleur que le modèle du CSA S806-02 car cela dépend des tests (voir Annexe B).

Expression de Bischoff avec « tension stiffening »

Bischoff a développé une équation qui inclut le phénomène de tension stiffening pour un modèle qui se base sur l'interpolation des déformations. Cette dernière équation est comparée aux modèles [CNR-DT 203, 2006], [Yost et al., 2003], [Rafi et Nadjai, 2009], et ACI 440.1R-06 [ACI, 2006], pour évaluer l'efficacité de ce nouveau modèle par rapport aux précédents.

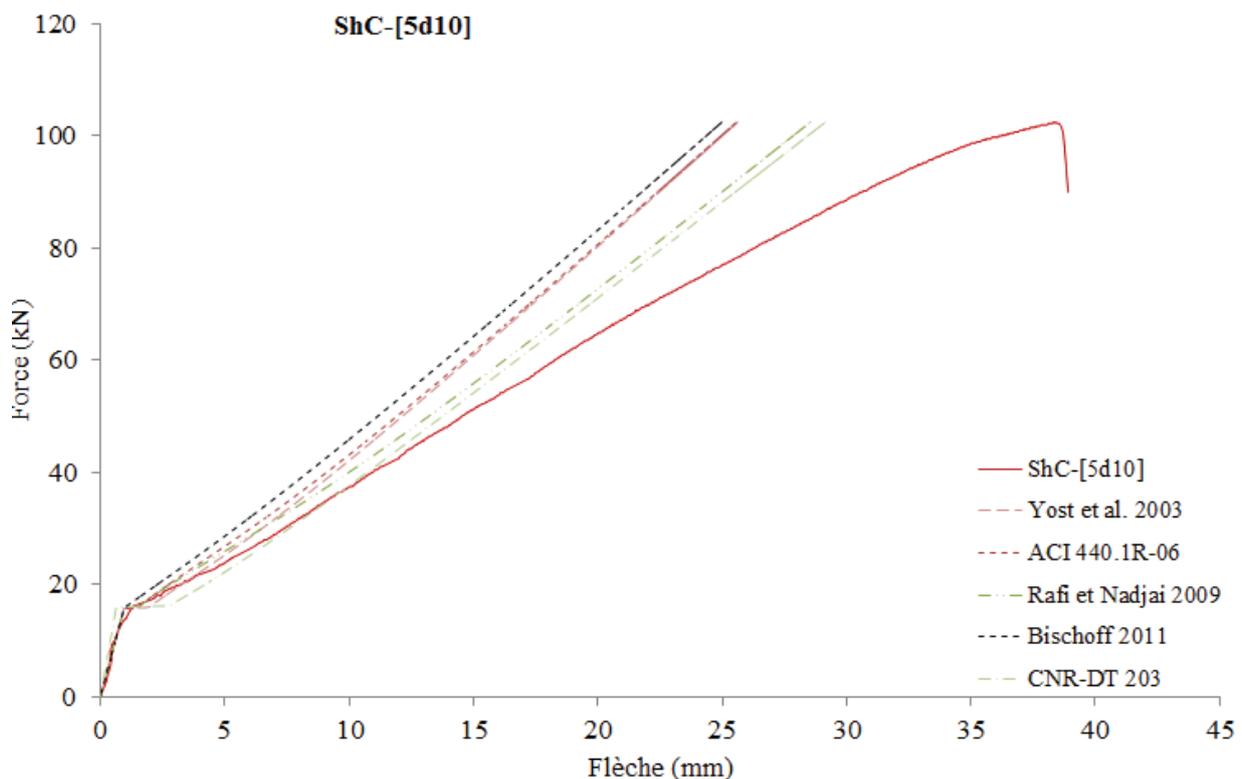


Figure 6.12 – Comparaison du modèle Bischoff à d'autres modèles pour ShC-[5d10]

L'expression issue des travaux de Bischoff semble donner une flèche plus rigide que le code ACI 440.1R-06 (Figures 6.12 et 6.13). Le début de la courbe juste après fissuration montre que l'effet du béton en traction est bien pris en compte par le modèle de Bischoff. En revanche, la flèche finale tend vers une asymptote qui est plus légèrement plus raide que celle des codes américains.

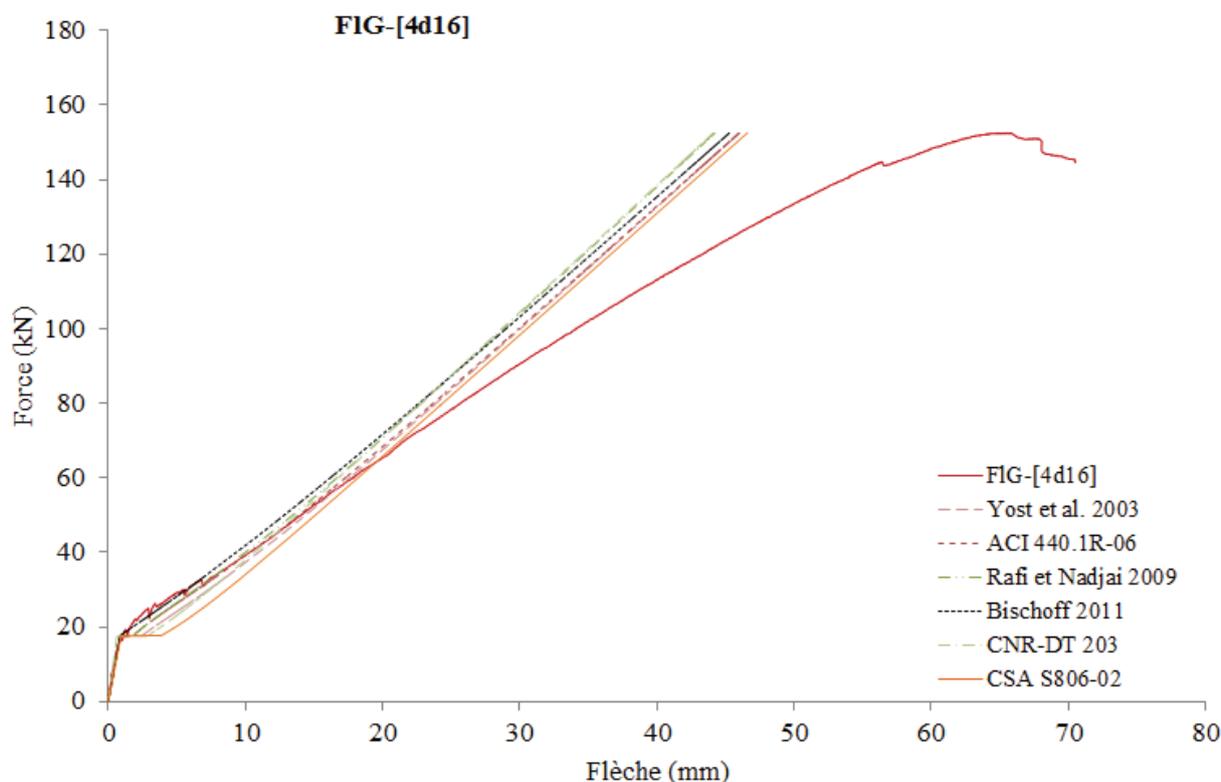


Figure 6.13 – Comparaison du modèle Bischoff à d’autres modèles pour FIG-[4d16]

Tous les codes sous-estiment la flèche pour des charges élevées mais il faut rappeler que les codes réglementaires sont d’abord calibrés pour être sécuritaire à l’Etat Limite de Service. Pour terminer avec cette étude de la flèche réglementaire, nous comparons la force expérimentale et la force théorique déterminée par différents codes à cette flèche pour une limite de flèche de service correspondant à $L/250$ dans l’Eurocode 2, soit 16mm pour cette étude (Tableau 6.11) et $L/360$ limite donnée par les codes ACI, soit 11,1 mm (Tableau 6.12).

Désignation poutre	Force P (kN) à $\delta_{RLS,lim}=L/250=16\text{ mm}$									Moyenne P_{exp}/P_{th}
	Expérimental	ACI 440.1R-06	Rafi et Nadjai 2009	Yost et al. 2003	Toutanji et al 2000	Benmokrane 1997	CNR-DT 203	CSA S806-02	Bischoff 2011	
ShG-[4d22]	61,75	78,5	81	78,5	75,75	62,5	82,75	77	80,7	0,81
	P_{exp}/P_{th}	0,79	0,76	0,79	0,82	0,99	0,75	0,80	0,77	
ShG-[4d16]	52,75	55	56,5	53	51	42,1	47,75	50,5	57	1,03
	P_{exp}/P_{th}	0,96	0,93	1,00	1,03	1,25	1,10	1,04	0,93	
FIG-[4d16]	55,25	56,25	58	55	53,25	53,6	57,5	53	59,5	0,99
	P_{exp}/P_{th}	0,98	0,95	1,00	1,04	1,03	0,96	1,04	0,93	
ShC-[5d10]	53,75	65,25	59,25	64,75	63,75	53,1	57,6	63	68	0,87
	P_{exp}/P_{th}	0,82	0,91	0,83	0,84	1,01	0,93	0,85	0,79	
FIC-[4d15]	73,25	103	94,1	102,5	100,75	84,1	73,25	101	114,3	0,77
	P_{exp}/P_{th}	0,71	0,78	0,71	0,73	0,87	1,00	0,73	0,64	

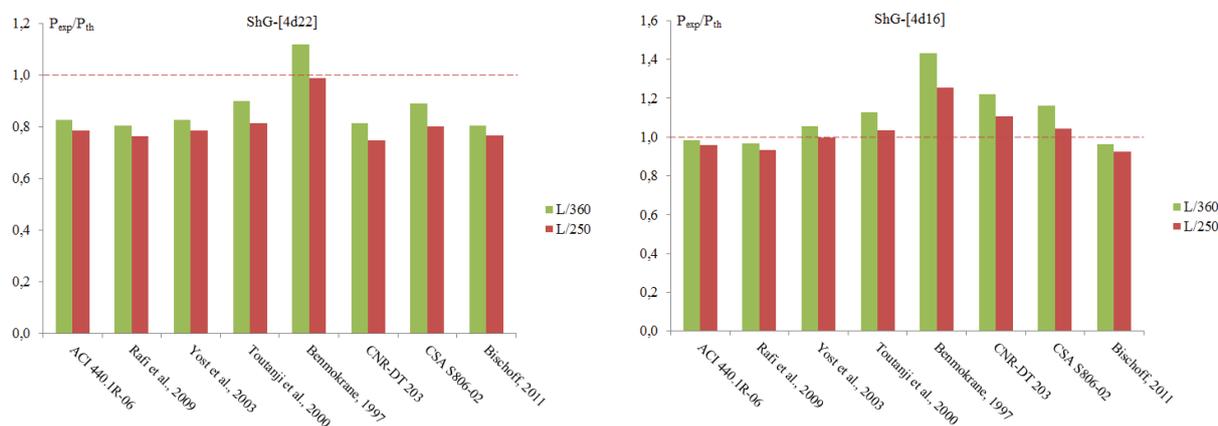
Tableau 6.11 – Comparaison entre flèche expérimentale et théorique pour la limite $L/250$

*Développement d'une méthodologie d'analyse structurelle de bâtiments en béton armé
- Application aux poutres renforcées par des armatures PRF -*

Désignation poutre	Force P (kN) à $\delta_{FLS,lim}=L/360=11,1$ mm									Moyenne P_{exp}/P_{th}
	Expérimental	ACI 440.1R-06	Rafi et Nadjai 2009	Yost et al. 2003	Toutanji et al 2000	Benmokrane 1997	CNR-DT 203	CSA S806-02	Bischoff 2011	
ShG-[4d22]	47,5	57,5	59	57,5	52,8	42,5	58,4	53,4	59	0,87
	P_{exp}/P_{th}	0,83	0,81	0,83	0,90	1,12	0,81	0,89	0,81	
ShG-[4d16]	41,5	42,1	43	39,25	36,75	29	34	35,75	43,1	1,11
	P_{exp}/P_{th}	0,99	0,97	1,06	1,13	1,43	1,22	1,16	0,96	
FIG-[4d16]	44	42,1	43,1	40,4	36,25	31,2	47	34,1	45	1,12
	P_{exp}/P_{th}	1,05	1,02	1,09	1,21	1,41	0,94	1,29	0,98	
ShC-[5d10]	40,5	47,5	43,5	46,25	44,5	36,25	41	44,25	50	0,92
	P_{exp}/P_{th}	0,85	0,93	0,88	0,91	1,12	0,99	0,92	0,81	
FIC-[4d15]	53,75	74	68	73,4	70	57,75	53	70,25	85,25	0,79
	P_{exp}/P_{th}	0,73	0,79	0,73	0,77	0,93	1,01	0,77	0,63	

Tableau 6.12 – Comparaison entre flèche expérimentale et théorique pour la limite L/360

Même pour ces flèches de service, les forces théoriques correspondantes ne sont pas toujours bien estimées suivant la nature et le ratio de renforcement des poutres. Pour les poutres renforcées par des PRF de carbone ou avec un fort taux de renforcement de PRF de verre, les forces théoriques sont sous-estimées en moyenne sur l'ensemble des codes. L'équation proposée par Benmokrane permet cependant une estimation plus sécuritaire ainsi que l'expression du code CNR-DT 203 qui est presque identique à l'Eurocode 2. Pour chaque poutre, la Figure 6.14 suivante recense les résultats du ratio P_{exp}/P_{th} pour les deux limites de flèches et les différentes équations évaluées. Plus la flèche limite est importante, plus l'écart entre force expérimentale et force théorique diminue. Par conséquent, le risque que la force théorique soit supérieure à la force atteinte expérimentalement augmente.



*Développement d'une méthodologie d'analyse structurale de bâtiments en béton armé
- Application aux poutres renforcées par des armatures PRF -*

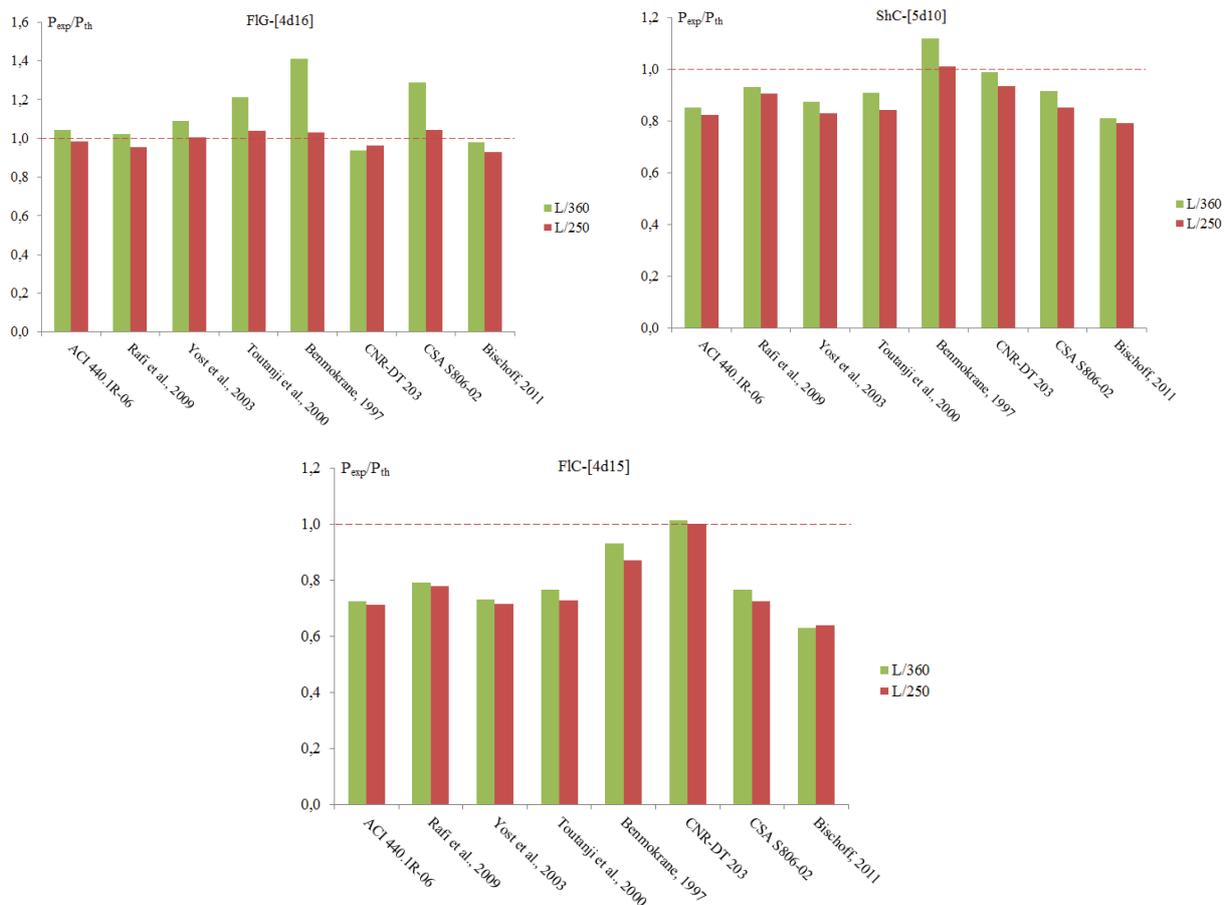


Figure 6.14 – Ratio entre force expérimentale et force théorique pour des flèches de service

Conclusion de la partie A

Dans cette étude de poutres en appuis simples, deux types de modes de rupture ont été observés, la rupture en flexion et la rupture à l'effort tranchant.

Les poutres ayant rompues en flexion ont été analysées en recalculant le moment interne à partir des résultats sur les armatures longitudinales en traction et en appliquant l'équilibre des forces de la section. Cette approche a permis de calculer la position de l'axe neutre en résolvant des équations du second degré. La position de l'axe neutre est primordiale puisque de cette valeur dépend le calcul de la courbure et du moment interne. Elle a été vérifiée par un calcul de régression linéaire sur les résultats des jauges de déformation. Il a été montré que la relation moment-courbure obtenue à partir de données expérimentales pouvait être simplifiée par une relation tri-linéaire, ainsi que la courbe force-flèche avec de bons résultats.

Pour les poutres ayant rompues à l'effort tranchant, la contribution du béton calculée à partir de l'équation de l'Eurocode 2 modifiée par Guadagnini [Guadagnini, 2002] a montré une bonne

corrélation avec l'ouverture des fissures diagonales observées expérimentalement. Par ailleurs, le calcul de la flèche induite par l'action de l'effort tranchant en utilisant un programme développé dans la thèse de Yang [Yang, 2014] a permis de vérifier qu'en plus de la flèche estimée par l'analyse de la section, le développement d'une fissuration de cisaillement n'est pas négligeable sur la flèche totale.

Enfin, les résultats expérimentaux ont été comparés aux approches réglementaires. Tout coefficient de sécurité présent dans les équations a été conservé afin d'évaluer la validité des modèles pour des poutres renforcées par un béton de basse résistance. Nous notons que dans le cas des bétons C20/25, le moment résistant de la section est estimé de manière sécuritaire pour les poutres testées, même si l'écart par rapport aux moments atteints expérimentalement est diminué par rapport à d'autres travaux utilisant des bétons de 30 MPa minimum. On peut alors parler de marges de sécurité réduites. Pour l'estimation de la résistance à l'effort tranchant, seul le code CSA S806-12 donne des résultats sécuritaires par rapport à la force de rupture attendue dans les trois cas. Son approche de la contribution des cadres d'effort tranchant est fortement diminuée par des coefficients et le calcul tient compte de l'inclinaison des bielles de compression dans le béton. Pour finir, pour la portée retenue dans notre étude, le calcul réglementaire des flèches sous-estime la flèche expérimentale principalement pour des chargements importants. Même à l'Etat Limite de Service, la flèche n'est pas toujours bien estimée. La flèche calculée par l'expression modifiée de l'Eurocode 2 dans le code CNR-DT 203 avec la flèche dérivée de l'approche de Branson développée par Benmokrane et al. [Benmokrane et al., 1997] présente les meilleurs résultats pour notre étude.

En conclusion, l'utilisation de bétons de moindre résistance avec de plus grandes portées ne remet pas en question les codes existants. De façon plus générale, nous confirmons que le respect du critère de flèche est un problème pour les poutres de béton renforcées par des PRF ; pour satisfaire l'ELS, plus d'armatures sont nécessaires. Dans la partie suivante, des poutres à l'échelle d'un portique sont étudiées afin d'évaluer la réduction de la flèche par le biais des conditions aux limites.

**PARTIE B – ETUDE DE POUTRES
DE PORTIQUES**

Chapitre 7

Programme expérimental

7.1 Introduction

Dans cette deuxième partie de thèse, la poutre n'est plus testée en tant qu'élément isolé mais en tant qu'élément intégré dans un système constructif. Les conditions limites changent, la poutre est alors encadrée avec une certaine rigidité aux appuis. Le but de ces tests est de voir dans quelle mesure la flèche est réduite dans une configuration système, sachant que la flèche est le point faible des poutres isostatiques. Quatre portiques ont été testés pour étudier l'influence des conditions limites sur les performances de la poutre. Un des portiques est totalement renforcé par des armatures en acier pour observer, en parallèle, les gains de performance et la réduction des flèches des systèmes poteaux-poutres renforcés par des PRF. Ce premier chapitre de la deuxième partie présente les géométries et les propriétés des matériaux utilisés pour chacun des portiques. Des détails sont ajoutés quant à la préparation des spécimens, l'instrumentation des essais et la procédure expérimentale suivie.

7.2 Désignation des corps d'épreuves

Quatre portiques ont été dimensionnés et testés dans cette deuxième partie de l'étude. Les portiques sont chacun composés de deux massifs de fondation surmontés de poteaux verticaux, lesquels sont reliés par une poutre droite horizontale en partie supérieure des poteaux. Le tout forme un système structurel constructif comme disposé sur le schéma de la Figure 7.1.

- Un premier portique de référence est renforcé par des armatures en acier uniquement, il sera noté *Portique S*.

- Un deuxième portique est uniquement renforcé par des armatures en PRF de Verre dans les poteaux et pour la poutre, seulement les cadres et armatures longitudinales inférieures sont en PRF de Verre. Les armatures en partie haute de poutre qui servent à maintenir les cadres et qui reprennent les moments négatifs sur appuis sont en acier ainsi que toutes les armatures des massifs de fondation. La quantité des renforcements placés dans les poutres est presque identique au portique de référence précédent, permettant ainsi de comparer les performances d'un système renforcé par des PRF de Verre avec un système au renforcement en acier plus standard. Ce portique sera noté *Portique G1*.

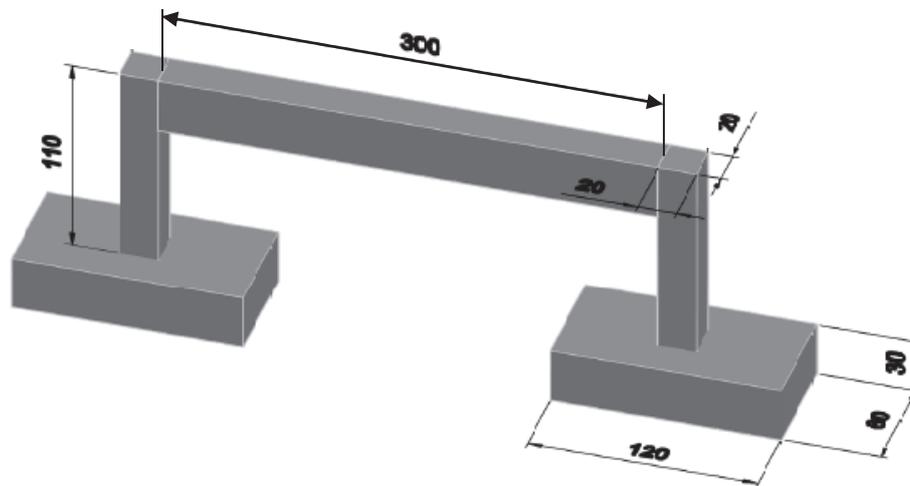


Figure 7.1 – Dimensions des éléments principaux du portique

- Les deux portiques suivants sont intégralement renforcés par des PRF de Verre, le renforcement des poteaux est identique au *Portique G1*. La poutre du troisième portique est renforcée par une combinaison d'armatures PRF de Verre aux diamètres différents. Les sections sont illustrées dans le paragraphe suivant. Pour la suite, on nommera ce portique *Portique G2*.
- Enfin, le quatrième portique varie aussi au niveau de la section des appuis de la poutre. La partie supérieure de la poutre qui fissure sur les appuis est renforcée par une armature de diamètre 22 mm coulée dans une rainure de Béton Fibré Ultra Performant Ductal[®]. Ce dernier portique est désigné par *Portique G3*.
- Les dimensions des poutres ayant changées par rapport au programme expérimental de la première partie de cette étude, une poutre de 3 m de long identique à la poutre coulée pour le portique G1 a été fabriquée pour permettre la comparaison directe entre les résultats d'une poutre hyperstatique de portique avec une poutre isostatique en appuis simples.

7.3 Géométrie détaillée des poteaux-poutres

Dans ce paragraphe, nous détaillons les sections principales en milieu de poutre et aux appuis, ainsi que la section des poteaux. Un exemple de ferrailage est donné pour montrer la répartition des cadres d'effort tranchant le long des éléments structurels composants le portique.

Portique S

C'est le portique de référence renforcé par des matériaux standards de type armatures et cadres en acier. Son comportement en flexion 3-points sera comparé à chacun des trois autres portiques renforcés par des PRF de Verre. Les cages d'armatures ont été montées en fonction de plans de ferrailage tels que présentés en Figure 7.2 dans le cas du portique en acier.

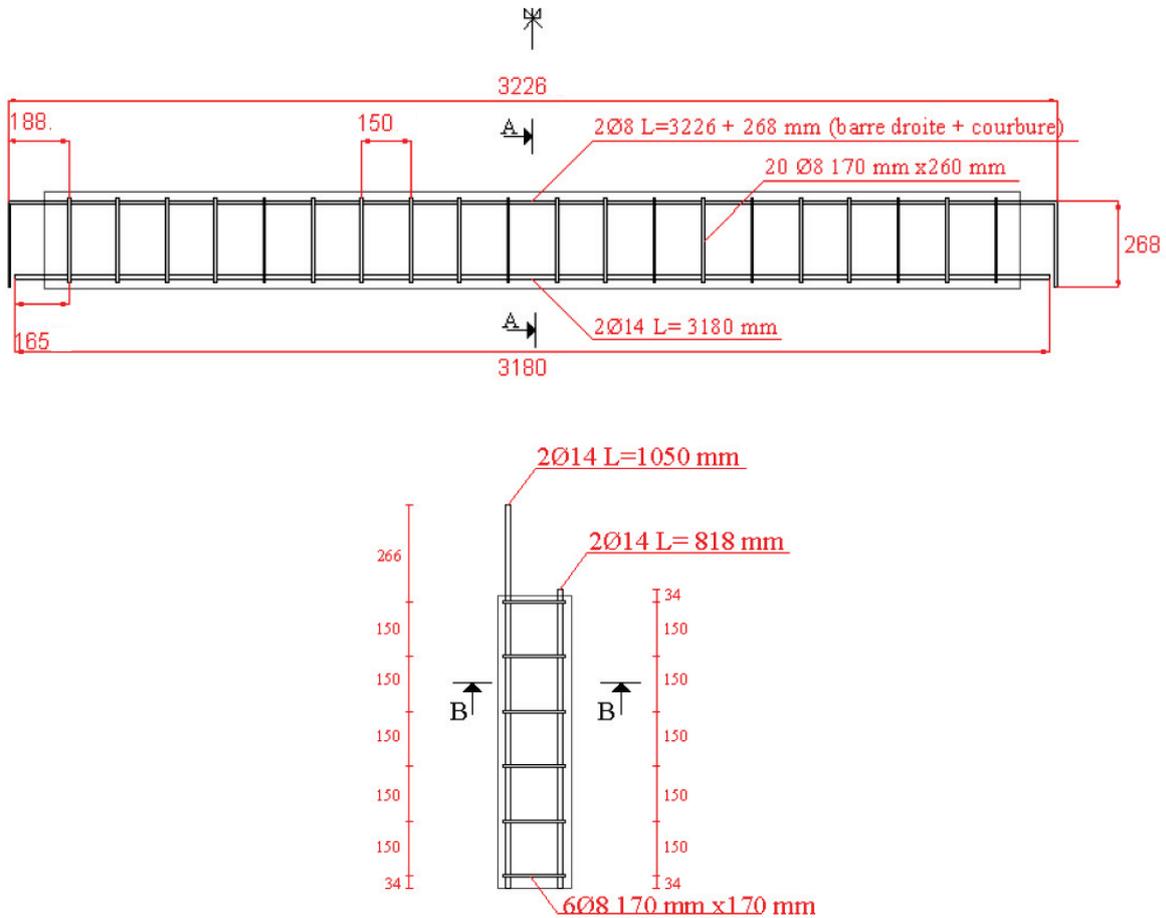


Figure 7.2 – Plans de ferrailage pour la poutre et les poteaux du portique renforcés par des armatures en acier

Pour la poutre, la section est rectangulaire et identique en travée comme aux appuis (Fig. 7.3 (a)). La section des poteaux est de type carrée et est décrite à la Figure 7.3 (b).

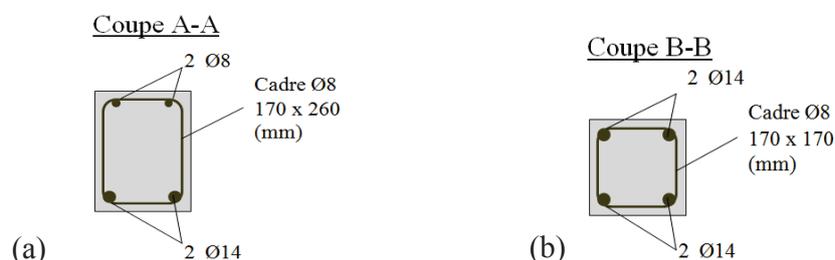


Figure 7.3 – Renforcements de la section (a) de la poutre et (b) du poteau du portique S

Portique G1

Les sections des armatures longitudinales de ce portique sont proches des sections utilisées pour le portique renforcé par des aciers. La poutre et les poteaux sont un peu plus renforcés au tranchant afin d'éviter qu'une rupture en cisaillement ne se produise. Les sections de la poutre et des poteaux sont décrites dans la Figure 7.4 ci-dessous.

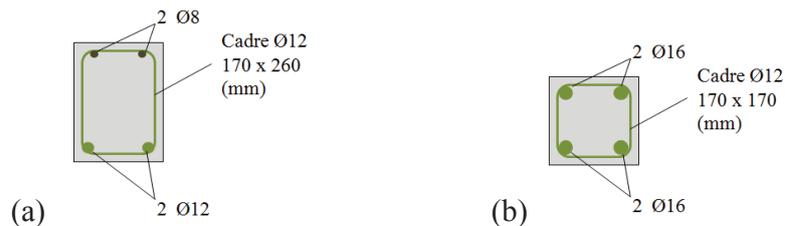


Figure 7.4 – Renforcements de la section (a) de la poutre et (b) du poteau du portique G1

Les armatures longitudinales sont ligaturées avec les cadres d'effort tranchant. Avant mise en place dans les coffrages toutes les cages d'armatures sont préparées (Figure 7.5).



Figure 7.5 – Préparation des cages d'armatures avant la phase de coulage

Portique G2

Le portique G2 est le premier portique intégralement renforcé par des PRF. Sur les appuis, la traction se produit en partie supérieure de poutre. Les aciers présents dans les portiques précédents avaient l'avantage d'avoir un comportement élasto-plastique tandis que les armatures PRF de diamètre 6 mm risquent de casser brusquement sur les appuis si la limite de rupture en traction est atteinte. Pour apporter une sécurité supplémentaire, des armatures de diamètre 22 mm sont ajoutées sur les appuis à 10 cm du haut de la poutre pour reprendre l'effort de traction si les premières armatures venaient à casser (Figure 7.6). Les poteaux sont renforcés de manière identique sur les trois portiques.

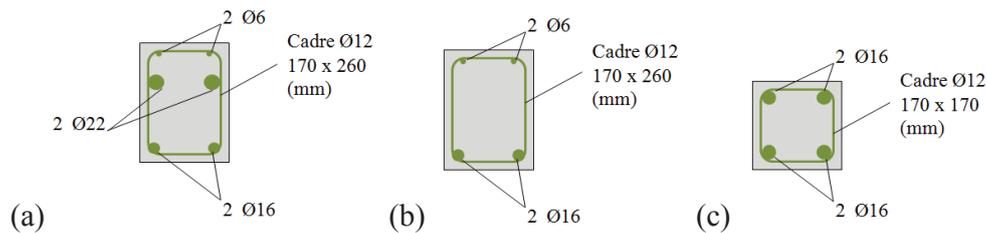


Figure 7.6 – Renforcements de la section (a) aux appuis, (b) en travée de la poutre et (c) du poteau du portique G2

Les poutres seront par la suite coulées à l'envers, les armatures de la section aux appuis dépassant aux extrémités pour permettre le coulage du nœud à l'étape d'assemblage poteau-poutre. Sur la Figure 7.7, on peut observer les armatures placées aux différentes hauteurs.



Figure 7.7 – Position des armatures aux appuis

Portique G3

Le portique G3 est basé sur la même idée d'un portique uniquement renforcé par des PRF. Afin de retarder la fissuration du béton en partie supérieure de poutre au niveau des appuis, une armature supplémentaire de plus gros diamètre 22 mm est placée en renfort et coulée dans du BFUP (Figure 7.8). Le but espéré est ainsi de retarder le moment de fissuration aux appuis.

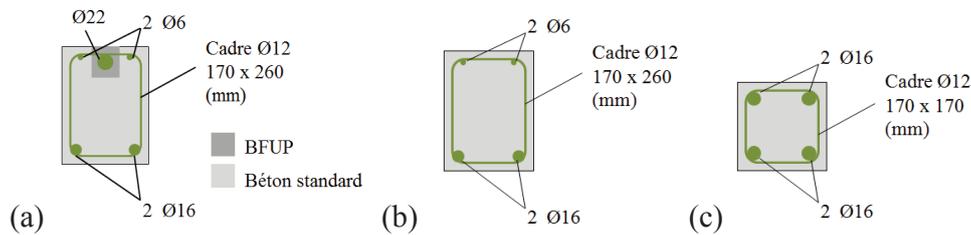


Figure 7.8 – Renforcements de la section (a) aux appuis, (b) en travée de la poutre et (c) du poteau du portique G3

Les armatures de diamètre 22 mm ne sont placées que sur les appuis et sur un mètre de long. (Figure 7.9)



Figure 7.9 – Cage d'armatures de la poutre du portique G3

Le Tableau 7.1 résume les propriétés géométriques et des matériaux composants les poutres qui font l'objet principal de cette étude. Les distances d et d' sont définies sur la Figure 7.10, elles correspondent aux distances entre le haut de la poutre et la position des armatures.

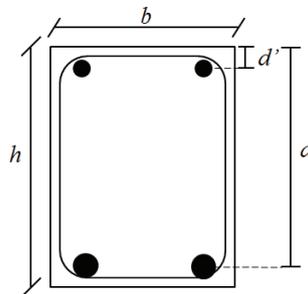


Figure 7.10 – Détails des appellations géométriques en section centrale de poutre

Par ailleurs, dans le Tableau 7.1, $A_{l,c}$ et $E_{l,c}$ sont la section d'armatures longitudinales dans la zone de compression donc en partie haute de la poutre et leur module d'élasticité ; de même que $A_{l,t}$ et $E_{l,t}$ sont la section et le module d'élasticité des armatures longitudinales dans la zone de traction de la poutre. La résistance en compression moyenne du béton pour chacune des poutres de portique est notée f_{cm} et le module d'Young est calculé selon la formule de l'Eurocode 2.

	Portique S	Portique G1	Portique G2	Portique G3	Poutre G1
b (cm)	20	20	20	20	20
h (cm)	30	30	30	30	30
d' (cm)	2,2	2,6	2,5	2,5	2,6
$A_{l,c}$ (mm ²)	100,5	100,5	56,5	141,8	100,5
$E_{l,c}$ (GPa)	200	200	52,5	53,4	200
d (cm)	26,5	26,2	26	26	26,2
$A_{l,t}$ (mm ²)	307,9	226,2	402,1	402,1	226,2
$E_{l,t}$ (GPa)	200	53,5	55,4	55,4	53,5
f_{cm} (Mpa)	25,2	25,5	31,8	31,8	31,4
E_c (GPa)	29,8	30,0	32,2	32,2	32,1

Tableau 7.1 – Propriétés des poutres de portique et de la poutre isostatique testées

Le détail des propriétés des armatures et du béton est donné en Annexe A.

7.4 Réalisation des corps d'épreuves

Les portiques ont été réalisés en plusieurs étapes. Tous les éléments ont été préfabriqués puis assemblés. Les plans de ferrailage des massifs de fondations ont été envoyés puis coulés par une entreprise extérieure. Les poteaux ont été coulés deux par deux, sur les massifs de fondation directement (Figure 7.11).



Figure 7.11 – Coffrage des poteaux positionnés sur les fondations

Des réservations en polystyrène ont été prévues dans les coffrages pour l'assemblage avec la poutre. Sur la Figure 7.12, on observe le recouvrement et la fixation des armatures en acier issues de la fondation sur les armatures du poteau.



Figure 7.12 – Mise en place des armatures dans les coffrages des poteaux

Les poutres ont également été coulées par deux avec des réservations en polystyrène aux appuis pour laisser les armatures dépasser en vue du coulage des nœuds (Figure 7.13).



Figure 7.13 – Coffrages des poutres de portiques prêts à être coulés

Des cales plastiques de 20 mm sont placées sur les armatures en fond de coffrage et les côtés pour assurer un enrobage minimum par le béton.

Par ailleurs, un coffrage perdu en Béton Fibré Ultra Performant a été spécialement conçu pour s'ancrer sur le poteau et accueillir la poutre (Figure 7.14). Il a été conçu et dimensionné à l'université puis coulé au centre de recherche de Lafarge avec du BFUP Ductal[®] renforcé par des fibres métalliques.

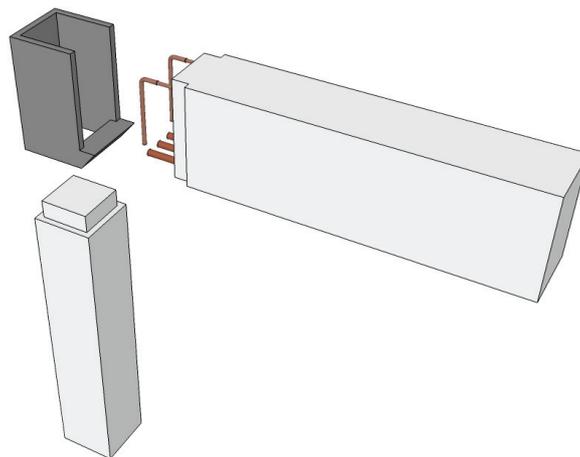


Figure 7.14 – Conception d'un coffrage perdu en BFUP pour le nœud

Le montage du portique est présenté en image à la Figure 7.15, étape par étape. La poutre est positionnée au-dessus du coffrage et du poteau à l'aide d'un pont roulant puis est glissée dans l'emplacement prévu à cet effet.



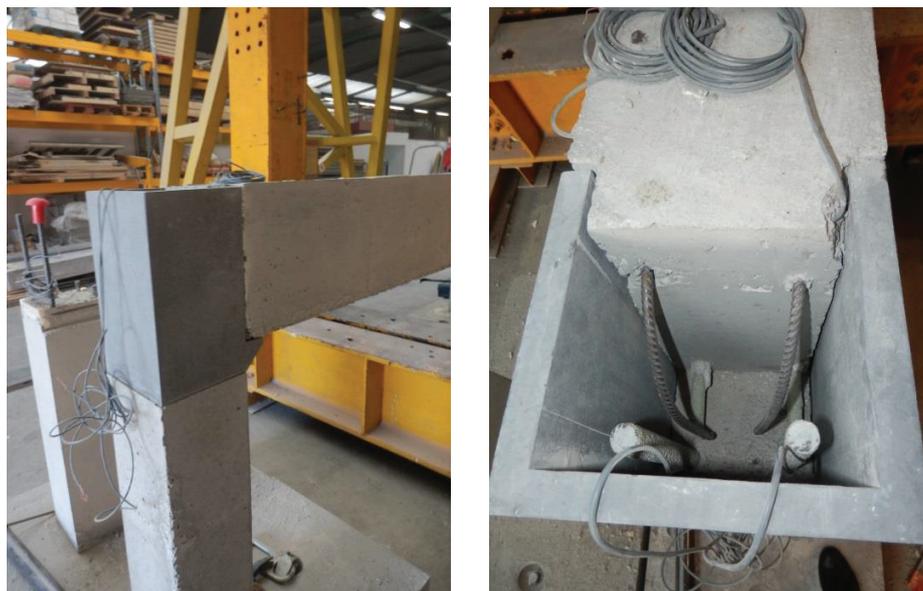


Figure 7.15 – Positionnement de la poutre de portique dans le coffrage perdu servant de nœud

Pour éviter une rupture et le glissement des armatures aux nœuds, du BFUP Ductal[®] est également coulé à la jonction poteau-poutre (Figure 7.16).



Figure 7.16 – Coulage de BFUP au nœud

7.5 Dispositif expérimental

Les tests sur portique ont nécessité la mise en place d'un deuxième portique d'essai. Les portiques sont testés en flexion trois points. Le même vérin servo-hydraulique de capacité 500 kN

est utilisé pour appliquer la charge (Figure 7.17). Un chargement ponctuel est appliqué au milieu de la poutre. Une rotule est fixée en tête de vérin pour éviter des efforts horizontaux parasites.



Figure 7.17 – Dispositif d'essai des portiques

Des chevêtres en acier permettent de sceller les massifs de fondation dans le sol, afin d'éviter tout déplacement latéral de la structure à la fissuration des poutres.

7.6 Instrumentation

Tous les portiques sont instrumentés de la même manière, les déformations locales des matériaux sont mesurées à l'aide de jauges de déformation. La surface de la poutre en béton est équipée de jauges KYOWA de résistance 120 Ω , et une grille de 30 mm, en deux sections. La section centrale de la poutre B-B' comporte trois jauges numérotées J5, J6 et J7 et situées à 4 cm, à 7 cm et à 10 cm de la surface supérieure (Figure 7.18). Aucune jauge n'a pu être placée sur la fibre supérieure de la poutre parce que le point d'application de la force en flexion trois points est situé à cette même section. Trois autres jauges sont placées vers les appuis, juste avant le nœud en partie inférieure de la poutre. Cette deuxième section C-C' est choisie car, dans un système hyperstatique, la distribution des moments est telle que le béton en partie inférieure de poutre travaille en compression dans cette zone. Il s'agit donc de voir à quelle hauteur de ses capacités le béton travaille.

Par ailleurs, les déformations localisées des armatures sont mesurées par des jauges KYOWA de 120 Ω également mais dont les grilles font 10 mm de long. Les sections qui nous

intéressent pour la poutre sont les sections A-A', B-B' et C-C' où les armatures travaillent en traction (Figure 7.18). Des jauges de déformation sont également placées sur les armatures de poteaux avant le nœud, de part et d'autres de la poutre. Elles sont numérotées J1, J2, J3, J4, J8, J9, J10, J11, J15 et J16.

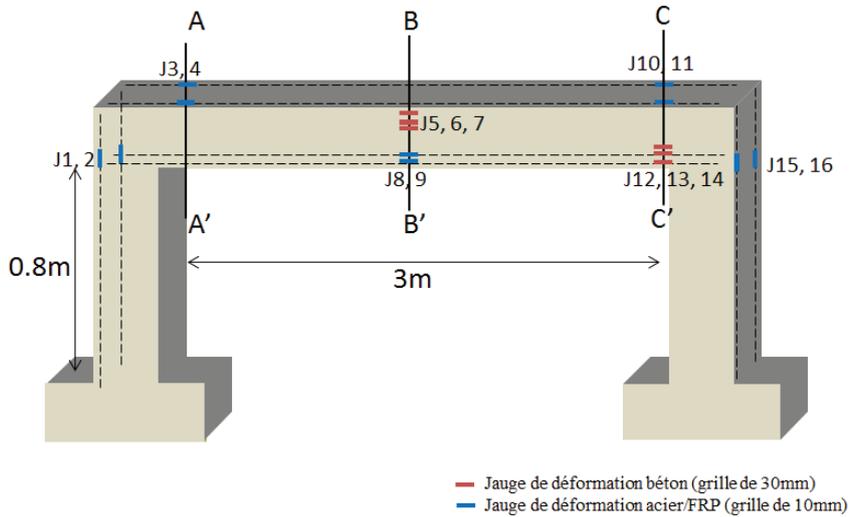


Figure 7.18 – Positionnement des jauges de déformations sur les différents éléments du portique

Des capteurs de déplacement de type LVDT (Linear Variable Differential Transducers) avec des courses de ± 50 mm sont utilisés en différents points des portiques (Figure 7.19). Sur le côté d'un des poteaux, le LVDT 1 mesure la flexion du poteau tandis que le LVDT 2 mesure le déplacement horizontal de la tête du nœud. Les LVDT 3 et 4 autour de la section A-A' mesurent le déplacement différentiel entre le nœud sur appui et la zone de poutre au-dessus de la fondation, dans la partie qui devrait être mise en rotation après ouverture des fissures sur appuis.

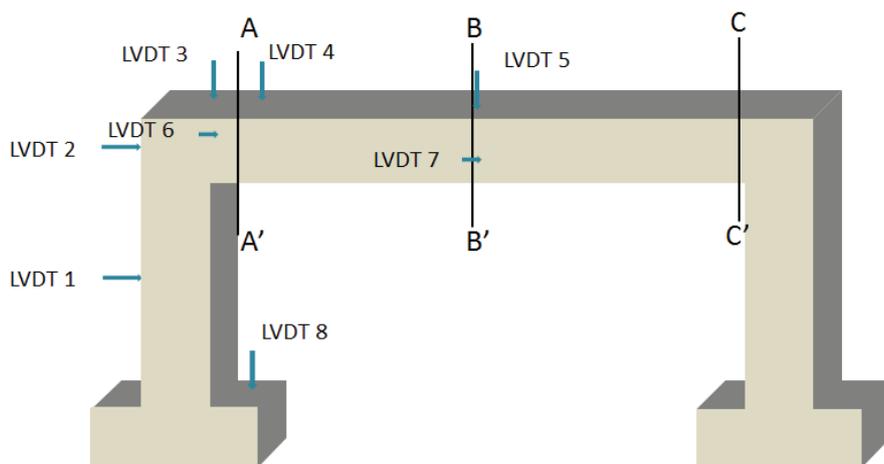


Figure 7.19 – Positionnement des capteurs de déplacement sur différentes zones d'étude du portique

L'ouverture des fissures sur appuis est mesurée à l'aide du LVDT 6. La flèche à mi-portée est mesurée par le LVDT 5 déporté sur le côté de la poutre comme montré sur la Figure 7.20. Un laser pour mesurer la flèche en section centrale a été ajouté pour les essais sur les portiques G2 et G3 (Figure 7.20). L'ouverture des fissures est mesurée par le LVDT 7 qui est positionné en cours d'expérience lorsque la première fissure centrale est localisée. Pour s'assurer que les massifs de fondations ne se soulèvent pas, un huitième LVDT est placé sur un des massifs. Enfin, un neuvième LVDT qui ne figure pas sur la Figure 7.19 ci-dessous est placé sur la structure métallique afin de s'assurer que celle-ci ne se soulève pas non plus.



Figure 7.20 – Positionnement du LVDT mesurant la flèche centrale sur le côté de la poutre et mise en place d'un deuxième système de mesure par laser

7.7 Procédure expérimentale

Les différentes parties du portique n'ont pas été coulées le même jour, et n'ont pas pu être testées à 28 jours. Ainsi, il a fallu attendre près de 28 jours pour déplacer la poutre afin de la positionner sur le poteau en la faisant glisser dans le coffrage perdu en BFUP. Puis un temps d'attente supplémentaire a été nécessaire après remplissage des coffrages perdus aux nœuds par du BFUP pour que celui-ci atteigne les performances souhaitées. Au final, pour les jauges de déformation, 16 voies jauges ont été branchées sur deux boîtiers de ponts de jauges et 11 voies ont été directement raccordées sur la chaîne de mesure de type VISHAY 5000 pour les LVDTs, le laser et le capteur de force situé au niveau du vérin. Les essais sont pilotés en déplacement avec une vitesse de 4 mm/min jusqu'à la ruine de la structure prévue par flexion de la poutre.

Chapitre 8

Résultats expérimentaux

8.1 Introduction

Le chapitre suivant présente les résultats expérimentaux obtenus pour le test des portiques et de la poutre seule en flexion 3 points. Après comparaison de l'évolution de la flèche et des performances des poutres à l'état limite ultime pour les différents systèmes, la discussion est ouverte sur l'évolution de la distribution des moments au cours du chargement. La distribution théorique attendue est alors confrontée aux résultats expérimentaux et les points caractéristiques de changement de rigidité sont repérés.

8.2 Résultats principaux et charge-déplacement en section centrale de poutre

Dans ce paragraphe, la force de fissuration, la force à la rupture sont présentées ainsi que les flèches et déformations des armatures en traction en partie centrale de poutre correspondant aux forces de fissuration et à l'état ultime (Tableau 8.1). Toutes les poutres de portique ont rompu en flexion par écrasement du béton en compression au centre de la poutre, dans la partie supérieure.

		Portique S	Portique G1	Portique G2	Portique G3	Poutre G1
$F_{fiss,milieu}$	(kN)	6,1	6,25	14,5	10,1	7,4
$\epsilon_{fiss,milieu}$	($\mu\text{m}/\text{m}$)	30	37	47	45	38
$\delta_{fiss,milieu}$	(mm)	0,24	0,36	0,61	0,23	1,1
$F_{fiss,appui}$	(kN)	11,5	12,7	31,1	24,7	X
$\epsilon_{fiss,appui}$	($\mu\text{m}/\text{m}$)	76	37	68	46	X
$\delta_{fiss,appui}$	(mm)	0,5	1,47	3,4	2,66	X
F_{rupt}	(kN)	88,1	106,1	122,7	121,6	102
$\epsilon_{rupt,milieu}$	($\mu\text{m}/\text{m}$)	3120*	16000	14824	15321	16000
$\delta_{rupt,milieu}$	(mm)	16,6*	73	47,8	51,4	81,8

* ce ne sont pas les valeurs maximum, qui sont atteintes lorsque la force remonte à 73 kN

Tableau 8.1 – Valeurs expérimentales caractéristiques à fissuration et à la rupture

Dans le cas du portique acier, les valeurs maximum atteintes par les armatures en milieu de poutre et la flèche maximum atteinte sont de 8000 $\mu\text{m}/\text{m}$ et de 23 mm respectivement.

La figure suivante (Figure 8.1) présente les comportements des poutres de portiques, l'évolution de la flèche au centre de la poutre est observée en fonction de l'effort appliqué.

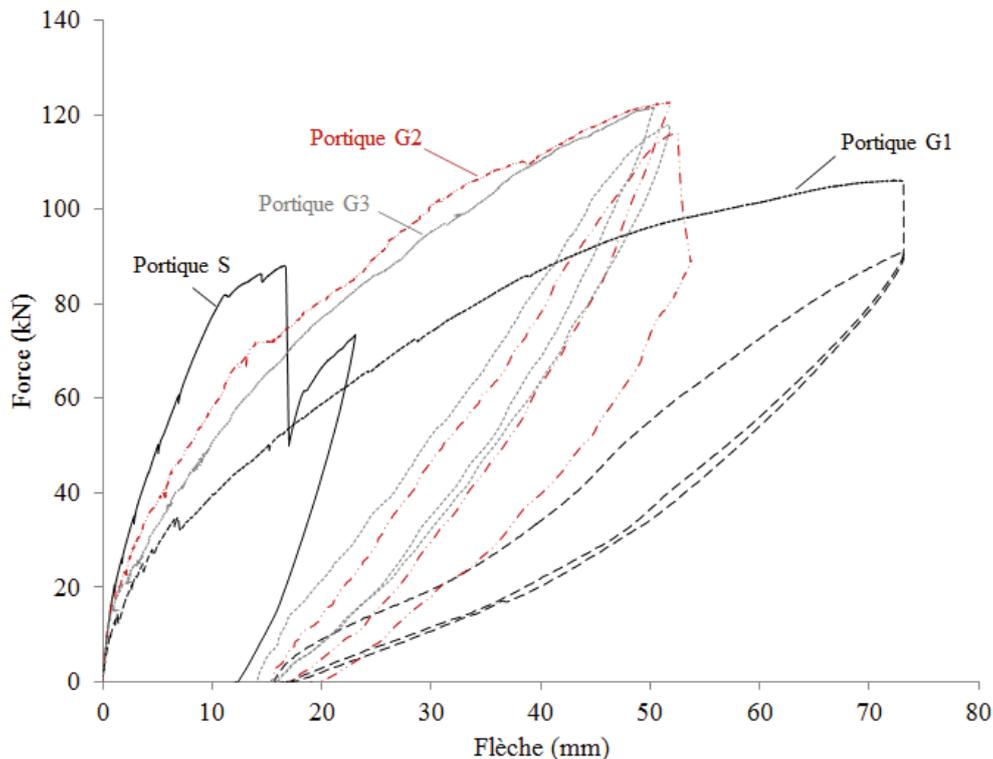


Figure 8.1 – Comparaison du comportement des poutres de portiques en flexion

Le portique renforcé uniquement par des aciers a une meilleure rigidité que les autres portiques ; malgré tout, en renforçant les appuis pour les portiques G2 et G3, la rigidité du système PRF est améliorée après l'ouverture des fissures en travée. Pour une charge de service définie, la flèche associée aux portiques plus renforcés aux appuis G2 et G3 sera plus petite que celle du portique G1. De plus, les charges atteintes à la rupture par les portiques PRF sont toutes plus élevées que le portique avec acier. La performance initiale du portique acier est ainsi augmentée de près de 40% pour les portiques PRF.

A la Figure 8.2, le comportement de la poutre du portique G1 hyperstatique est comparé avec celui de la poutre sur appuis simples G1 isostatique renforcée identiquement et testée dans les mêmes conditions de flexion trois-points.

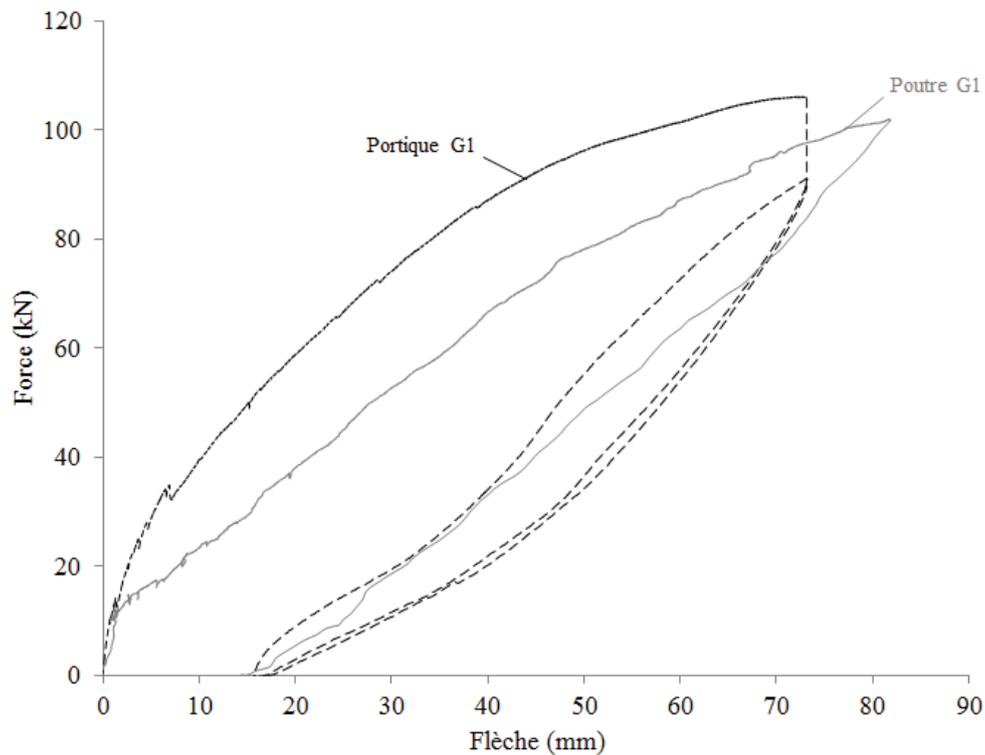


Figure 8.2 – Comparaison d’une même poutre dans deux systèmes hyperstatique (Portique G1) puis isostatique (Poutre G1)

On peut noter la différence de rigidité entre les deux poutres qui diffèrent par les conditions limites. La rigidité apportée par l’encastrement élastique de la poutre aux nœuds des poteaux est non négligeable et peut considérablement diminuer la flèche surtout pour la charge limite de service. Par ailleurs, l’évolution de la distribution des moments au cours de l’expérience pour la poutre de portique apporte plus de « ductilité » au système comparé à la poutre en appuis simples qui présente un comportement élastique après ouverture des fissures.

Dans la suite de cette section, l’évolution de la distribution des moments est étudiée à partir des données expérimentales de déformation des armatures en traction dans la poutre. Le but est d’identifier les points de changements de pente afin de pouvoir construire un modèle multi-linéaire pour déterminer la flèche dans le cas des poutres hyperstatiques.

8.3 Modes de rupture

Les poutres ont été renforcées par des cadres au tranchant espacés de 150 mm pour éviter de rompre par cisaillement. De plus, elles ont été dimensionnées et sur-renforcées en traction pour que la rupture en flexion se fasse par écrasement du béton dans la poutre supérieure de la poutre.

Les ruptures de poutres des portiques G2 et G3 sont illustrées sur la Figure 8.3 suivante, où l’on voit l’écrasement du béton au-dessus des jauges de déformation.

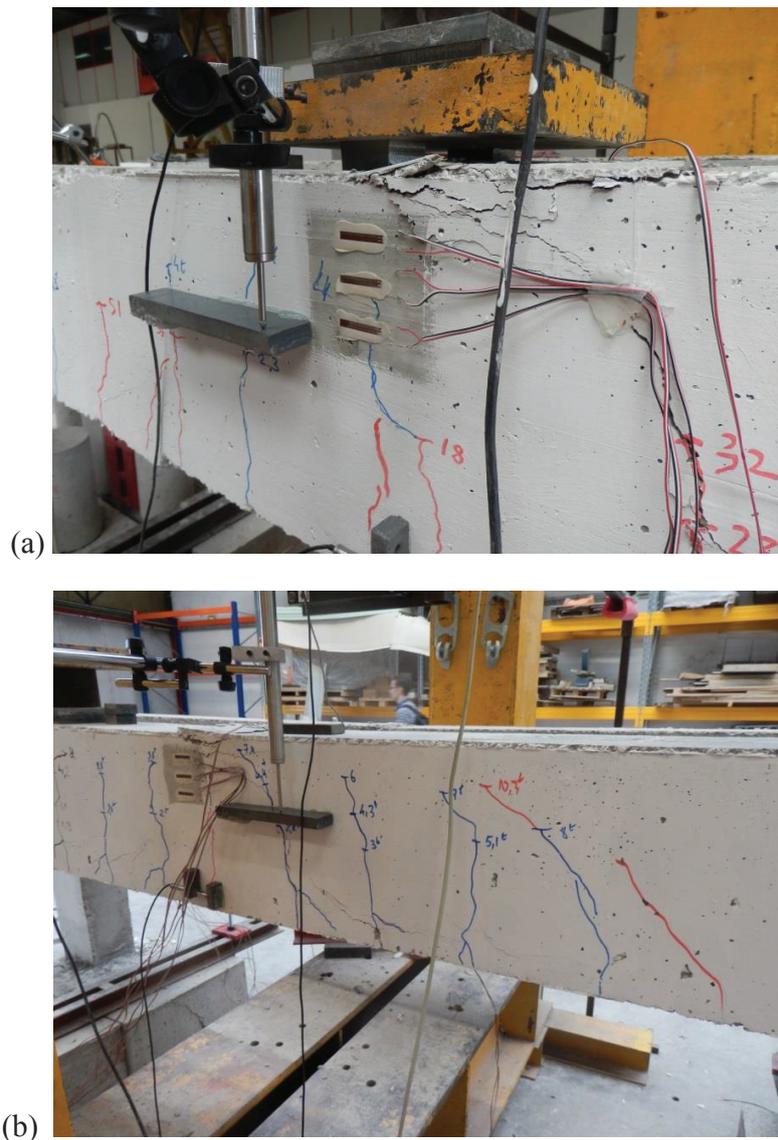


Figure 8.3 – Rupture en flexion par compression du béton des portiques (a) G2 et (b) G3

8.4 Evolution de la position de l'axe neutre

La position de l'axe neutre est calculée avec la même analyse que présentée au chapitre 5. La Figure 8.4 suivante illustre le développement de la position de l'axe neutre au centre de chaque poutre de portique en fonction de l'augmentation de la charge appliquée. Avant fissuration, la position de l'axe neutre est constante et se situe à l'axe qui passe par le centroïde de la section transformée (les armatures de renforcement sont transformées en une aire équivalente de béton).

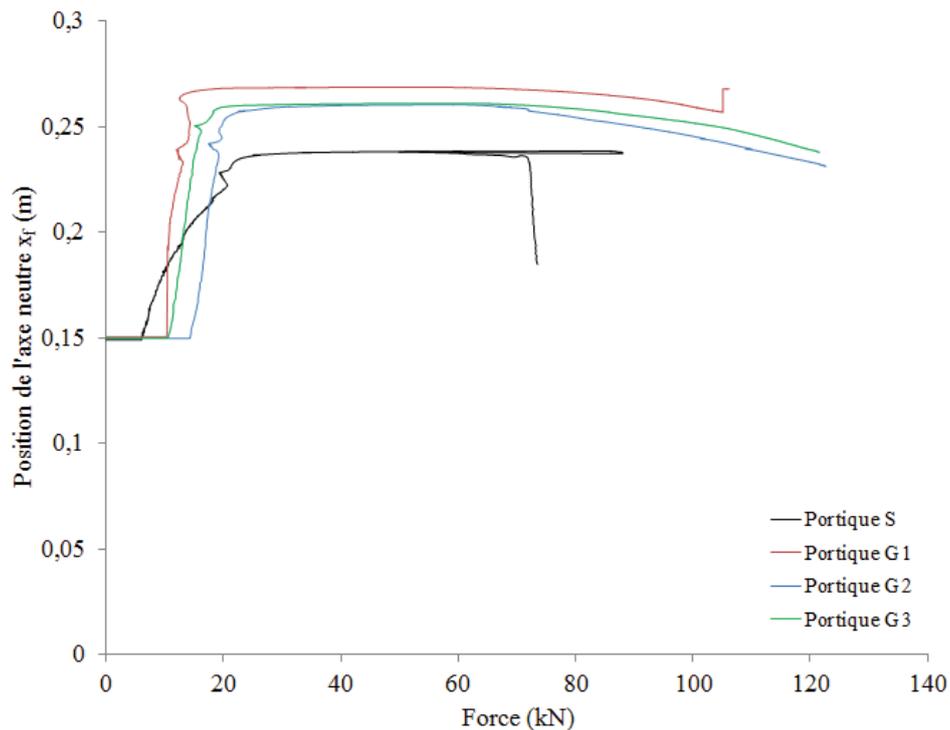


Figure 8.4 – Evolution de la position de l'axe neutre pour les poutres de portique

La position de l'axe neutre remonte davantage dans la section lorsque le ratio de renforcement est plus faible puisque le bloc de compression nécessaire pour équilibrer les forces de traction et de compression dans la section est moindre s'il y a moins de section d'armatures sollicitées. Cette différence est visible entre le portique G1 renforcé par deux armatures de diamètre 12 mm et les portiques G2 et G3 renforcés par deux armatures de diamètre 16 mm. Le même phénomène a été observé par Cristina Barris dans sa thèse pour des poutres en appuis simples [Barris, 2009].

Par ailleurs, le module d'élasticité des armatures a une influence sur la profondeur de l'axe neutre. Plus le module d'Young est élevé moins l'axe neutre remonte dans la section car un bloc de compression élargi est nécessaire pour équilibrer la plus grande force de traction développée. L'axe neutre de la poutre du portique acier est à 6 cm de la surface supérieure de la poutre alors que celui des poutres renforcées par des PRF est plutôt entre 3 et 4 cm dans la zone de stabilisation des ouvertures de fissures.

Après fissuration de la section, l'axe neutre remonte rapidement et se stabilise, conformément à l'équilibre d'une section fissurée.

8.5 Evolution du moment interne en fonction du moment externe appliqué

Le but de cette section est d'analyser la distribution des moments le long des poutres en recalculant un moment interne. Pour cela, seules les données expérimentales $\{F_i; \varepsilon_{mil,i}\}_{i \in [1,n]}$ sont utilisées. L'analyse peut-être séquencée en plusieurs phases.

8.5.1 Distribution théorique des moments pour un portique

La première phase correspond aux sections non fissurées et, dans ce cas, il y a deux manières possibles d'aborder la distribution des moments. Soit les poutres de portique sont considérées comme encastrées aux nœuds, auquel cas on dit que les poteaux sont infiniment rigides par rapport à la poutre (Figure 8.5(a)) ; soit on considère un encastrement non parfait et le nœud a une certaine élasticité qui s'exprime en fonction des inerties de section brute et des longueurs des différents éléments composants le portique pour tenir compte de la flexibilité et de la fissuration des différents éléments (Figure 8.5(b)).

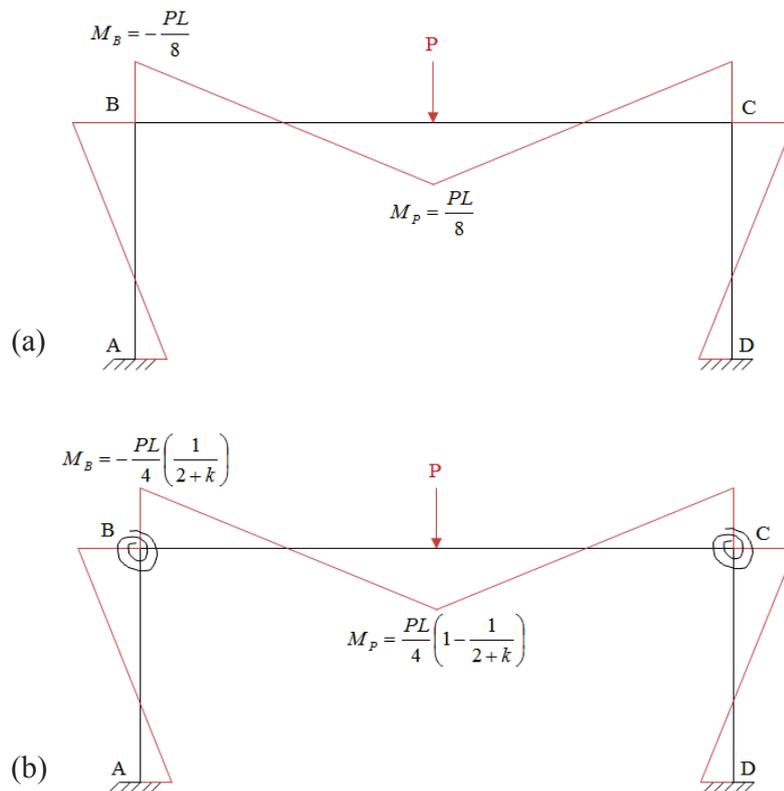


Figure 8.5 – Distribution des moments le long de la poutre de portique suivant l’hypothèse d’encastrement aux appuis (a) encastrement parfait (b) semi-encastrement

L’expression du coefficient k est donnée dans l’équation suivante (Eq. (8.1)) :

$$k = \frac{I_{poutre}}{L} \frac{h}{I_{poteau}} \quad (8.1)$$

La première phase de comportement s'achève avec la fissuration du béton en travée et aux appuis. Dans une seconde étape, les nœuds de portiques ne sont plus rigides, on considère alors une distribution de moments aux nœuds semi-encastrés (Fig. 8.5(b)) en utilisant l'expression des inerties de sections fissurées dans le coefficient k .

Par exemple, on peut calculer l'inertie de la poutre fissurée en négligeant les armatures dans la zone de compression (Eq. (8.2)).

$$I_{poutre,fiss} = b \frac{x^3}{3} + nA_f (d - x)^2 \quad (8.2)$$

avec b la largeur de la poutre, x la position de l'axe neutre, n le rapport du module d'Young des armatures en traction sur le module d'Young du béton, A_f la section d'armatures en traction et d la hauteur effective de la section.

Le passage de la deuxième à la troisième phase peut varier suivant la configuration des portiques. Lorsque les poutres de portiques sont renforcées par des aciers en partie haute de poutre, un changement de distribution des moments est attendu lorsque les armatures acier aux appuis plastifient. En effet, le moment cesse alors d'évoluer sur appuis et toute augmentation incrémentale du chargement est reprise par la travée de la poutre, ce qui revient à considérer que les nœuds fonctionnent comme des rotules et que la poutre est en appuis simple sur les poteaux.

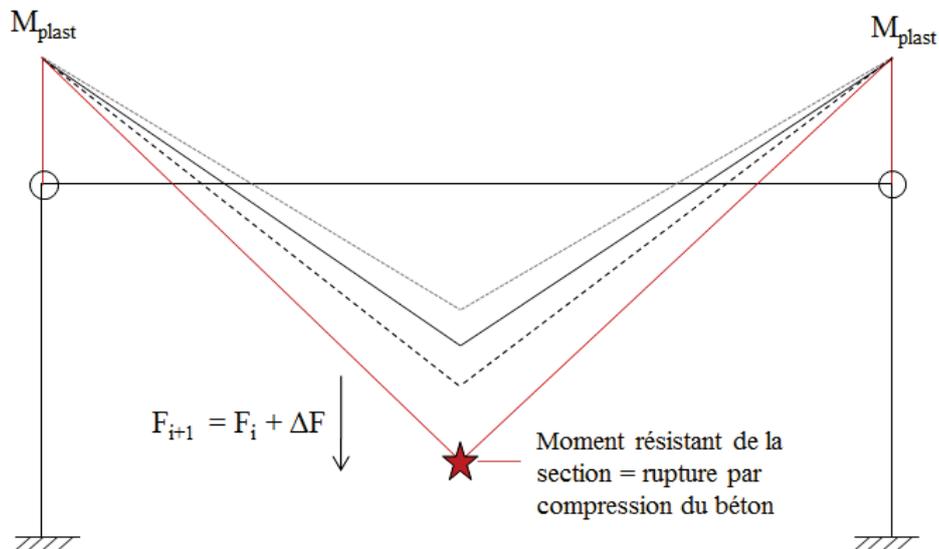


Figure 8.6 – Distribution des moments le long de la poutre de portique après formation de rotules plastiques aux appuis

8.5.2 Calculs des moments internes

Le moment interne pour le portique G1 qui comporte des aciers dans la zone supérieure de la poutre est calculé en section centrale de poutre à partir des mesures des déformations des armatures en traction (Figure 8.7).

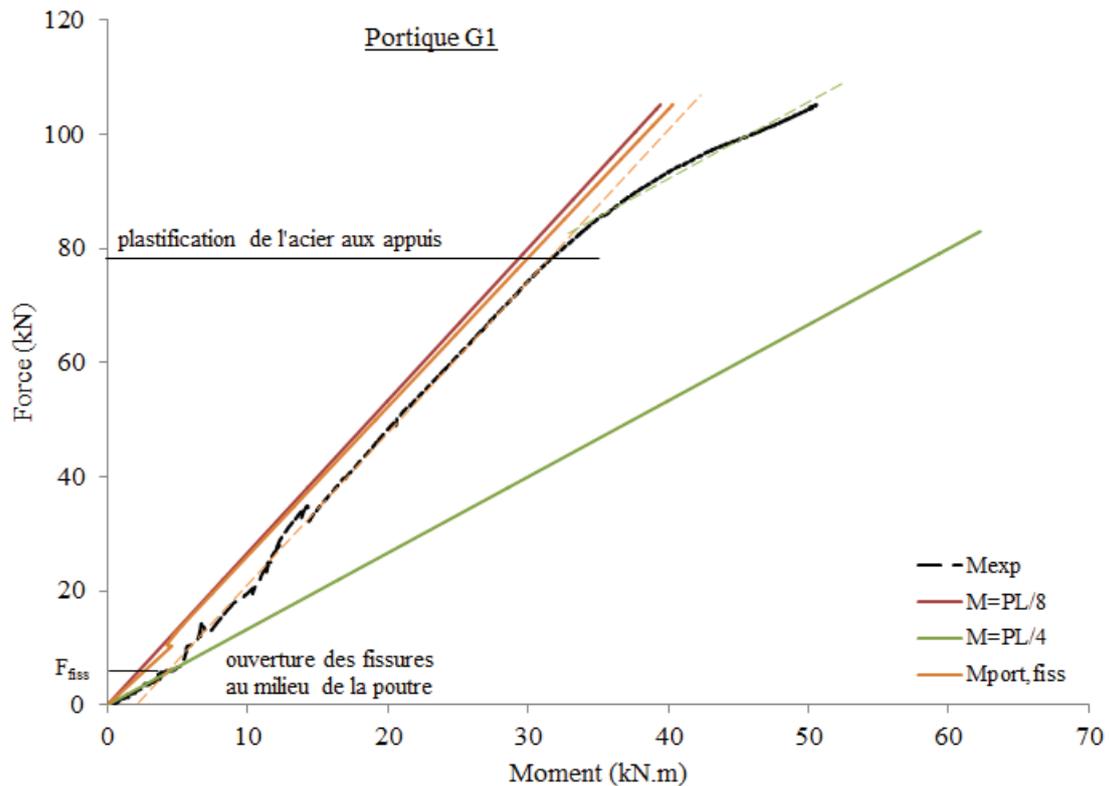


Figure 8.7 – Moment interne – Force pour le portique G1

Lorsqu'aucune section n'est fissurée, la section centrale suit le comportement d'une poutre isostatique car les aciers sur appuis ne travaillent pas (Figure 8.8). Cela peut provenir d'un problème de déformabilité des nœuds ou de la mise en place du bâti. Puis, la section centrale se fissure à $F = 6,3$ kN et le moment interne du portique est redistribué comme un moment de portique fissuré où la rigidité du nœud évolue au fur et à mesure de la fissuration. Après plastification des aciers aux appuis, le moment interne au centre de la poutre s'accroît alors qu'il n'évolue plus aux appuis puisque le moment de plastification est atteint aux alentours de $F = 75$ kN (Figure 8.8). Pour toute augmentation de la charge appliquée, le moment additionnel est redistribué intégralement à la section centrale, le moment interne évolue alors comme celui d'une poutre simplement appuyée dans cette troisième phase.

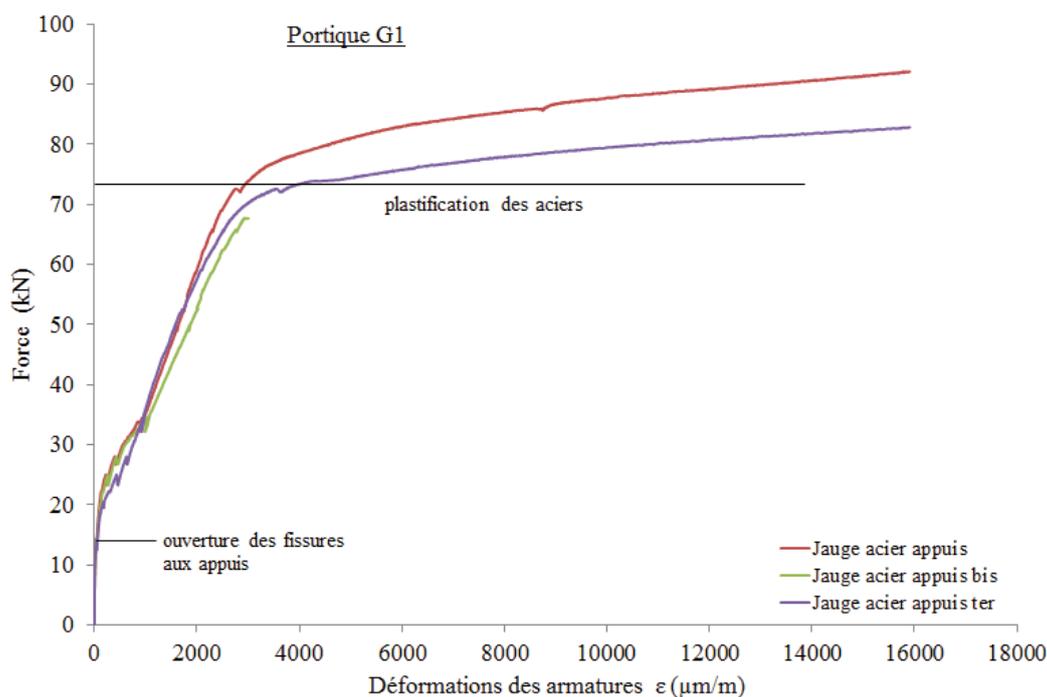


Figure 8.8 – Evolution des déformations dans l'acier aux appuis pour la poutre du portique G1

Dans le cas des portiques G2 et G3 où l'armature en PRF de verre aux appuis a un comportement élastique, le scénario de l'évolution des moments est différent.

Le moment interne pour le portique G2 est calculé en section centrale de poutre (Figure 8.9). Jusqu'à la fissuration au centre de la poutre, le moment interne du portique suit l'évolution d'un moment de portique non fissuré. La rigidité du nœud évaluée à l'aide des inerties de la poutre et du poteau ainsi que de la longueur de la poutre et de la hauteur du poteau sont donc correctes pour l'évaluation du coefficient k .

Dans une deuxième phase, après ouverture des fissures, le moment interne évolue selon l'expression d'un moment de portique fissuré. Puis la valeur calculée de la déformation en compression du béton ϵ_c atteint la valeur caractéristique $\epsilon_{c3} = f_{cm} / E_c$ qui correspond à un début de comportement non linéaire du béton pour $F = 42$ kN. Les armatures aux appuis commencent à travailler (Figure 8.10) mais elles travaillent très peu puisqu'elles atteignent au maximum 126 MPa entre 42 kN et 104 kN. La majorité de l'effort appliqué est donc repris en milieu de poutre, c'est pourquoi le calcul des moments internes au centre de la poutre tend vers l'asymptote d'un comportement isostatique en $PL/4$.

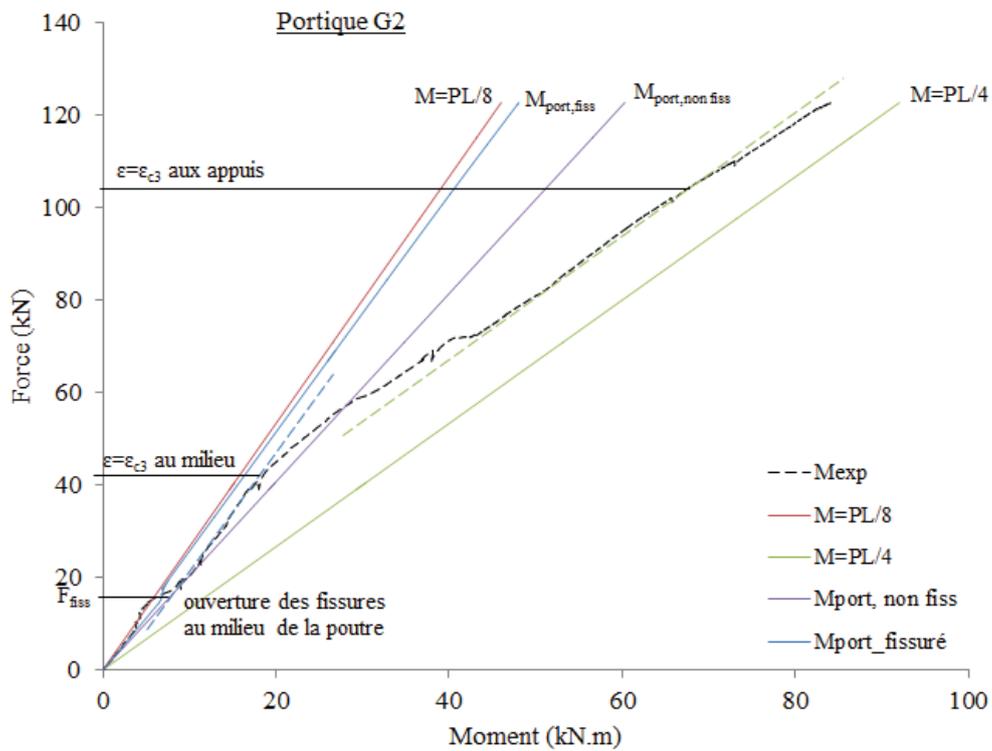


Figure 8.9 – Moment interne – Force pour le portique G2

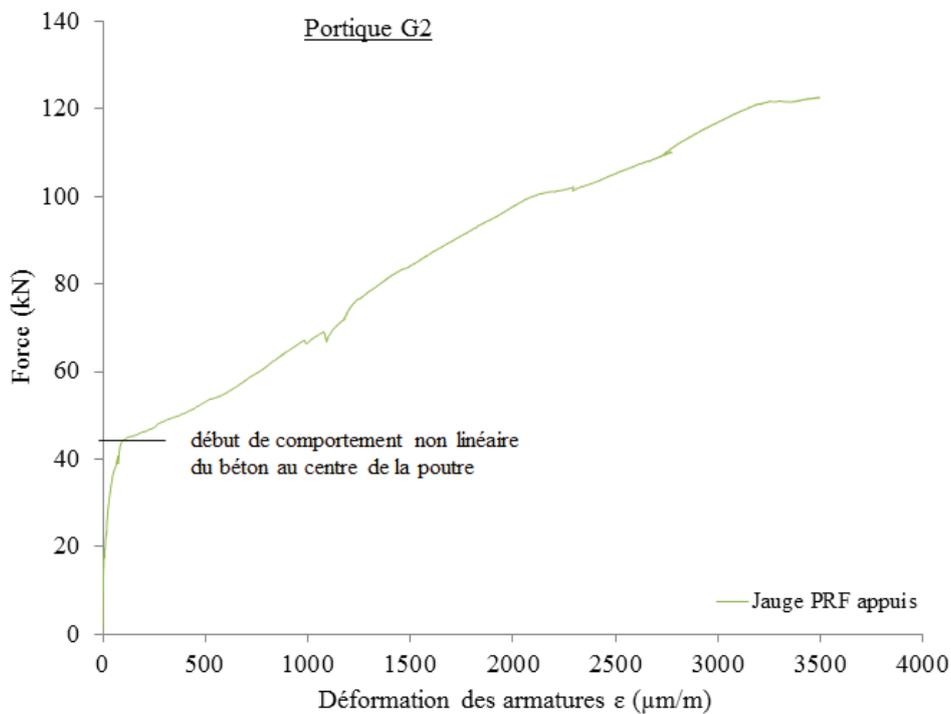


Figure 8.10 – Evolution des déformations dans l'acier aux appuis pour la poutre du portique G2

Autour de $F = 102 \text{ kN}$, le béton aux appuis commence à avoir un comportement non linéaire, ce qui entraîne une accélération de l'endommagement de la section centrale qui rompt par écrasement du béton en partie supérieure de la poutre (Figure 8.11).

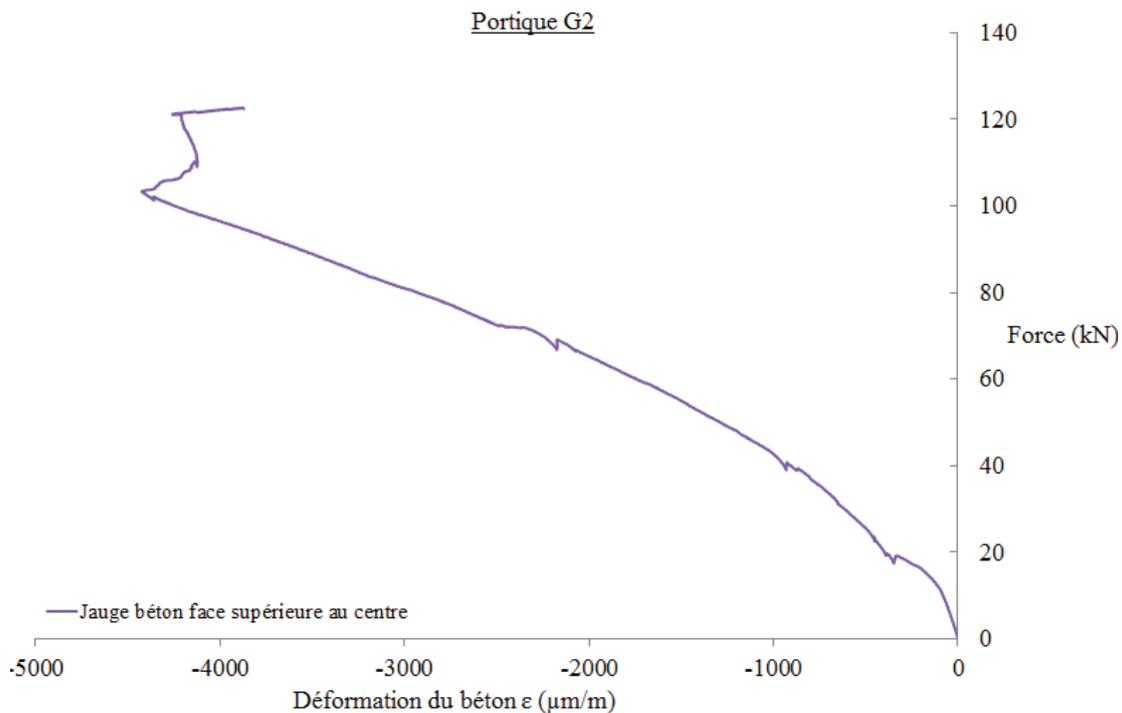


Figure 8.11 – Evolution des déformations dans le béton au niveau de la fibre extrême supérieure au centre de la poutre du portique G2

Ces deux portiques permettent de mettre en avant deux comportements distincts de la redistribution des moments suivant que les poutres de portique soient renforcées aux appuis par des aciers ou des PRF. Dans tous les cas, la somme des moments en travée et aux appuis est égale à un moment extérieur total qui évolue avec la charge appliquée suivant $PL/4$ (Annexe C). Les moments correspondants aux valeurs caractéristiques de changement de distribution peuvent être retrouvés par l'écriture de l'équilibre des forces. Il s'agit, pour la section centrale de la poutre, du moment de fissuration et du moment correspondant à la non-linéarité du comportement du béton. Pour la section aux appuis, les valeurs caractéristiques sont le moment de plastification des aciers et le moment où le comportement du béton commence à être non linéaire.

Le calcul des efforts internes à partir des mesures des déformations des matériaux permet de retrouver les différents changements de phase de comportement de la structure (Figure 8.12) liés aux modifications des conditions limites et à la fissuration du béton. A l'échelle de la structure, cela permet la réduction de la flèche grâce à l'effet système. En jouant sur les ratios d'armatures par exemple, il serait possible d'optimiser le dimensionnement pour limiter la quantité d'armatures utilisées.

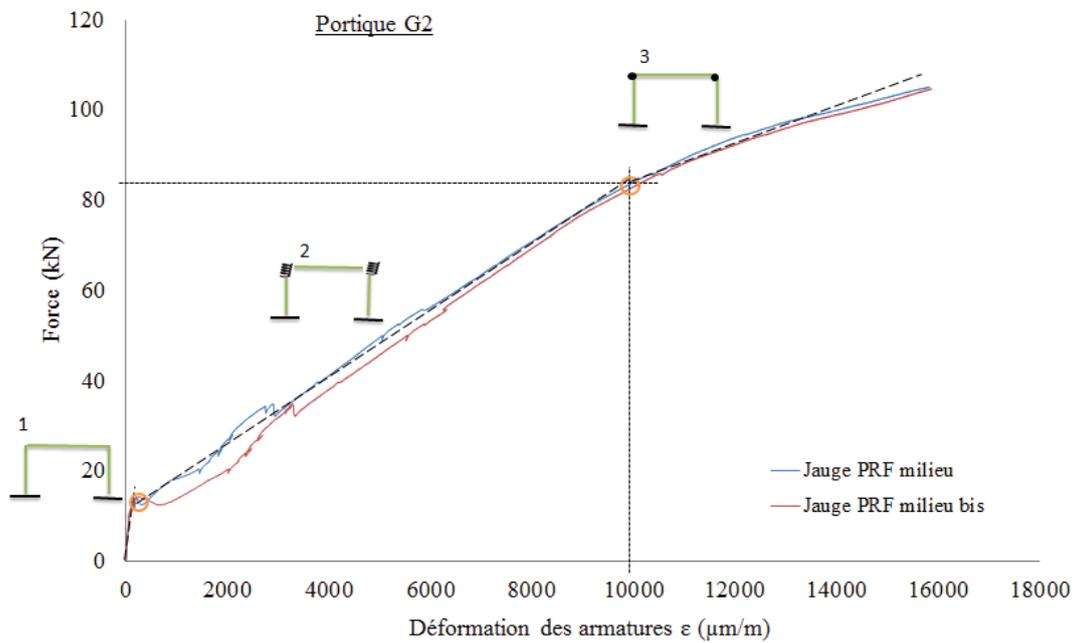


Figure 8.12 – Evolution typique des conditions limites au cours du chargement d'un portique

Chapitre 9

Prédiction de la flèche pour le portique

9.1 Introduction

Ce chapitre développe une approche multilinéaire qui simplifie la courbe de l'évolution de la flèche à partir de l'estimation des points caractéristiques d'un fonctionnement portique repérés dans le chapitre précédent. La simplification de la relation multilinéaire moment-courbure intrinsèque à la section centrale sera comparée au calcul du moment interne à partir des mesures des jauges de déformation sur les armatures en traction. La distribution des moments n'est pas uniforme au cours du chargement, le passage du moment à la force et de la courbure à la flèche sont détaillés. Enfin, la relation multilinéaire simplifiée force-flèche ainsi trouvée est comparée aux résultats expérimentaux.

9.2 Estimation des moments caractéristiques du fonctionnement d'un portique

Pour le calcul simplifié de la flèche, seules les valeurs caractéristiques de la section centrale de la poutre sont nécessaires. Le premier point à évaluer est le moment de fissuration, point pour lequel la contrainte de béton dans la fibre en traction la plus sollicitée de la section centrale atteint sa résistance maximum. Les contraintes de compression dans le béton sont supposées linéaires à ce stade. La position de l'axe neutre lorsqu'aucune section n'est fissurée peut-être calculée comme (Eq. 9.1) :

$$x_{el} = \frac{\frac{E_c b h^2}{2} + d A_f E_f + d' A'_f E'_f}{E_c b h + E_f A_f + E'_f A'_f} \quad (9.1)$$

Le moment de fissuration s'exprime alors par l'Eq. (9.2) :

$$M_{fiss} = A_f \frac{E_f}{E_c} f_t \frac{(d - x_{el})}{(h - x_{el})} \left(d - \frac{x_{el}}{3} \right) + f_c b h \frac{(h - x_{el})}{3} \quad (9.2)$$

où b et h sont la largeur et la hauteur de la section, d la hauteur effective de la section par rapport aux armatures en traction et d' par rapport aux armatures en compression ($d' < d$), A_f et A'_f la section de renforcement de la section en traction et en compression, E_c , E_f et E'_f les modules d'élasticité du béton et des armatures de renforcement en traction et en compression

respectivement, x_{el} la hauteur délimitant le béton en compression et f_t la résistance en traction du béton.

Le deuxième point correspond à la limite d'un fonctionnement linéaire du béton en compression. Il est caractérisé par la déformation du béton caractéristique ε_{c3} (Eq. (9.3)), qui s'apparente à la déformation de la loi de comportement simplifiée bilinéaire.

$$\varepsilon_{c3} = \frac{f_{cm}}{E_c} \quad (9.3)$$

En réécrivant l'équilibre statique des forces de la section correspondant à cette déformation, on obtient une nouvelle position de l'axe neutre (Eq. (9.4)).

$$x_{nl} = \frac{\sqrt{\frac{E_f A_f d - E'_f A'_f d'}{\frac{bE_c}{2} \left(1 + \left(\frac{\varepsilon_{ct,max}}{\varepsilon_{c3}} \right)^2 \right) + (E'_f A'_f - E_f A_f)}}}{1} \quad (9.4)$$

Avec $\varepsilon_{ct,max}$ la déformation correspondant à la résistance maximum en traction du béton (Eq. (9.5)). Par simplification de l'approche, l'effet de « tension stiffening » n'est pas pris en compte.

$$\varepsilon_{ct,max} = \frac{f_t}{E_c} \quad (9.5)$$

Le moment qui correspond à la non-linéarité peut être calculé par rapport à la force de compression apportée par le béton seul selon l'expression (Eq. (9.6)) :

$$M_{nl} = \frac{bE_c \varepsilon_{c3} x_{nl}}{2} \left(d - \frac{x_{nl}}{3} \right) \quad (9.6)$$

Le calcul du point de rupture est plus difficile à évaluer, il dépend beaucoup de la déformation maximum du béton qui varie et dont la valeur maximale est parfois supérieure à 0,0035 [Barris, 2009]. Le béton atteint sa limite en premier et l'état de contrainte associé aux armatures en traction peut se calculer par l'Eq. (9.7).

$$\sigma_f = \sqrt{\frac{(E_c \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{\alpha_1 \beta_1 f_{cm} E_c \varepsilon_{cu}}{\rho_f} - \frac{E_c \varepsilon_{cu}}{2}} \quad (9.7)$$

L'axe neutre et le moment ultime s'exprime alors par les Eq. (9.8) et (9.9) respectivement.

$$x_u = \frac{A_f \sigma_f}{\alpha_1 f_c b} \quad (9.8)$$

$$M_u = A_f \sigma_f \left(d - \frac{x_u}{2} \right) \quad (9.9)$$

9.3 Calcul de la force correspondante aux moments caractéristiques

La distribution typique des moments a pu être identifiée dans le chapitre 8. Pour la section centrale, l'association force appliquée-moment interne peut être représentée par la Figure 9.1 suivante.

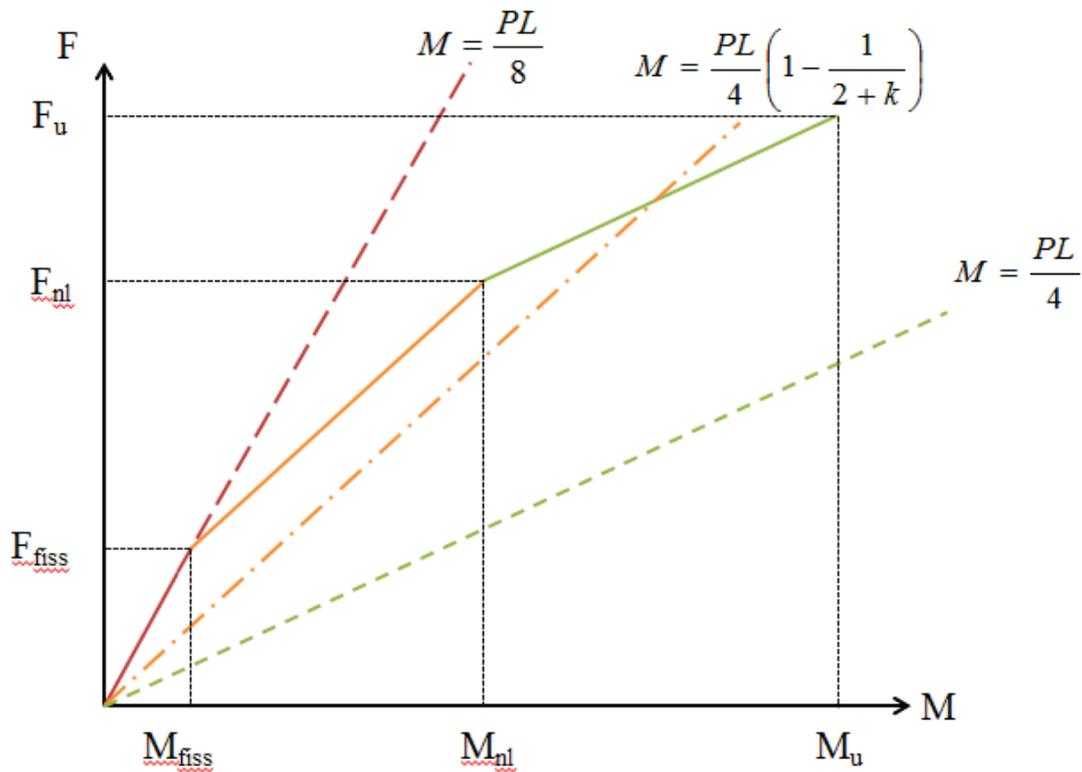


Figure 9.1 – Diagramme typique entre la force et le moment pour la section centrale

La force de fissuration se calcule directement par la relation linéaire entre force et moment, en revanche puisque le moment est redistribué après la fissuration jusqu'au moment ultime, le calcul de la force réelle doit tenir compte des configurations précédentes.

Ainsi les trois forces associées à la fissuration, à la non-linéarité et à la rupture se calcule respectivement par les relations des Eq. (9.10), (9.11) et (9.12) dans la configuration présentée ci-dessus.

$$F_{fiss} = \frac{8M_{fiss}}{L} \quad (9.10)$$

$$F_{nl} = \frac{4(M_{nl} - M_{fiss})}{L \left(1 - \frac{1}{2 + k_{fiss}} \right)} + F_{fiss} \quad (9.11)$$

$$F_u = \frac{4(M_u - M_{nl})}{L} + F_{nl} \quad (9.12)$$

9.4 Calcul des flèches en fonction de la distribution de moments

Première phase

Supposons que la distribution typique des moments suive l'évolution de la distribution d'un portique bi-encastéré avant fissuration ce qui implique un encastrement non parfait aux appuis dès la première phase de comportement (Figure 9.2).

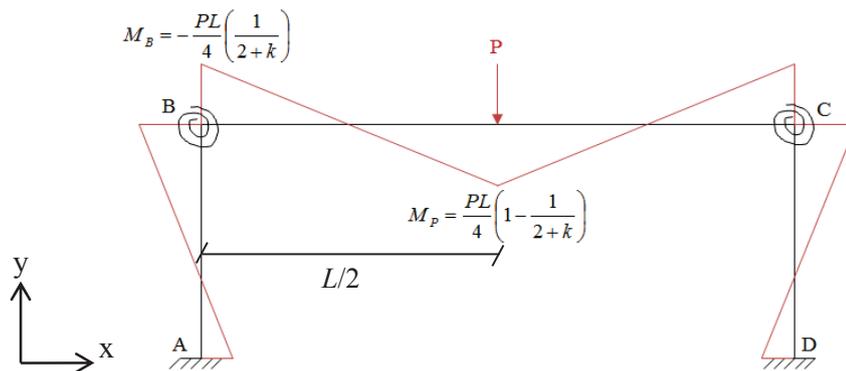


Figure 9.2 – Distribution des moments le long de la poutre de portique pour des appuis semi-encastrés

L'équilibre statique permet de déterminer le moment fléchissant sur le tronçon $[0, L/2]$ (Eq. (9.13)). La charge étant appliquée au centre de la poutre, le deuxième tronçon à un comportement identique par symétrie.

$$M(x) = \frac{P}{2}x - \frac{PL}{4} \left(\frac{1}{2+k} \right) \quad (9.13)$$

avec k le rapport des inerties de la poutre et du poteau par rapport aux longueurs des spécimens (Eq. (8.1)). Les inerties sont celles des sections brutes avant fissuration.

La flèche de la poutre est calculée en utilisant la loi de comportement reliant la courbure (dérivée seconde de la flèche) au moment fléchissant (Eq. (9.14)).

$$\delta''(x) = \frac{M(x)}{EI} \quad (9.14)$$

Le calcul des constantes d'intégration se fait pour des conditions aux limites de zone telles que $v'(x=L/2) = 0$ et $v(x=0) = 0$. Après intégration, l'équation de la flèche est (Eq. (9.15)) :

$$\delta(x) = \left[\frac{Px^3}{12} - \frac{PLx^2}{8} \left(\frac{1}{2+k} \right) - \frac{PL^2}{16}x + \frac{PL^3}{16} \left(\frac{1}{2+k} \right) \right] \frac{1}{EI} \quad (9.15)$$

Au milieu de la poutre, à $x = L/2$, la flèche calculée pour une force de fissuration F_{fiss} s'écrit (Eq. (9.16)) :

$$\delta_{fiss} \left(\frac{L}{2} \right) = \frac{F_{fiss} L^3}{16EI} \left(\frac{1}{2(2+k)} - \frac{1}{3} \right) \quad (9.16)$$

Deuxième phase

Après ouverture des fissures au milieu de la poutre, la deuxième phase de comportement est décrite par la même expression du moment fléchissant le long de la poutre. Seul le ratio k change, puisque les inerties brutes de la poutre et du poteau sont remplacées par leur inertie fissurée respectives. L'axe neutre est calculé pour le point où le béton atteint la déformation ε_{c3} , pour déterminer ensuite les inerties, le coefficient k et enfin la flèche à la fin de la phase 2 (Eq. (9.17)).

$$\delta_{nl} \left(\frac{L}{2} \right) = \frac{F_{nl} L^3}{16EI} \left(\frac{1}{2(2+k_{fiss})} - \frac{1}{3} \right) \quad (9.17)$$

Troisième phase

Le béton dans la section centrale de la poutre est dans une phase de comportement non linéaire jusqu'à rupture, ce qui est indirectement la conséquence de la formation de rotules plastiques aux appuis et donc toute nouvelle incrémentation de force sera redistribuée au centre de la poutre comme pour un élément isostatique.

Pour le troisième segment de la Figure 9.1, et pour une abscisse du tronçon $[0, L/2]$, le moment fléchissant peut s'exprimer (Eq. (9.18)) :

$$M(x) = \frac{(P - F_{nl})}{2}x + M_{nl} \quad (9.18)$$

La relation qui relie la courbure au moment fléchissant est intégrée, la flèche devient (Eq. (9.19)) :

$$\delta_u \left(\frac{L}{2} \right) = \frac{-1}{EI} \left(\frac{(F_u - F_{nl})L^3}{48} + \frac{M_{nl}L^2}{8} \right) \quad (9.19)$$

Les résultats de la simplification des flèches expérimentales sont présentés à la Figure 9.3 et 9.4 pour les portiques et la poutre en appuis simples respectivement. Ce modèle en trois phases pourrait être affiné en tenant compte des fissurations progressives de chacun des éléments (poteaux, travée de poutres, appuis de poutres) et des non linéarités des différents matériaux.

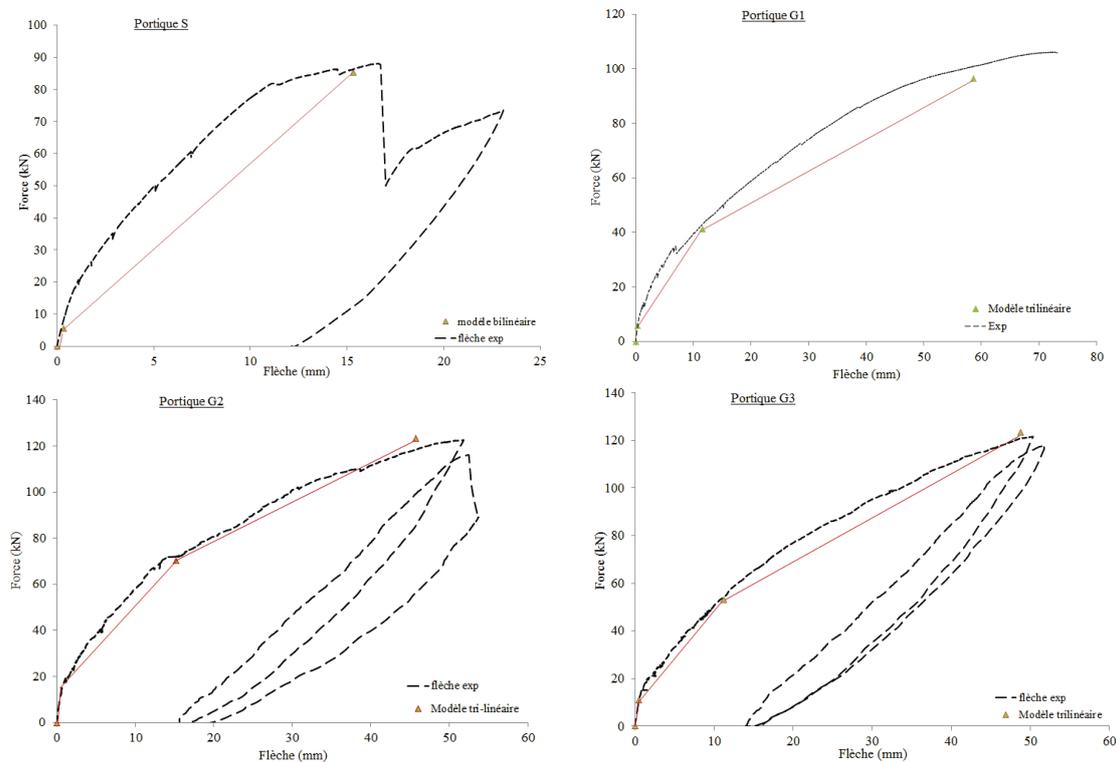


Figure 9.3 – Simplification de la relation force-flèche pour les poutres de portiques

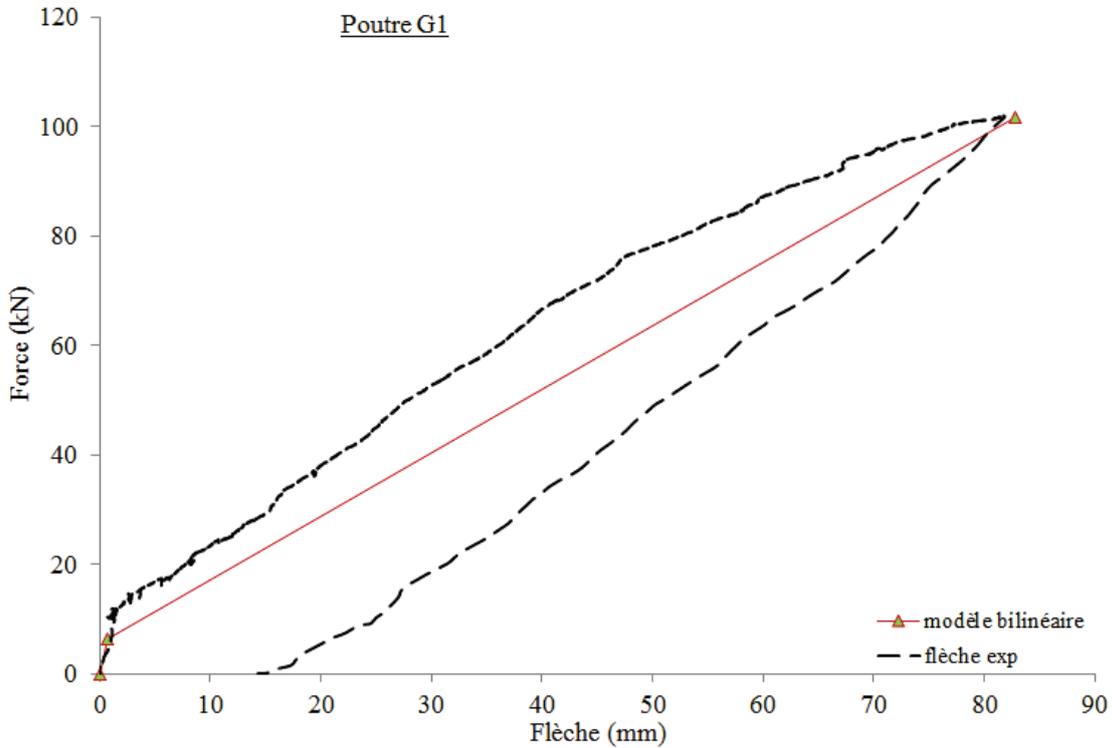


Figure 9.4 – Relation simplifiée pour la poutre isostatique testée en flexion trois points

Cette flèche simplifiée va permettre de faire le raisonnement inverse pour évaluer quelle quantité d'armatures est nécessaire à l'état limite de service dans un cas d'étude qui sera proposé dans la troisième partie. L'évaluation du moment ultime résistant sera aussi utilisée pour l'état limite ultime.

9.5 Observation sur la flèche calculée à partir de la courbure expérimentale

L'étude des moments internes a permis de calculer un axe neutre par la résolution d'équations du second degré mais aussi une courbure reliée aux données expérimentales où (Eq. (9.20)) :

$$\varphi_i = \frac{\varepsilon_{f_{rpi}}}{(d - x_i)} \quad (9.20)$$

Avec la configuration portique, le moment positif concerne la partie centrale de la poutre et le moment est négatif aux appuis. La courbure définie en milieu de poutre devrait être intégrée sur la longueur effective L_1 (Figure 9.5) qui équivaut en analyse linéaire à $2/3L$, avec L la portée entre appuis de la poutre.

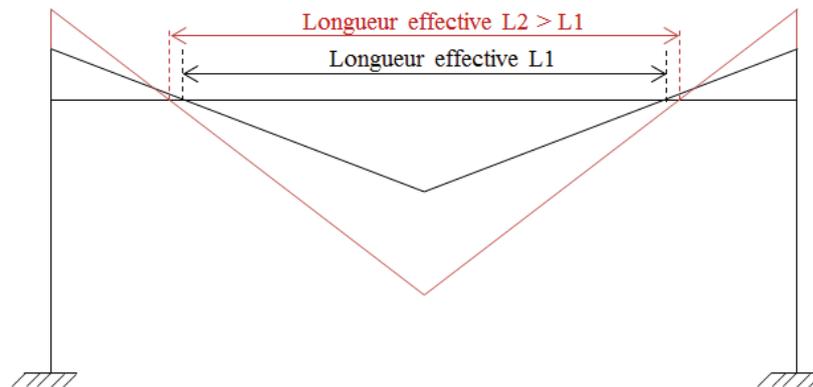


Figure 9.5 – Définition et évolution de la longueur effective d'intégration de la courbure

Au fur et à mesure de l'évolution de la charge appliquée, le moment va être redistribué et la longueur effective augmente jusqu'à tendre vers la longueur totale de la poutre.

Le calcul de cette longueur effective corrélée aux capteurs de déplacement de la box à la jonction poteau-poutre permet de voir l'influence de la rotation de la box sur l'augmentation de la longueur effective et, par conséquent, de l'élargissement de la zone fissurée en bas de poutre.

Sur la Figure 9.6, on observe pour la poutre de portique G1 que l'augmentation de la longueur effective est ralentie après plastification des aciers ce qui est logique car le moment n'augmente plus aux appuis.

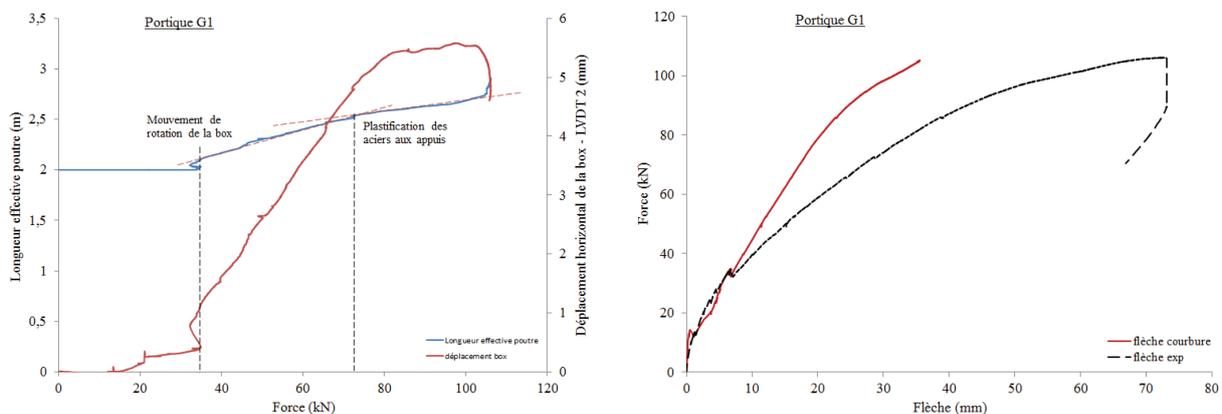


Figure 9.6 – Etude de la longueur effective pour la poutre de portique G1

En revanche, pour la poutre de portique G2, la longueur effective commence à augmenter au déplacement de la box mais peu ce qui a pour effet d'avoir une flèche calculée à partir de la courbure et pour $2/3L$ assez proche de la flèche expérimentale (Figure 9.7).

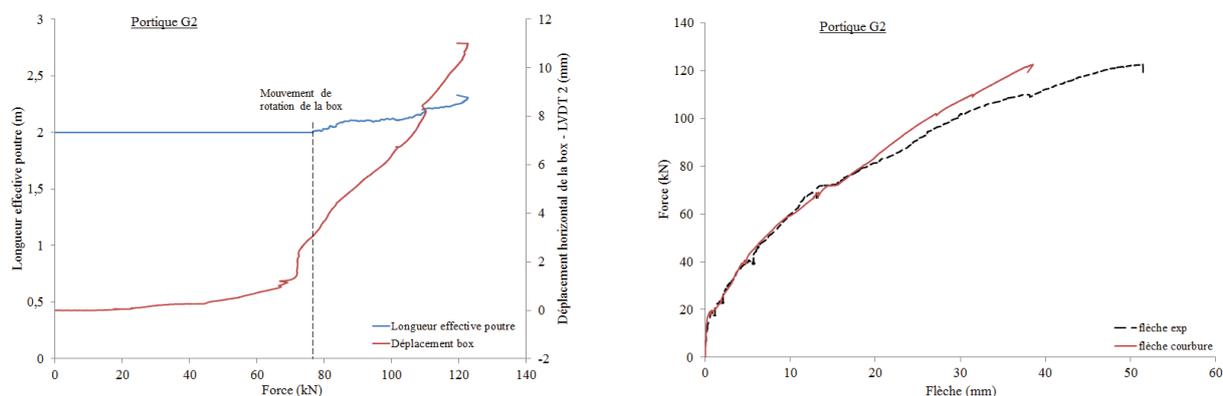


Figure 9.7 – Etude de la longueur effective pour la poutre de portique G2

Conclusion de la partie B

Dans cette deuxième partie, des portiques renforcés par des armatures en acier et des PRF sont étudiés. Un nœud coulé avec du Béton Fibré Ultra Performant à la jonction poteau-poutre permet de réduire la longueur d’ancrage des armatures aux appuis et donc d’éviter de les recourber.

Les portiques renforcés intégralement par des PRF se comportent bien en flexion trois-points, ils ont une meilleure performance à la rupture que le portique de référence en acier. En revanche, la rigidité des portiques PRF est moindre par rapport au portique renforcé par des aciers, même si la rigidité de la poutre du portique dans les premières phases de comportement est plus rigide que dans le cas des poutres isostatiques.

L’évolution de la distribution des moments est étudiée à partir des résultats expérimentaux et un comportement typique des portiques est déduit. A partir de cette analyse inverse, des points caractéristiques de fonctionnement sont identifiés pour construire une prédiction de comportement à partir d’équations issues de l’équilibre statique des sections. La déduction de la force à partir du moment dépend de l’historique de chargement et la flèche est déduite par double intégration à partir de l’expression du moment fléchissant le long de la poutre.

Enfin, l’influence de la rotation des poteaux sur la longueur effective correspondant aux moments positifs est montrée. En effet, la rotation du poteau sous l’effet de son fléchissement semble être corrélée à la propagation de la zone de fissures en partie inférieure de la poutre où la traction se produit.

L’étude de la flèche pour les portiques montre qu’il est possible de donner une bonne approximation de la flèche avec un modèle simplifié tri-linéaire, pour différentes configurations de portiques. De plus, nous observons que la flèche est réduite par rapport à une poutre isostatique identique. Le modèle simplifié est exploité dans la partie suivante pour quantifier la réduction de flèche et optimiser la quantité d’armatures satisfaisant les deux Etats Limites.

**PARTIE C – MODELISATION
STRUCTURALE : TENDANCES DE
DIMENSIONNEMENT**

Chapitre 10

Tendances à partir du code CSA S806-12

10.1 Introduction

Cette troisième partie cherche à minimiser la section d'armatures PRF pour le dimensionnement de poutres en béton armé à l'Etat Limite Ultime et à l'Etat Limite de Service. Basé sur des résultats expérimentaux et des données de la littérature, l'objectif est d'évaluer la possibilité d'optimisation des sections des poutres de béton armé par une analyse paramétrique des variables géométriques et des propriétés des matériaux. Dans ce chapitre, les calculs se basent sur un code de dimensionnement donnant toute confiance et, pour un chargement donné, chaque section est vérifiée pour déterminer si l'ELU ou l'ELS est le plus contraignant en termes de renforcement.

En variant la hauteur, la largeur des poutres et le type de béton, il est possible de déterminer la quantité de renforcement requise pour approcher un optimum. Le comportement mécanique d'une poutre dépend d'au moins 4 paramètres géométriques (la largeur et la hauteur de la section, la longueur de la poutre et la section d'armatures) et de paramètres liés aux matériaux (module d'Young, résistance du béton et des armatures). Pour évaluer l'importance du critère de flèche par rapport aux autres critères de l'Etat Limite de Service, 690 poutres sont simulées.

10.2 Algorithme de calcul

Par rapport à l'étude menée sur les poutres isostatiques, le code canadien CSA S806-12 présente de bons résultats en termes de prédictions réglementaires. D'après le bulletin Fib 40 [Fib, 2007], les caractéristiques mécaniques des armatures FRP entraînent de plus grandes déformations que pour les éléments renforcés par des aciers ce qui a pour conséquence un dimensionnement gouverné par l'Etat Limite de Service. Dans la suite de ce paragraphe, ce constat est vérifié pour un ensemble de sections de poutres possibles, en appliquant un dimensionnement basé sur le code CSA S806-12 retenu.

L'algorithme de calcul mis en place recherche le minimum de section de renforcements nécessaire pour satisfaire l'ELU et l'ELS dans des boucles de calcul où hauteurs et largeurs de poutres varient. Pour résoudre les équations et trouver la section d'armatures minimum requise pour chaque Etat, le moment ultime $M_{u,Ed}$ et le moment de service $M_{ser,Ed}$ définis à partir du

chargement imposé et de la géométrie sont rendus égaux au moment ultime résistant et au moment de service, ce dernier étant défini dans le respect des critères de service.

Soit G les charges permanentes et Q les charges d'exploitation en kN/m^2 . La charge permanente uniformément distribuée w_{DL} comprend le poids propre. Avec b , h la section de la poutre, e la distance de l'entraxe entre les poutres et γ la densité du béton, la charge linéique permanente est égale à (Eq. (10.1)) :

$$w_{DL} = bh\gamma + eG \quad (10.1)$$

La charge linéique définie par les charges d'exploitation est $w_{LL} = eQ$. La charge linéique uniforme à l'ultime est fonction de coefficients de distribution (Eq. (10.2)) et le moment ultime lié aux charges est calculé par l'expression Eq. (10.3).

$$w_u = 1,25 w_{DL} + 1,5 w_{LL} \quad (10.2)$$

$$M_{u,Ed} = \frac{w_u L^2}{8} \quad (10.3)$$

Le moment de service dépendant des charges est calculé de la même manière où la charge linéique s'exprime sans coefficient de distribution ($w_{ser} = w_{DL} + w_{LL}$).

A l'Etat Limite Ultime, le moment résistant est calculé par rapport à la force de compression dans le béton et l'adhérence est supposée parfaite entre les armatures et le béton. Dans un premier temps, la position de l'axe neutre x_f est trouvée (Eq. (10.4)) puis, par équilibre des forces de compression et de traction, la quantité d'armatures nécessaire $A_{f,u}$ est déduite (Eq. 10.5)).

$$M_{u,Ed} = M_{u,Rd} = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 x_f b \left(d - \frac{\beta_1 x_f}{2} \right) \quad (10.4)$$

$$A_{f,u} \phi_f 0,5 E_f \varepsilon_{cu} \left[\left(1 + \frac{4\alpha_1 \beta_1 \phi_c f'_c b d}{A_{f,u} E_f \varepsilon_{cu} \phi_f} \right)^{0,5} - 1 \right] = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 x_f b \quad (10.5)$$

A l'Etat Limite de Service, différents critères de services à respecter sont étudiés : largeur des fissures, flèche, contraintes dans le béton et les armatures PRF selon les limites données dans le Tableau 10.1.

Critères ELS	Matériaux		Flèche	Ouverture de fissures
	Béton	PRF		
Valeur limite	$0,45 f'_c$	$0,3 f_{frp,u}$	{L/240; L/360; L/480}	0,5 mm

Tableau 10.1 – Limites des 4 critères à l'Etat Limite de Service

Comme pour les spécimens renforcés par des armatures acier, le béton en compression est toujours supposé être dans une phase de comportement linéaire et élastique. Les hypothèses selon lesquelles il n'y a pas de glissement et les sections planes restent planes après déformation restent valables également. Les calculs à l'ELS sont donc basés sur la distribution de contraintes de la Figure 10.1.

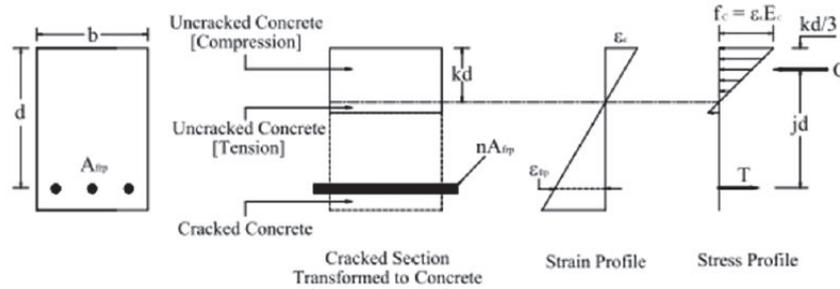


Figure 10.1 – Diagrammes des déformations et contraintes appliquées à la section à l'ELS

Dans la suite des explications, pour chaque critère $\{M_{ser,i}\}_{i \in \{1,4\}} = M_{ser,Ed}$

Le moment de service pour la limitation des contraintes dans le béton s'écrit (Eq. (10.6)) :

$$M_{ser,1} = f'_{c,max} \frac{bd^2k}{2} \left(1 - \frac{k}{3}\right) \quad (10.6)$$

La résolution du paramètre k permet de trouver la section d'armatures $A_{f,ser1}$ correspondante (Eq. (10.7)).

$$k = \sqrt{\left(\frac{A_{f,ser1}E_f}{bd E_c}\right)^2 + 2 \frac{A_{f,ser1}E_f}{bd E_c} - \frac{A_{f,ser1}E_f}{bd E_c}} \quad (10.7)$$

Pour le critère des contraintes dans les armatures PRF, l'équation du moment s'écrit (Eq. (10.8)) :

$$M_{ser,1} = f_{frp,max} A_{f,ser2} d \left(1 - \frac{k}{3}\right) \quad (10.8)$$

Pour le calcul, k est remplacé par l'équation (10.7) où l'inconnue est maintenant $A_{f,ser2}$, qui est alors déterminée par la résolution d'une équation du second degré.

Pour le critère de flèche, le code CSA S806-12 utilise l'équation (Eq. (10.9)) qui correspond à un chargement de poutre uniforme (Figure (10.2)).

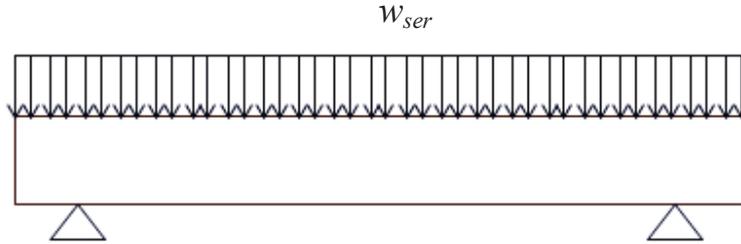


Figure 10.2 – Chargement de la poutre uniforme dans ce cas d'étude

$$\delta_{max} = \frac{5w_{ser}L^4}{384E_cI_{cr}} \left[1 - \frac{192}{5} \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right) \left(\frac{1}{3} \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 - \frac{1}{4} \left(\frac{L_g}{L} \right)^4 \right) \right] \quad (10.9)$$

Avec $I_{cr} = \frac{bd^3}{3} k^3 + \frac{E_f}{E_c} A_{f,ser3} d^2 (1 - k)^2$

Et $I_g = \frac{bh^3}{12}$, $L_g = \frac{L}{2}$

Au final, le moment de service est exprimé par l'Eq. (10.10) suivante.

$$M_{ser3} = \frac{48 \delta_{max} E_c I_{cr}}{5L^2 \left[1 - \frac{192}{5} \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right) \left(\frac{1}{3} \left(\frac{L_g}{L} \right)^3 - \frac{1}{4} \left(\frac{L_g}{L} \right)^4 \right) \right]} \quad (10.10)$$

La résolution de cette équation donne la valeur de la section $A_{f,ser3}$ requise.

Enfin, la limite de service pour l'ouverture des fissures peut être exprimée selon l'Eq. (10.11), équation pour laquelle tous les paramètres géométriques sont définis dans la Figure (10.3).

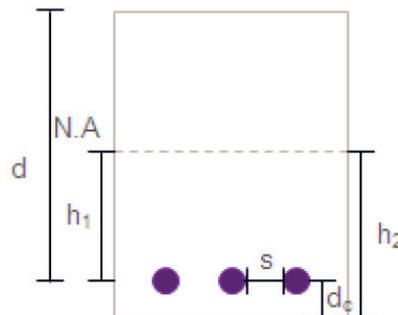


Figure 10.3 – Paramètres géométriques définissant l'ouverture de fissures

$$w_{max} = 2 \frac{f_{frp}}{E_f} \frac{h_2}{h_1} k_b \sqrt{d_c + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (10.11)$$

Le moment de service pour la limitation à l'ouverture de fissures est alors donné par l'Eq. (10.12).

$$M_{ser4} = \frac{w_{max} h_1^2}{2 h_2 k_b \sqrt{d_c + \left(\frac{s}{2}\right)^2}} E_f A_{f,ser4} + \frac{bd}{2} k f_c' \quad (10.12)$$

Chaque valeur de $A_{f,ser}$ obtenue permet de vérifier un des critères de l'ELS. Pour être sûr que chacun des 4 critères sont simultanément vérifiés, la section d'armatures minimum retenue est le maximum des 4 besoins.

$$A_{f,ser} = \max\{A_{f,serk}\}_{k \in [1,4]}$$

10.3 Application sur un cas d'étude

Soit le cas d'étude d'une dalle reposant sur deux poutres, l'entraxe entre poutres est de 3m et la longueur de poutre vaut 4m (Figure 10.4).

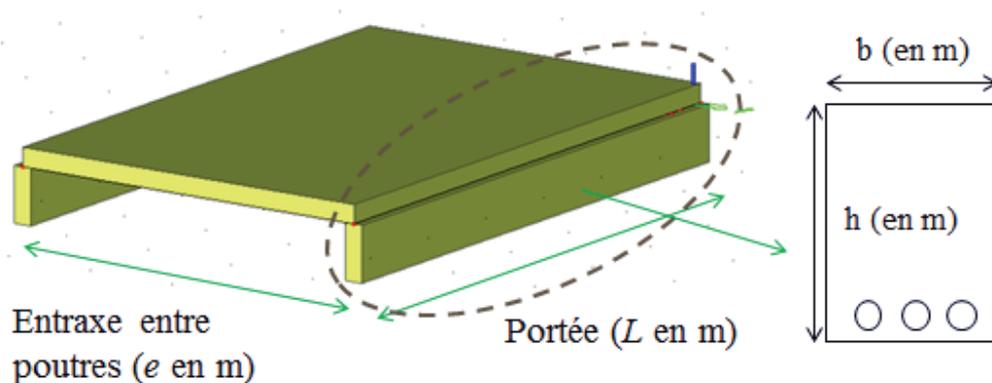


Figure 10.4 – Présentation d'un cas d'étude

Les charges appliquées sont des charges courantes de bâtiment avec une charge permanente G de 2,5 kN/m² et une charge d'exploitation Q de 2,5 kN/m². Les charges sont uniformément réparties pour chaque poutre (Figure 10.5).

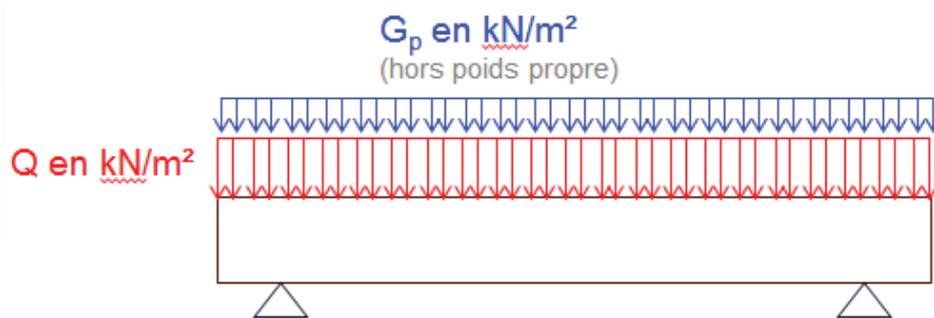


Figure 10.5 – Chargement retenu pour le cas d'étude

Le béton utilisé pour la simulation a une résistance en compression de 25 MPa. L'algorithme général de calcul, résumé à la Fig. 10.6, est programmé avec un langage Python et appliqué à ce cas d'étude. Dans ces calculs, la flèche limite est prise égale à $L/360$.

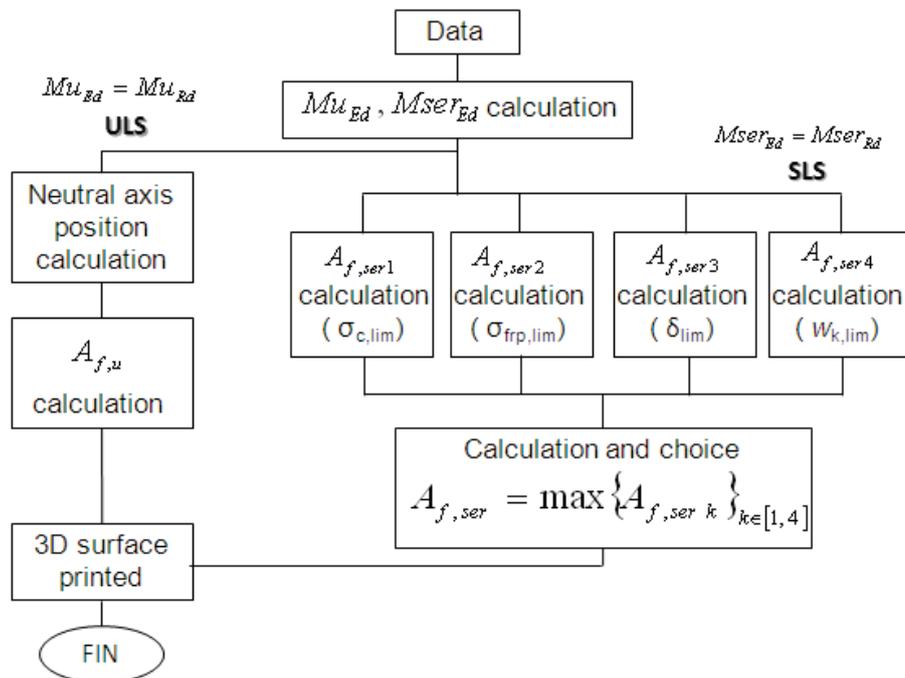


Figure 10.6 – Algorithme général de calcul des quantités d'armatures pour l'ELU et l'ELS

Le résultat des calculs de section minimum de renforcement est donné sur la forme $A_f E_f$ afin d'être adaptable à tout type d'armatures, de verre à carbone en passant par l'aramide. De plus, d'un fabricant à l'autre, les modules d'élasticité varient légèrement pour un même matériau, par exemple de type fibres de verre. Pour une poutre de longueur 4m décrite dans le cas d'étude ci-dessus, le résultat sous forme de nappes 3D graphiques est donné à la Figure 10.7 en faisant varier la hauteur et la largeur de section de poutre. Sur cette surface 3D, 690 poutres sont simulées.

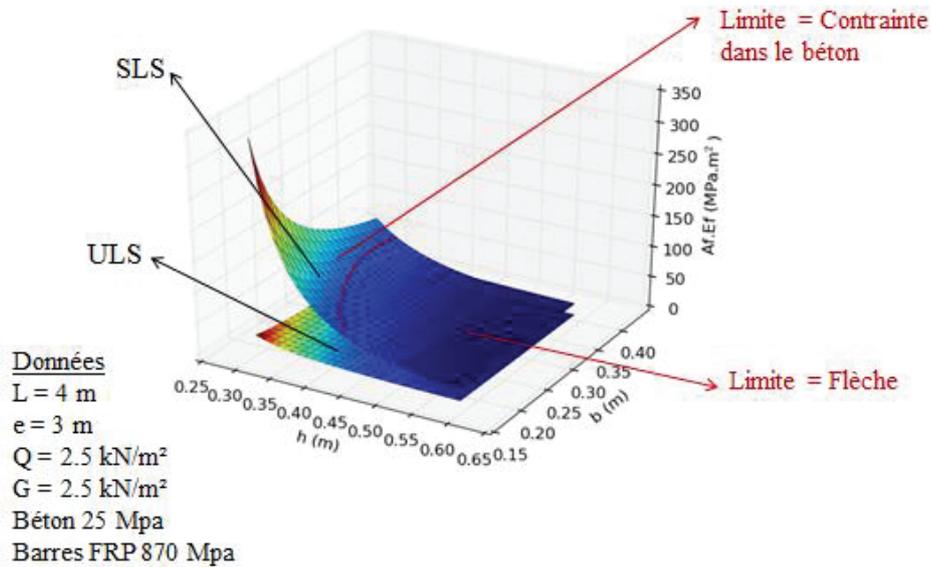


Figure 10.7 – Quantité de renforcement VS quantité de béton pour une poutre de 4 m de long

Une fonction est incluse dans l’algorithme afin de déterminer pour chaque section calculée quel est le critère de service le plus limitant. Ainsi, dès lors que le bloc de béton en compression est suffisamment important pour reprendre les charges de traction, alors le critère dimensionnant à l’ELS est la flèche. Le graphique 3D généré confirme que pour l’ensemble des sections testées, le dimensionnement final sera gouverné par l’Etat Limite de Service car une plus grande quantité d’armatures PRF est nécessaire pour satisfaire l’ELS que pour satisfaire l’ELU. Sur la figure 10.8, on voit que les deux nappes générées ne se croisent pas.

Afin de regarder l’évolution de la tendance de dimensionnement, le calcul est relancé pour une poutre de 3m de long, tout autre paramètre étant identique. Le résultat comparatif entre les deux cas simulés est donné à la Figure 10.9.

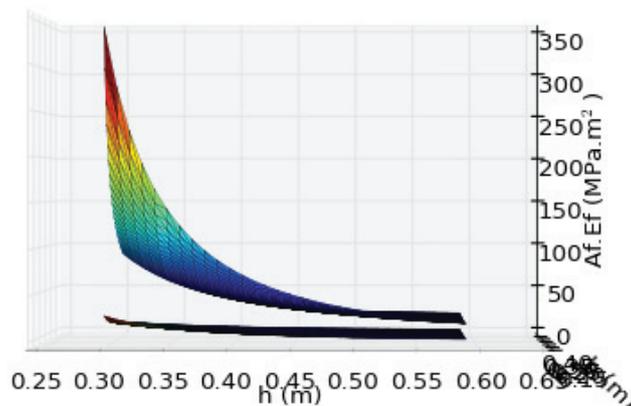


Figure 10.8 – Pas d’optimum de renforcement pour satisfaire ELU et ELS simultanément pour une poutre de 4 m de long

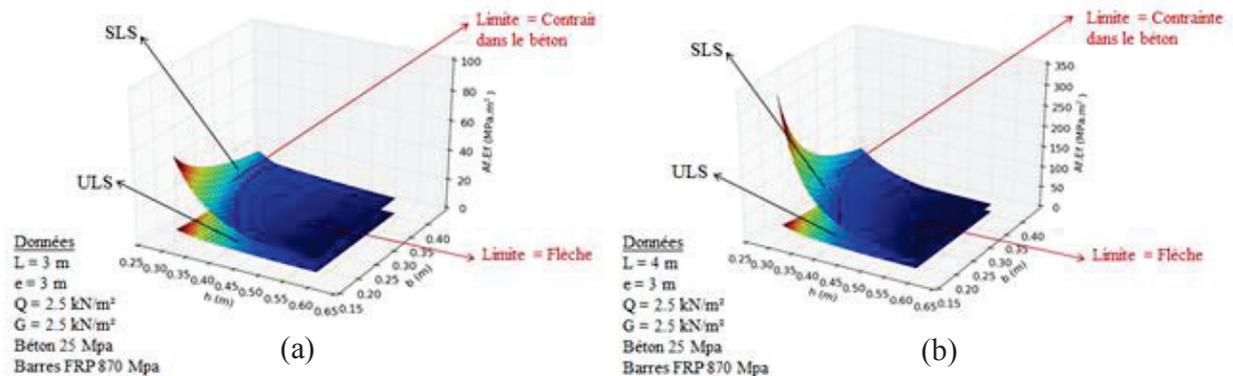


Figure 10.9 – Quantité de renforcement VS quantité de béton pour une poutre (a) de 3 m de long et (b) de 4m de long

Plus la poutre est longue, plus la flèche développée sera importante et donc il faudra plus d'armatures PRF pour satisfaire une condition sur la flèche à l'ELS. Ces graphiques 3D donnent une vision d'ensemble du dimensionnement, dans un espace de combinaisons possibles pour le choix de la section $\{b, h\}$. Dans le paragraphe suivant, la largeur de la poutre est fixée, ce qui revient à faire une coupe 2D des nappes précédemment générées.

10.4 Coupes en 2D : influence des paramètres géométriques et matériaux

La visualisation en 3D permet de voir les tendances mais pour déterminer la quantité exacte d'armatures au facteur E_f prêt, les courbes en 2D sont plus lisibles. Il y a deux manières de représenter en 2D l'influence de différents paramètres. Une première façon est de repartir des nappes 3D précédentes et de faire une coupe 2D pour une largeur de poutre fixée. Ainsi, d'autres paramètres sont implicitement fixés tels que les charges appliquées et l'entraxe. Pour la suite de ce paragraphe, l'influence de la résistance en compression du béton et de la longueur de poutre sont étudiées en fonction de différentes hauteurs.

Influence de la résistance en compression f_{ck}

La largeur de la poutre est fixée à $b = 0,18$ m pour étudier la zone des nappes 3D où il y a le plus de variations entre ELS et ELU. La quantité d'armatures est calculée en fonction de différentes hauteurs de poutres entre 0,3 m et 0,6 m pour une gamme de béton de résistance f_{ck} $\{25$ MPa; 35 MPa; 35 MPa; 55 MPa $\}$. La longueur de la poutre est choisie de 4 m de long, l'entraxe de 3 m et les charges G et Q sont les mêmes que pour le cas d'étude (Figure 10.10).

```

15 #-----#
16 #-----USER DATA-----#
17
18 # Geometry
19 L = 4. # m
20 e = 3. # m
21 b = 0.18 # m
22 h_list = np.arange(0.30, 0.62, 0.01) # m
23
24 # Loads
25 G = 2.5 #kN/m # the superimposed service dead load
26 Q = 2.5 #kN/m # the service live load
27
28 # Materials
29 #concrete
30 fck_list = np.arange(25, 61, 10) #MPa
31
32 density = 23.54 #kN/m3
33 eps_cu = 0.0035
34 phi_c = 0.65
35
36 #rebar
37 f_fum = 870. #MPa
38 Ef = 54500 #MPa
39 phi_f = 0.75
40
41 #-----END USER DATA-----#
42 #-----#

```

Figure 10.10 – Paramètres géométriques matériaux pour étudier l'influence du béton

Dans la Figure 10.11 suivante, des couleurs attribuées à chaque classe de résistance des bétons permettent de différencier les besoins en renforcements pour l'ELU et l'ELS. L'écart entre besoins à l'ELU et à l'ELS est de 313 MPa.m² pour un béton de 25 MPa et 40 MPa.m² pour un béton de 55 MPa.

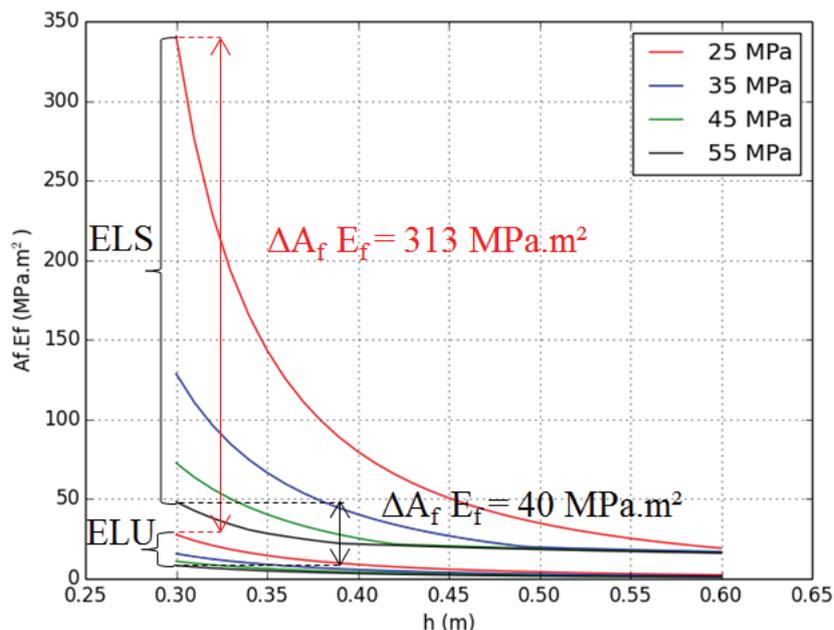


Figure 10.11 – Influence de la résistance en compression du béton pour L = 4 m

Les valeurs de $A_f \cdot E_f$ sont parfois trop élevées pour les petites sections de poutres, même avec une armature en carbone, dont le module d'Young peut avoisiner 130 GPa, il faut veiller à ce que le nombre d'armatures requises tiennent dans l'espace en question.

En revanche, ce graphique montre que l'influence du béton n'est pas négligeable sur le dimensionnement, et qu'avec un béton plus résistant on peut réduire l'écart et surtout réduire la quantité d'armatures nécessaire pour satisfaire l'ELS.

Influence de la longueur de poutre L

La largeur de la poutre est fixée à 0,25 m pour pouvoir observer différentes longueurs de poutres. Dans un premier temps, la résistance du béton est choisie à 25 MPa, et la variation de longueur de poutre est comprise entre 3 m et 5 m (Figure 10.12). La quantité de renforcements requis pour l'ELS n'est pas réalisable pour une longueur de poutre de 5 m (ligne rouge) et une hauteur de 0,3 m. Il faudra au moins 40 cm de hauteur de section pour avoir un taux de renforcement convenable soit un rapport h/b de 1,6 minimum.

Pour un béton de résistance en compression 55 MPa, le même calcul est lancé en augmentant la portée des poutres de 3 m à 7 m. Les données fixées dans le programme pour ce test sont présentés en Figure 10.13.

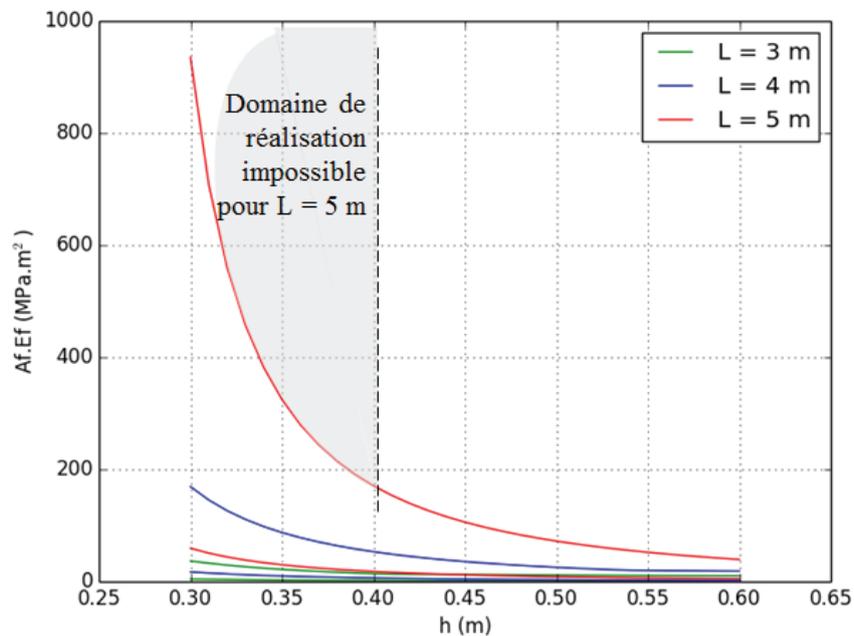


Figure 10.12 – Influence de la longueur de la poutre pour $f_{ck} = 25$ MPa

```

15 #-----#
16 #-----USER DATA-----#
17
18 # Geometry
19 L_list = np.arange(3., 7.1, 1.) # m
20 e = 3. # m
21
22 b = 0.25 # m
23 h_list = np.arange(0.30, 0.62, 0.01) # m
24
25 # Loads
26 G = 2.5 #kN/m # the superimposed service dead load
27 Q = 2.5 #kN/m # the service live load
28
29 # Materials
30 #concrete
31 fck = 55 #MPa
32 Ec = 4500.*(float('%s'%(fck)))**0.5 # MPa
33 alpha_1 = 0.85 - 0.0015*float('%s'%(fck))
34 beta_1 = 0.97 - 0.0025*float('%s'%(fck))
35 density = 23.54 #kN/m3
36 eps_cu = 0.0035
37 phi_c = 0.65
38
39
40 #rebar
41 f_fum = 870. #MPa
42 Ef = 54500 #MPa
43 phi_f = 0.75
44
45 #-----END USER DATA-----#
46 #-----#

```

Figure 10.13 – Paramètres géométriques et matériaux pour étudier l'influence de la portée

Les résultats de ce jeu de paramètres sont donnés à la Figure 10.14. Dans ce cas, les poutres de longueurs 6 m et 7 m sont limitées pour des rapports $h/b < 1,6$ m. Afin de mieux observer les écarts entre les poutres de longueur 3 m et 4 m, un zoom du graphique est proposé en Figure 10.15.

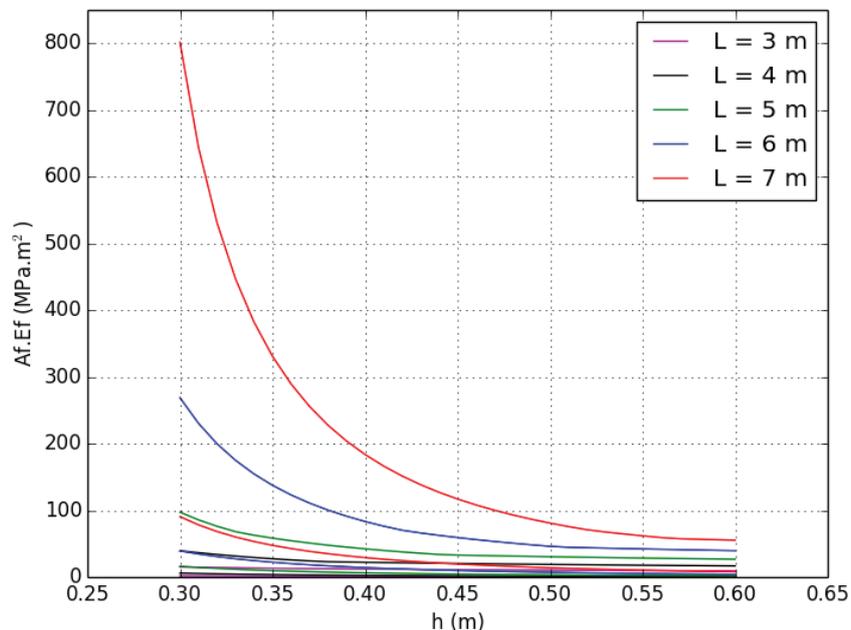


Figure 10.14 – Influence de la longueur de la poutre pour $f_{ck} = 55$ MPa

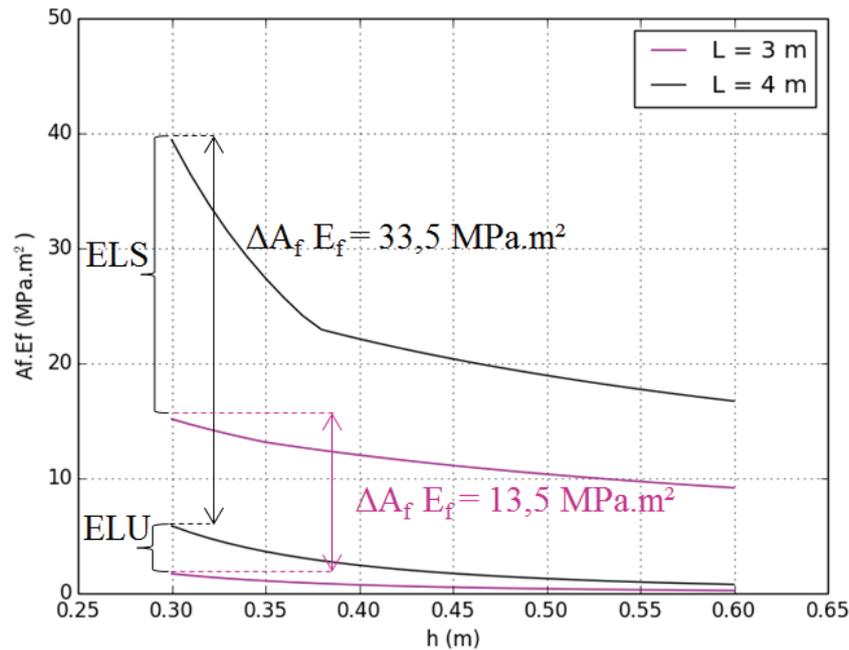


Figure 10.15 – Zoom : Influence de la longueur de la poutre pour $f_{ck} = 55$ MPa

Pour des sections de poutres de 0,25 m de large par 0,4 m de haut, la quantité d'armatures PRF nécessaire pour l'ELS, en supposant des armatures en verre de module d'élasticité 54500 MPa, est une section totale de 4,2 cm² soit environ deux armatures de diamètre 16 mm.

Selon la classe de résistance du béton employé, les portées accessibles pour le renforcement du béton par des armatures PRF varient. Avec un béton standard de 25 MPa, de petites portées seront privilégiées pour des sections de poutres standards, ou bien il faudra aller vers des sections de béton plus importantes. Une autre solution pour augmenter la portée admissible pour le renforcement par des PRF est d'augmenter la résistance en compression du béton.

Une autre manière de représenter la quantité $A_f E_f$ nécessaire en fonction d'un chargement type donné a été développé dans ce travail de thèse. Le principe est de construire des diagrammes à 4 cadrans où la longueur des poutres, l'entraxe et la résistance en compression du béton peuvent être changés simultanément pour une section de poutre fixée. Ces diagrammes ont également été développés en fonction du code CSA S806-12. Pour les Figures 10.16 et 10.17 suivantes, le rapport h/b est égal à 1,5 puis pour les Figures 10.18 et 10.19 il est de 1,6.

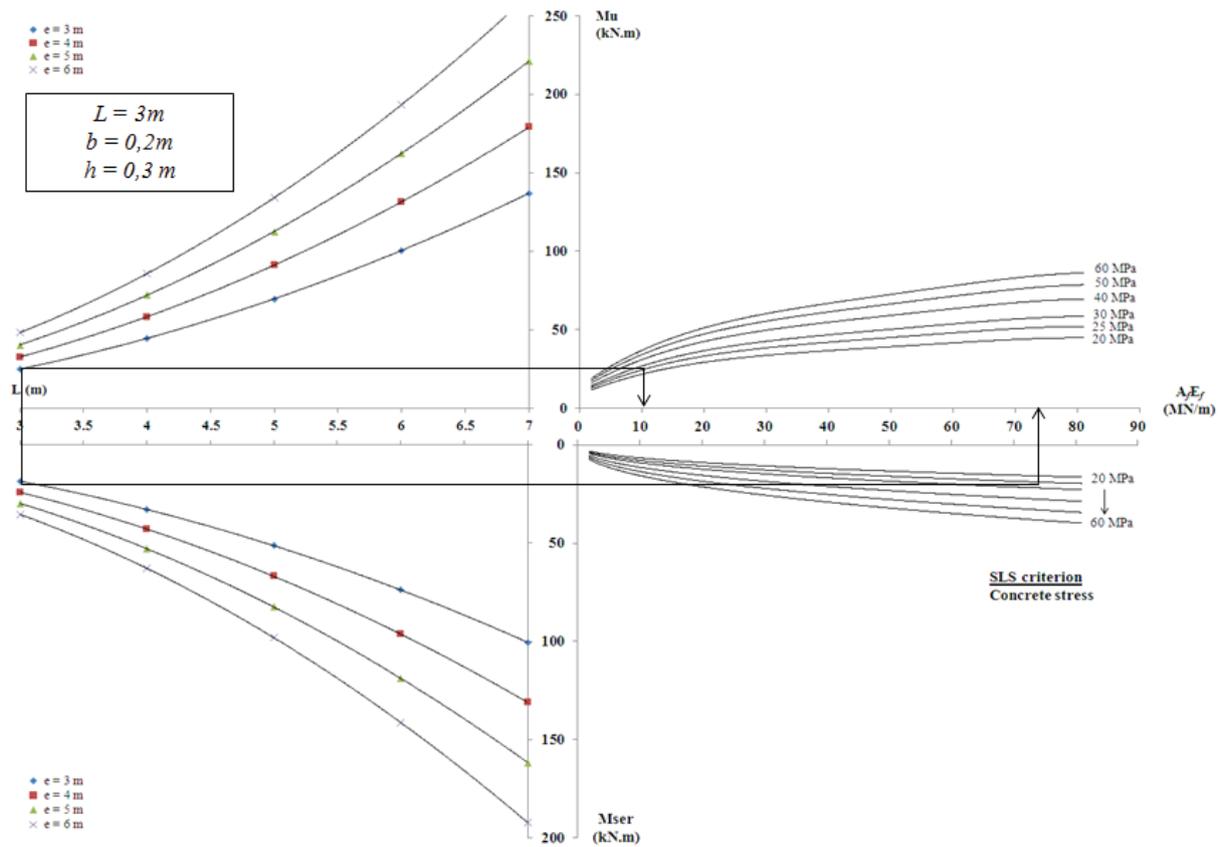


Figure 10.16 – Diagramme à quatre cadrans, écart entre ELU et ELS pour $L/h = 10$ et $h/b = 1,5$

Le critère limitant représenté pour l'ELS est la contrainte de compression dans le béton car pour des petites sections, c'est le critère dimensionnant à l'ELS (Figure 10.9). Plus d'armatures sont nécessaires pour respecter le critère de contrainte dans le béton que le critère de flèche.

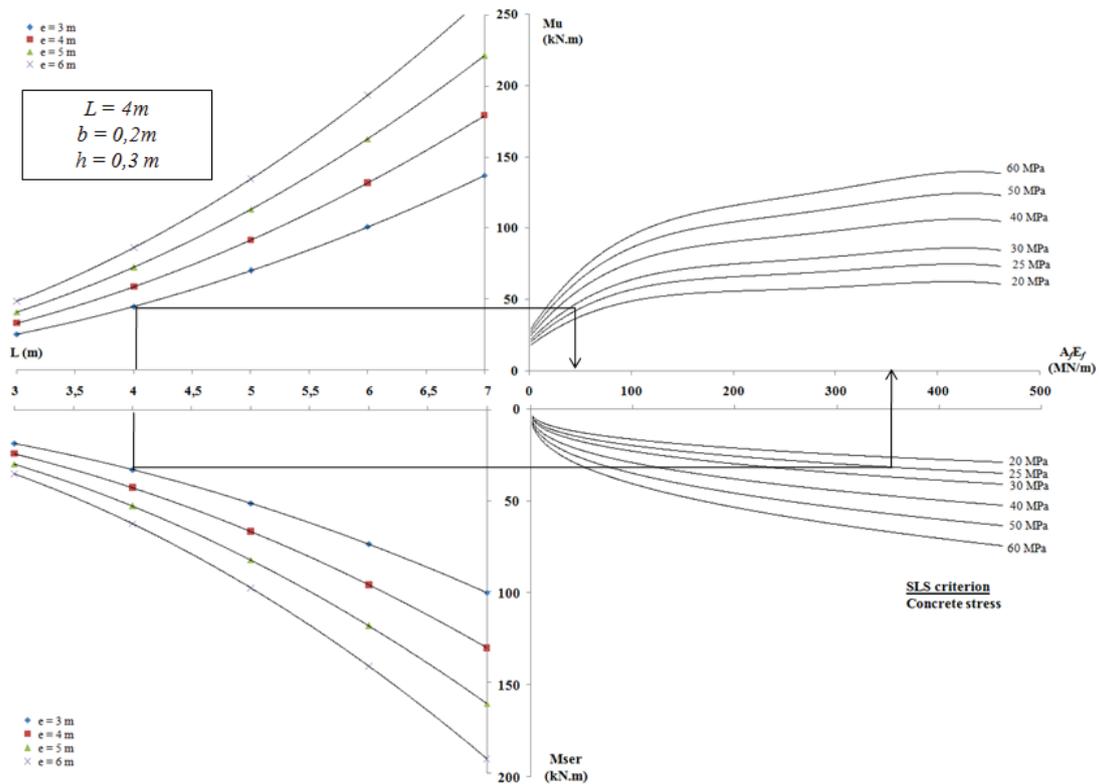


Figure 10.17 – Diagramme à quatre cadrans, écart entre ELU et ELS pour $L/h = 13,3$ et $h/b = 1,5$

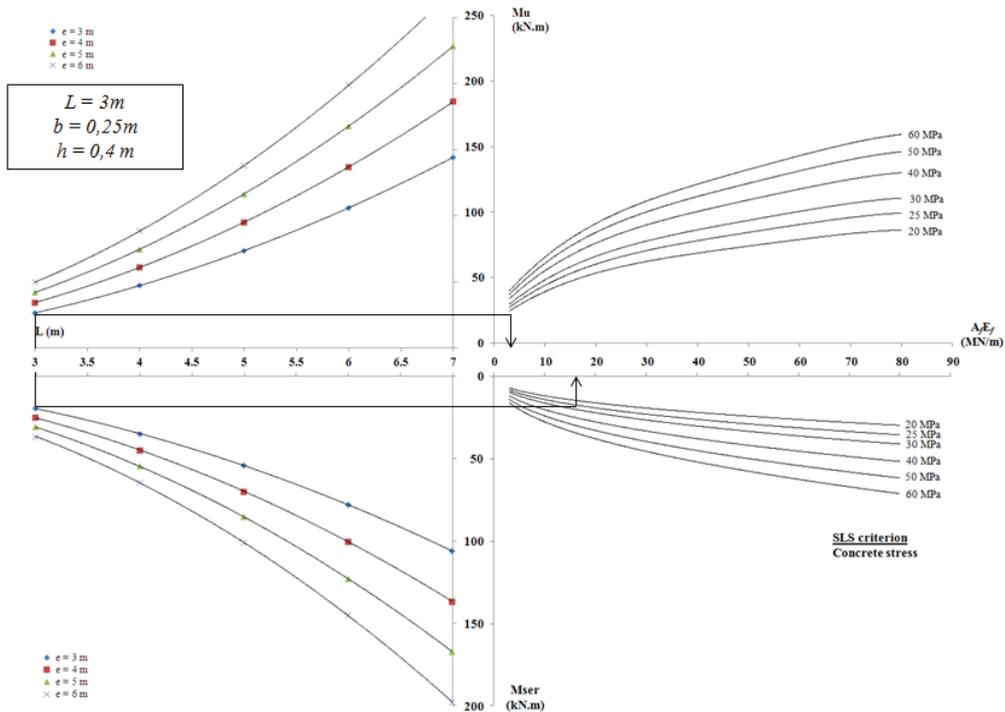


Figure 10.18 – Diagramme à quatre cadrans, écart entre ELU et ELS pour $L/h = 7,5$ et $h/b = 1,6$

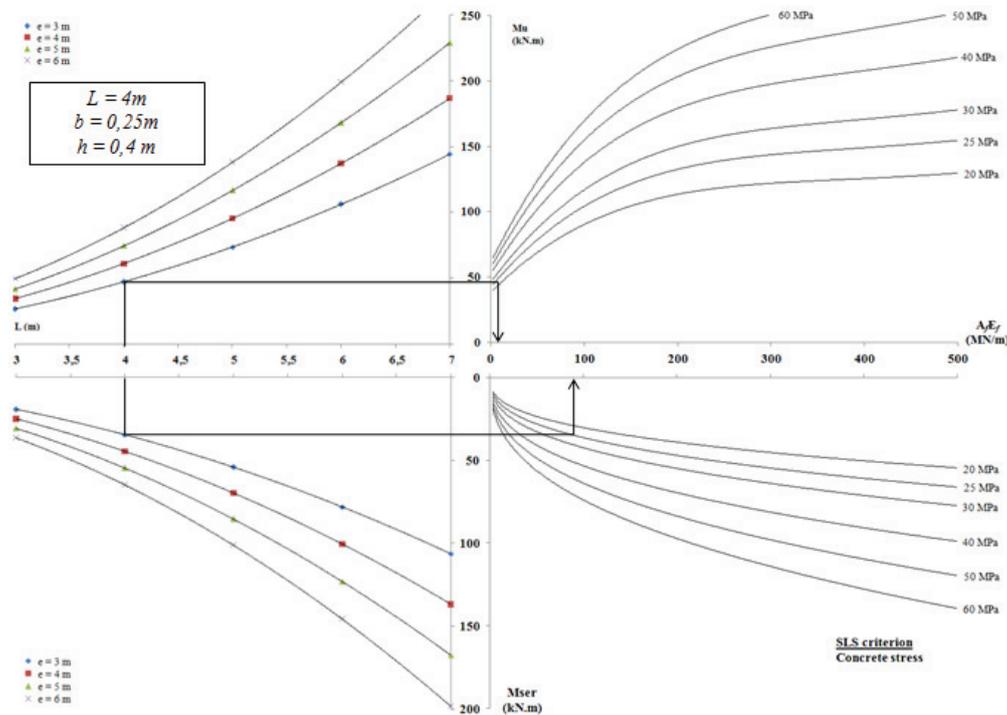


Figure 10.19 – Diagramme à quatre cadrans, écart entre ELU et ELS pour $L/h = 10$ et $h/b = 1,6$

On remarque que plus le ratio L/h est bas, moins la quantité d'armatures PRF pour satisfaire l'ELS et l'ELU est importante. L'écart entre la section de renforcement $A_{f,ser}$ à l'ELS pour différents rapports L/h augmente avec la longueur de la poutre (Tableau 10.2).

L (m)	b (m)	h (m)	M_{ult} (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	$A_{f,ult} \cdot E_f$ (MN/m)	$A_{f,ser} \cdot E_f$ (MN/m)	$A_{f,ser,S1}$	$-A_{f,ser,S2}^*$	$A_{f,ser}/A_{f,ult}$
3	0.20	0.3	25.2	18.5	10.3	73			7
3	0.25	0.4	26.5	19.5	3.1	20.0	53.0		6.45
4	0.20	0.3	44.8	32.8	48	350.0			7.3
4	0.25	0.4	47.1	34.7	11	80	270.0		7.3

*la section S1 est 0,2 de large par 0,3 de haut et la section S2 est 0,25 de large par 0,4 de haut

Tableau 10.2 – Comparaison entre l'ELU et l'ELS pour différents L/h et h/b

Pour les poutres de 3 m de long, le ratio L/h qui permet d'optimiser la quantité d'armatures à l'ELS et l'écart avec l'ELU est 7,5. Pour ce ratio, la quantité $A_{f,ser} \cdot E_f$ est de 20 MN/m pour l'ELS et $A_{f,u} \cdot E_f$ de 3,1 MN/m pour l'ELU. Si par exemple le ratio L/h est égal à 10, pour une hauteur de section alors égale à 0,3 m, il faudra alors $A_{f,ser} \cdot E_f = 73$ MN/m contre $A_{f,u} \cdot E_f = 10.3$ MN/m à l'ELU. Pour les poutres de 4 m de long, le meilleur ratio L/h est de 10. Le ratio L/h de 13 correspondant à la poutre de hauteur 0,3 m n'est pas envisageable, il faudrait trop d'armatures qui ne tiendraient pas dans l'espace de la poutre pour un béton de 25 MPa.

Plusieurs options sont ainsi proposées pour optimiser le dimensionnement des poutres de béton renforcées par des armatures en PRF, que ce soit de réduire la portée, augmenter la classe de résistance du béton, augmenter la hauteur de poutre ou bien diminuer l'entraxe entre deux poutres.

Chapitre 11

Intérêts des portiques VS poutres isostatiques

11.1 Introduction

Des poutres ont été testées expérimentalement dans les deux premières parties de la thèse, en faisant varier les conditions aux limites avec d'abord des poutres en appuis simples puis des poutres de portique. Il a été montré que l'Etat Limite de Service est amélioré dans le cas des portiques lorsque les poutres sont encastées dans les poteaux puisque la flèche développée est plus petite. Dans ce chapitre, les relations tri-linéaires simplifiées aux parties précédentes vont permettre de construire des diagrammes afin d'observer les tendances de dimensionnement et de quantifier la réduction de section de renforcement entre poutre isostatique et poutre dans un système de portique hyperstatique pour le respect du critère de flèche uniquement.

11.2 Algorithme de calculs

Les relations tri-linéaires ont été développées en travaillant avec des chargements ponctuels sur des tests de flexion 3-points et 4-points. On choisit pour la suite une distribution des charges continues, comme présentée au chapitre 10 précédent. Il s'agit alors d'identifier les changements que cela implique pour adapter les relations tri-linéaires. On ne s'intéresse qu'à la recherche de la quantité d'armatures $A_{f,s}$ requise pour satisfaire le critère de flèche.

Pour la poutre isostatique soumise à un chargement uniforme (Figure 11.1) l'expression du moment fléchissant est décrite par l'équation (11.1) sur le tronçon $[0 ; L/2]$.

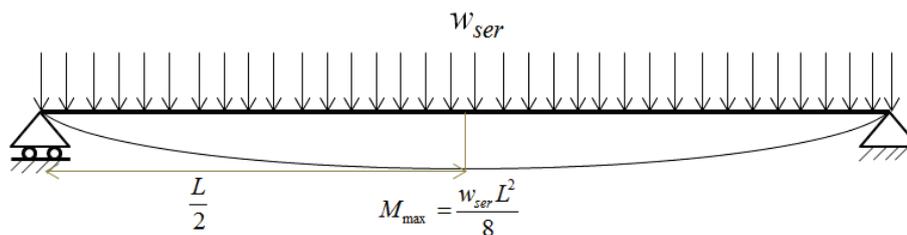


Figure 11.1 – Distribution du moment pour une poutre isostatique soumise à un chargement uniforme

$$M(x) = \frac{pLx}{2} - p \frac{x^2}{2} \quad (11.1)$$

La double intégration de la courbure qui est égale à $M/(EI)$ donne l'expression de la flèche dans ce cas (Eq. (11.2)).

$$\delta(x) = \frac{pLx^3}{12} - \frac{px^4}{24} - \frac{pL^3}{24}x \quad (11.2)$$

La flèche en $x=L/2$ doit optimiser la quantité de renforcement pour satisfaire l'ELS par rapport au critère ELS. Pour le moment de service lié aux charges, la flèche est donc égalisée à la flèche de service souhaitée ici $L/360$ (Eq. (11.3)).

$$\delta\left(\frac{L}{2}\right) = \delta_{ser} = \frac{5w_{ser}L^4}{384E_cI_{cr}} = \frac{5M_{ser}L^2}{48E_cI_{cr}} \quad (11.3)$$

L'inertie de l'équation (11.3) qui correspond à l'inertie de la section fissurée peut être calculée en fonction du moment de service déterminé dans le chapitre précédent pour des charges permanentes et d'exploitation égales à $2,5 \text{ kN/m}^2$ chacune, la flèche étant par ailleurs fixée.

Le système à résoudre est un système de deux équations à deux inconnues, la hauteur de section comprimée x et la section de renforcement nécessaire $A_{f,ser}$. La première équation étant l'expression du moment d'inertie et la seconde l'équilibre des forces sur la section, où intervient la compatibilité des déformations $\varepsilon_c / x = \varepsilon_f / (d-x)$. L'équation à résoudre en x s'écrit alors (Eq.(11.4)) :

$$\frac{bx^3}{3} + \frac{bx^2(d-x)}{2\left(d - \frac{x}{3}\right)} = I_{cr} \quad (11.4)$$

Puis la quantité d'armatures multipliée par le module d'élasticité cherchée est donnée par (Eq. (11.5)) :

$$A_f E_f = \frac{E_c b x^2}{2(d-x)\left(d - \frac{x}{3}\right)} \quad (11.5)$$

Pour le portique soumis à un chargement uniforme, l'expression du moment fléchissant fait intervenir le ratio des inerties k car la rigidité aux nœuds dépend de la hauteur du poteau et de l'inertie de celui-ci (Figure 11.2). Plus le poteau est élancé et haut, plus la rigidité du nœud diminue. Le moment fléchissant s'exprime par l'équation (11.6) suivante :

$$M(x) = \frac{pLx}{2} - p\frac{x^2}{2} - \frac{pL^2}{6(2+k)} \quad (11.6)$$

L'expression de la flèche sur le tronçon $[0 ; L/2]$ et la flèche en $x = L/2$ sont alors données par les équations (Eq. (11.7)) et (Eq. (11.8)) :

$$\delta(x) = \frac{pLx^3}{12} - \frac{px^4}{24} - \frac{pL^2x^2}{12(2+k)} + \left(\frac{pL^3}{12(2+k)} - \frac{pL^3}{24} \right)x \quad (11.7)$$

$$\delta\left(\frac{L}{2}\right) = \delta_{ser} = \frac{w_{ser}L^4}{48E_cI_{cr}} \left(-\frac{5}{8} + \frac{1}{(2+k)} \right) = \frac{M_{ser}L^2}{6E_cI_{cr}} \left(-\frac{5}{8} + \frac{1}{(2+k)} \right) \quad (11.8)$$

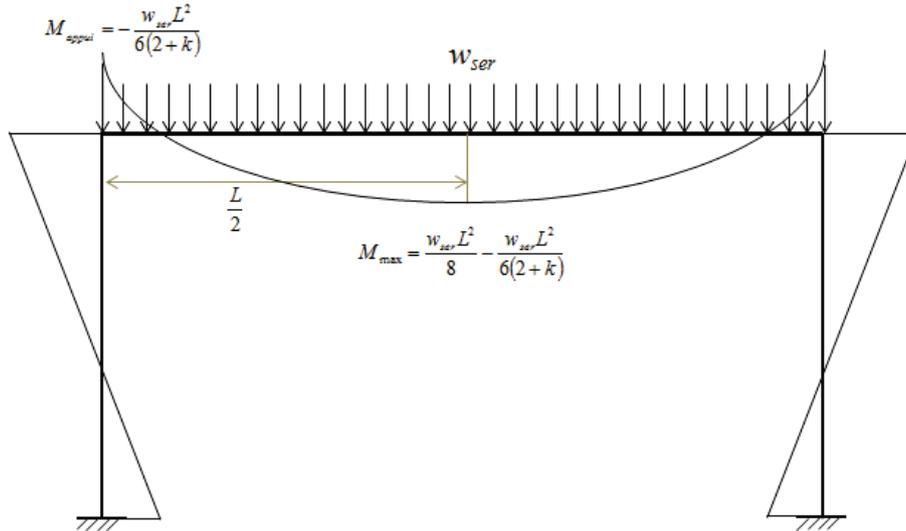


Figure 11.2 – Distribution du moment pour un portique soumis à un chargement uniforme

Dans le cas du portique, la valeur du moment d'inertie en fonction du moment de service lié aux charges et de la flèche limite imposée ne s'obtient pas directement. En effet, par la présence du coefficient k , l'inertie est la solution d'une équation du second degré présentée à l'Eq. (11.9).

$$I_{cr}^2 + \left(\frac{2 I_{poteau} L}{h} + \frac{5 M_{ser} L^2}{48 \delta_{ser} E_c} \right) I_{cr} + \frac{M_{ser} L^3 I_{poteau}}{24 \delta_{ser} E_c h} = 0 \quad (11.9)$$

Le reste des calculs est identique à ceux de la poutre isostatique décrit précédemment aux équations (Eq. (11.4)) et (Eq. (11.5)), l'axe neutre x est d'abord calculé puis la quantité $A_{f,ser} E_f$ est déterminée. Pour simplifier les calculs, on suppose que l'inertie du poteau est forte afin qu'il ne soit pas fissuré.

11.3 Application à l'étude de cas

Nous reprenons l'étude de cas décrite dans le chapitre précédent. Les paramètres utilisés pour la simulation sont présentés dans le Tableau 11.1.

Longueur L (m)	4
Entraxe e (m)	3
Largeur b (m)	0,18
Hauteur h (m)	[0,3; 0,6; $\Delta h_i = 0,01$]
Charges permanentes G (kN/m ²)	2,5
Charges d'exploitation Q (kN/m ²)	2,5
Béton f_{ck} (Mpa)	25

Tableau 11.1- Paramètres géométriques et matériaux pour la comparaison de flèche entre portiques et poutres isostatiques

Le dimensionnement portique semble beaucoup mieux optimisé vis-à-vis de l'écart entre ELS et ELU, en effet, il ne faut que peu de section d'armature supplémentaire pour satisfaire l'ELS par rapport à l'ELU (Figure 11.3).

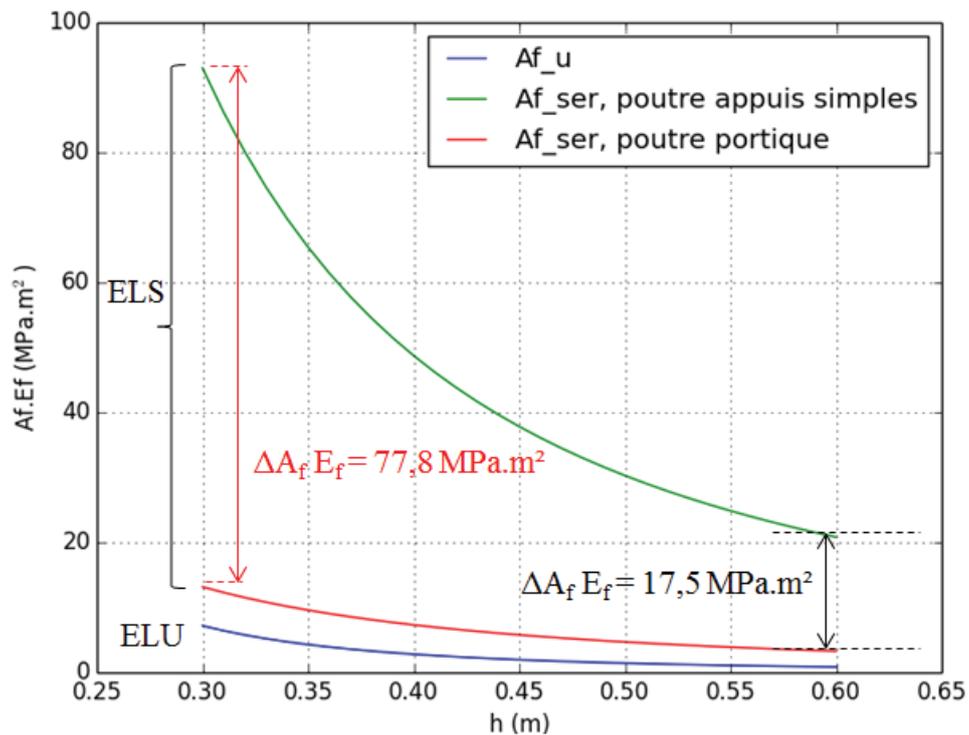


Figure 11.3 – Ecart entre les quantités d'armatures du portique et de la poutre isostatique pour satisfaire un critère de flèche $L/360$

De plus, les conditions limites influencent le résultat sur la flèche. Pour satisfaire une flèche de service qui correspond au moment de service défini par les charges, il faudrait 6 à 7 fois plus de renforcement pour une poutre isostatique que pour la même poutre semi-encastée.

Pour le même jeu de paramètres, la simulation est faite en incluant les estimations données par le code CSA S806-12. La différence entre les deux poutres isostatiques est $A_{f,ser} E_f = 30$ MPa.m², ce qui revient à dire qu'en appliquant le code CSA il faudrait 1,3 fois plus d'armatures par rapport au résultat donné par l'intégration du moment fléchissant (Figure 11.4).

L'estimation du CSA S806-12 $A_{f,ser} E_f = 91$ MPa.m² ne donne pas l'estimation de la Figure 10.11 qui est de presque 350 MPa.m² car, dans le cas précédent, les quatre critères à l'ELS étaient regardés et pour des petites sections il a été montré que le critère ELS dimensionnant est la contrainte de compression dans le béton.

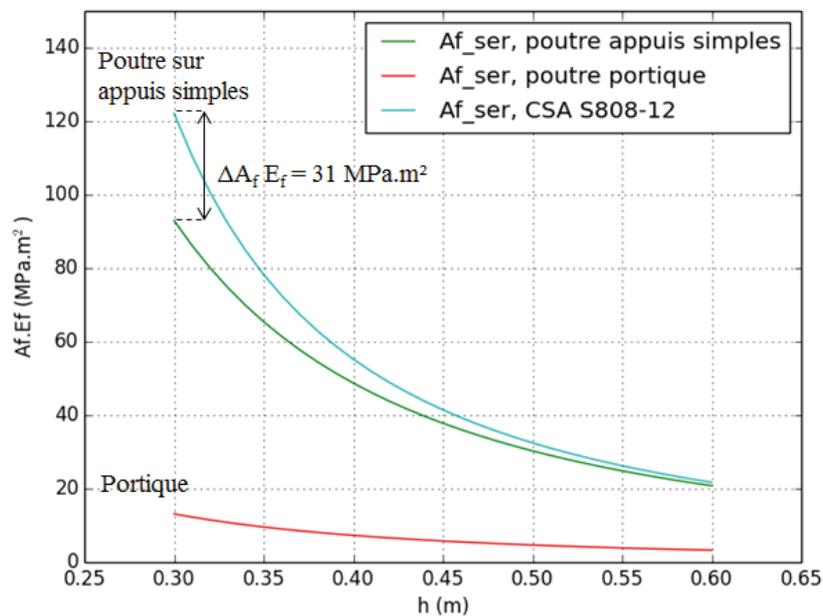


Figure 11.4 – Comparaison de l'ELS pour les différentes méthodes et différentes conditions aux limites

La simulation est relancée pour voir l'influence du choix du module d'élasticité du béton. En effet, pour les calculs liés à l'intégration du moment fléchissant le choix de l'expression du module d'élasticité de l'Eurocode 2 est fait. En revanche, la définition du module d'élasticité n'est pas la même pour le code CSA S806-12. A titre de comparaison, pour un béton de 25 MPa le module d'Young défini par l'Eurocode 2 est 29850 MPa alors que celui défini par le code CSA S806-12 est 22500 MPa.

La différence entre les deux poutres isostatiques est alors réduite à $A_{f,ser} E_f = 19,6$ MPa.m², ce qui revient à dire qu'en appliquant le code CSA il faudrait 1,2 fois plus d'armatures par rapport au résultat donné par l'intégration du moment fléchissant. (Figure 11.5). Les résultats sont tous donnés pour une flèche instantanée. Pour tenir compte du fluage à long-terme, cette flèche immédiate est multipliée par un facteur d'amplification de l'ordre de 2 à 3 dans le code CSA S806-12.

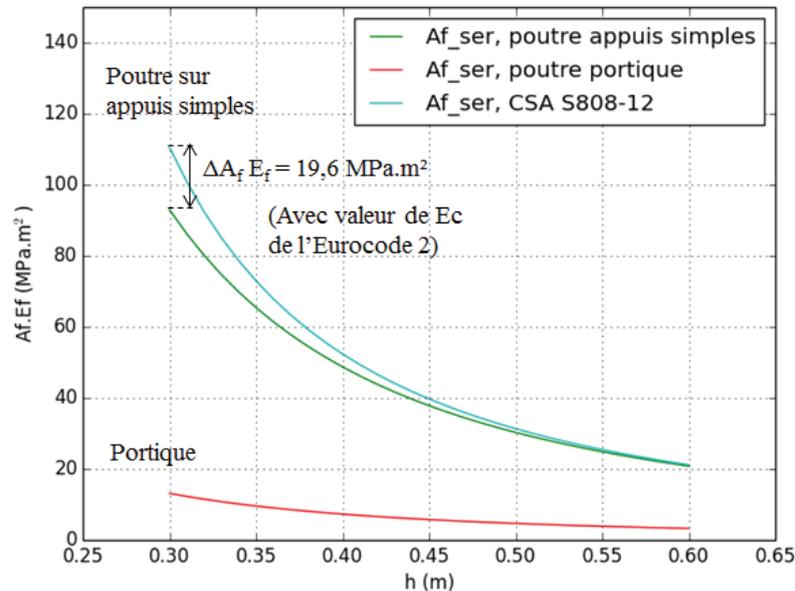


Figure 11.5 – Comparaison de l'ELS pour les différentes méthodes et différentes conditions aux limites, uniformisation des modules d'élasticité

11.4 Influence de la longueur de poutre et du choix du béton

Comme pour le chapitre précédent, l'influence de la résistance en compression du béton et de la longueur de poutre est présentée pour une largeur de poutre fixée. La principale différence est que seul le respect du critère de flèche est observé pour l'ELS.

Influence de la résistance en compression du béton f_{ck}

Pour plus de visibilité, nous ne présentons que deux simulations par type de poutre, la première pour un béton de 25 MPa et la deuxième pour un béton de 55 MPa. L'influence de la résistance du béton est très faible sur la flèche, ce que l'on ne pouvait pas voir avec les simulations du chapitre précédent. En effet, lorsque le critère dimensionnant est la contrainte dans le béton comme c'est le cas pour des sections de faible hauteur alors le béton a beaucoup d'influence sur la réduction de la quantité nécessaire pour respecter le critère sur le béton. Dans le cas de la flèche, le paramètre résistance du béton n'intervient qu'indirectement à travers le module d'élasticité et l'on peut voir que son impact est faible.

L'écart entre les estimations de section entre les deux bétons est d'autant plus réduit pour la configuration portique (Figure 11.6).

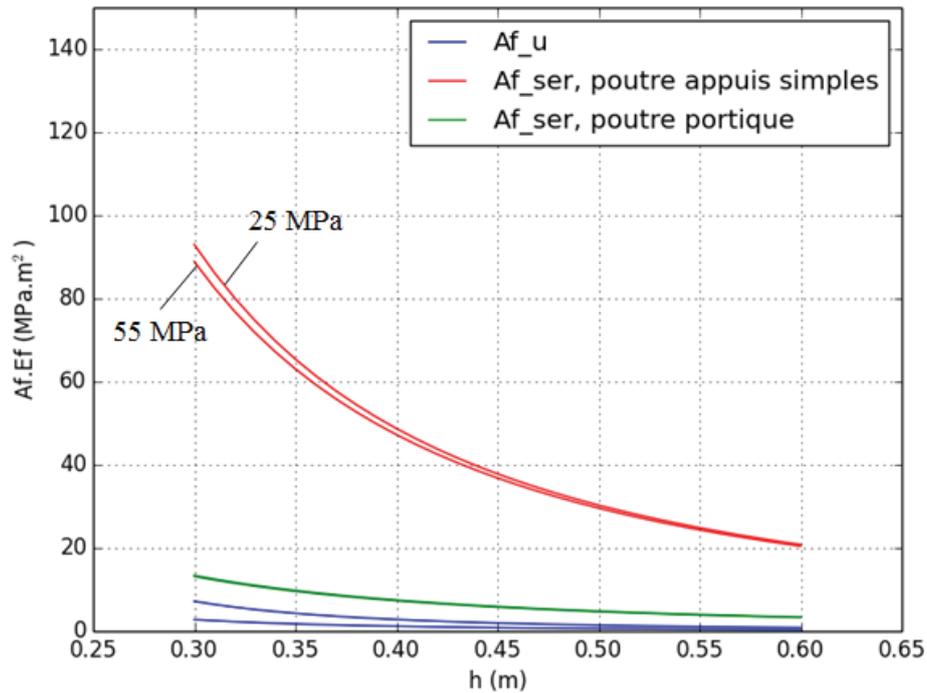


Figure 11.6 – Influence de la résistance en compression du béton pour $L = 4$ m

Influence de la longueur de poutre L

L'influence de la longueur de poutre est étudiée pour un béton de 25 MPa et une largeur de poutre de 0,25 m (Figure 11.7).

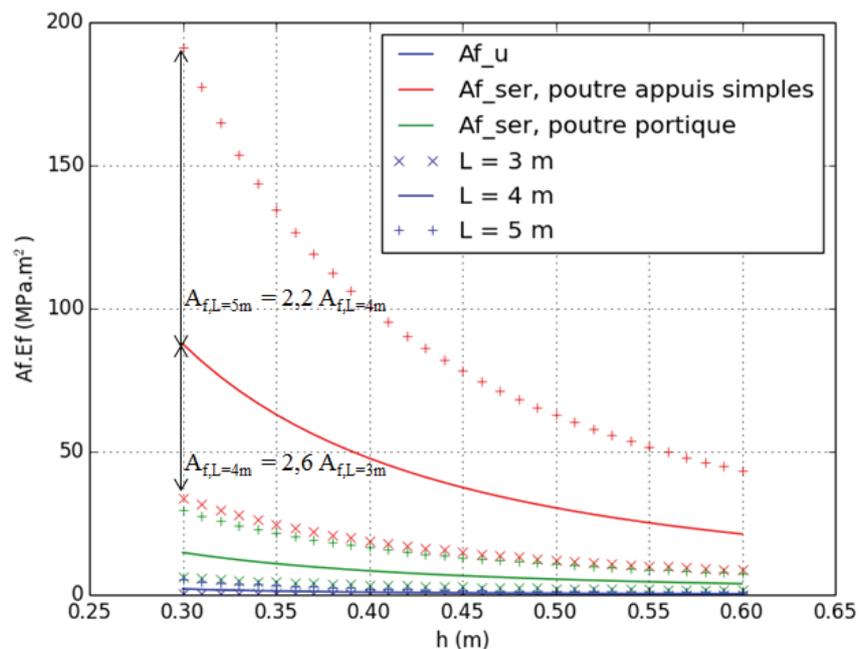


Figure 11.7 – Influence de la longueur de la poutre pour $f_{ck} = 25$ MPa

Pour 25 MPa, le rapport des sections entre plusieurs longueurs de poutre n'est pas constant. Pour la poutre isostatique, la section de barres est multipliée par 2,6 entre la poutre de 3 m et la poutre de 4 m tandis qu'elle est multipliée par 2,2 entre 4 m et 5 m. Pour la même hauteur de poutre, la section de renforcements est multipliée par 2,4 entre 3 m et 4 m de long, et par 2 entre 4 m et 5 m. Ce rapport est donc légèrement inférieur pour le portique que pour les poutres isostatiques.

La simulation est relancée pour un béton de 55 MPa de résistance en compression (Figure 11.8). Il ressort clairement de cette analyse que l'influence de la longueur est plus importante pour les poutres isostatiques. Les valeurs pour la poutre de 7 m ne sont pas réalistes, pour une application pratique il faudrait un ratio L/h au moins inférieur à 17,5.

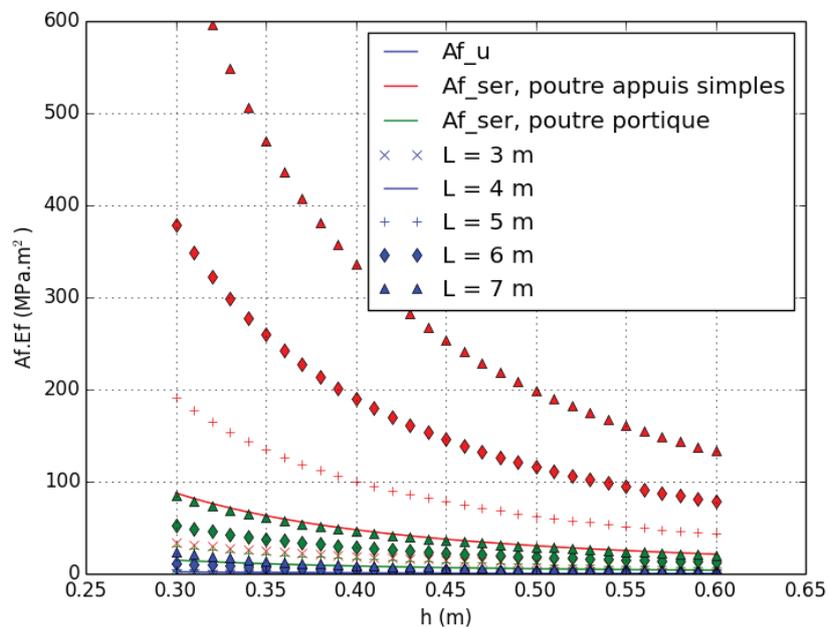


Figure 11.8 – Influence de la longueur de la poutre pour $f_{ck} = 55$ MPa

Conclusion de la partie C

Dans cette dernière partie, des quantités d'armatures optimisées pour répondre à des critères d'Etat Limite de Service et d'Etat Limite Ultime sont recherchées. Dans un premier temps, des simulations sont effectuées pour le code existant CSA S806-12 [CSA S806-12]. Sur un cas d'étude de type chargement courant de poutre pour un bâtiment, 690 sections de poutres sont simulées en faisant varier la hauteur et la largeur de section. Il en résulte qu'aucune section de renforcement ne peut à la fois être optimisée pour l'ELU et pour l'ELS. Dans tous les cas simulés, il faut davantage de renforcements pour satisfaire l'ELS que l'ELU. De plus, pour chaque simulation les quatre critères ELS sont vérifiés, l'analyse du critère le plus limitant montre que

dès lors qu'il y a suffisamment de béton en compression, le critère le plus exigeant en termes de quantité d'armatures est la flèche.

D'autres diagrammes de tendances de dimensionnement sont tracés en faisant varier la longueur des poutres ou encore la résistance du béton en compression. La classe de résistance du béton a une grande influence sur le dimensionnement. L'écart entre les renforcements nécessaires pour l'ELU et pour l'ELS est bien diminué avec l'augmentation de la résistance en compression du béton. Selon les portées choisies, un béton d'une certaine résistance sera nécessaire pour que le ratio de renforcement requis soit réaliste. Par exemple, un béton C25 est plus approprié pour des portées ne dépassant pas 4 m.

Par ailleurs, d'autres simulations sont basées sur les relations multilinéaires développées dans les parties précédentes vis-à-vis du critère de flèche. Les différentes conditions limites influencent le résultat sur la flèche. En effet, pour satisfaire une flèche de service qui correspond au moment de service défini par les charges, il faudrait 6 à 7 fois plus de renforcement pour une poutre isostatique que pour la même poutre semi-encastree. L'écart entre l'estimation du CSA S806-12 et l'estimation développée à partir d'une approche scientifique rigoureuse montre qu'il faudrait 1,2 fois plus d'armatures dans le cas où les sécurités liées aux codes sont ajoutées. Enfin, la variation de résistance en compression du béton a plus d'impact sur le portique que pour les poutres isostatiques.

Tous les moyens de réduire in fine la quantité d'armatures requises pour satisfaire l'Etat Limite de Service de flèche sont soit l'augmentation de la hauteur de section ou de la résistance en compression du béton soit la diminution de la portée. Ces réductions conduisent à des gains économiques, qui rendront ces applications plus accessibles pour de futurs projets.

Conclusion générale

L'objectif de la thèse portait sur l'évaluation du potentiel de nouvelles armatures en Polymères Renforcés de Fibres de verre ou de carbone, disponibles depuis plus d'une vingtaine d'années sur le marché comme alternatives à l'acier. Les avantages de ces armatures PRF sont multiples, elles ont une meilleure durabilité que les aciers dans des environnements agressifs, et plus particulièrement, elles résistent à la corrosion. De plus, elles sont avantageuses par leur électro-neutralité, leur faible poids et leur grande résistance. Cependant, un des points faibles de ce matériau est son module d'élasticité peu élevé qui entraîne, entre autres, un fléchissement plus important des spécimens élancés. Des codes de dimensionnement et guides ont déjà été adaptés à leur utilisation en Amérique du Nord, au Japon et dans quelques cas de pays européens à l'échelle nationale. L'état de l'art a aussi montré que ces armatures étaient déjà utilisées pour des tabliers de pont, des voies ferrées spécialement conçues pour les trains à sustentation magnétique ou encore, dans quelques rares cas, pour les dalles et murs de pièces d'hôpitaux comportant les appareils de type IRM. Les études menées depuis la fin des années 1980 ont majoritairement portées sur des poutres de laboratoire en appuis simples dont les dimensions varient de 1 m à 3 m renforcées par des bétons de plus de 30 MPa le plus souvent. Evaluer le potentiel de ces armatures pour des applications dans des structures bâtiment a donc nécessité de compléter les recherches par des expérimentations sur des spécimens de plus grande longueur avec des bétons de différentes gammes de résistance, y compris des bétons de basse résistance en compression et de travailler à différentes échelles de systèmes.

Dans une première partie expérimentale, une étude de poutres en appuis simples de 4 m de long renforcées par des bétons de 15,5 à 25 MPa a permis d'approfondir deux modes de rupture que sont la rupture en flexion et la rupture à l'effort tranchant. Pour la rupture en flexion, il a été montré que la relation moment-courbure obtenue à partir de données expérimentales pouvait être simplifiée par une relation tri-linéaire, ainsi que la courbe force-flèche avec de bons résultats. Pour la rupture au tranchant, un calcul de flèche induite par l'effort tranchant développé par Yang [Yang, 2014] a permis de vérifier qu'en plus de la flèche estimée par l'analyse de la section, le développement d'une fissuration de cisaillement n'est pas négligeable sur la flèche totale. De plus, les résultats expérimentaux ont été comparés aux approches réglementaires et nous notons que dans le cas des bétons C20/25, le moment résistant de la section est estimé de manière sécuritaire pour les poutres testées, malgré des marges de sécurité réduites. L'estimation de la capacité de résistance à l'effort tranchant est convenable lorsque la contribution des cadres d'effort tranchant est fortement réduite, comme c'est le cas du code CSA S806-12 [CSA, 2012], et les calculs de flèche sur des poutres de plus grande portée donne des résultats similaires à ceux de la littérature à savoir qu'au-delà des forces correspondant aux Etats Limites de Service, les flèches calculées sous-estiment les flèches expérimentales. Un fléchissement plus important des poutres en raison d'un module d'élasticité plus faible et donc d'une fissuration plus importante va, par ailleurs, imposer de mettre plus d'armatures PRF pour respecter des critères de flèche

limite. L'utilisation de bétons de moindre résistance avec de plus grandes portées ne remet pas en question les codes existants. De façon plus générale, nous confirmons que le respect du critère de flèche est un problème pour les poutres de béton renforcées par des PRF. Dans cette première étape, nous avons compris, au sens de la mécanique des structures, le fonctionnement de poutres en appuis simples en béton armé par des armatures PRF. Afin de réduire la flèche développée et ainsi pouvoir diminuer la quantité de renforcement nécessaire pour le respect du critère de flèche à l'Etat Limite de Service, les conditions limites aux appuis des poutres sont modifiées pour la suite des expérimentations.

Dans la deuxième partie expérimentale, l'étude de poutres est étendue à l'échelle d'un système de portique. La longueur de la poutre est, dans ce cas, de 3 m de long avec un semi-encastrement aux conditions limites et renforcée par un béton de 25 à 30 MPa. Une approche scientifique rigoureuse prenant en compte les effets systèmes a été développée sur la base de résultats expérimentaux. Les moments internes calculés à partir des déformations mesurées sur les armatures ont été comparés aux moments externes et ont permis de mettre en évidence la distribution des moments au cours de l'expérience jusqu'à rupture. A partir de cette analyse inverse, des points caractéristiques de fonctionnement ont été identifiés pour construire une relation tri-linéaire à partir d'équations issues de l'équilibre statique des sections. Pour passer de la distribution des moments identifiée au comportement de la flèche en fonction de la force, la flèche est calculée par double intégration de l'expression du moment fléchissant le long de la poutre et force correspondante à chaque phase de comportement dépend des phases précédentes. L'étude de la flèche pour les portiques montre que nous sommes capables de donner une bonne approximation de la flèche avec un modèle simplifié tri-linéaire, pour différentes configurations de portiques. De plus, nous observons que la flèche est réduite par rapport à une poutre isostatique identique.

La dernière partie est consacrée à la modélisation structurelle des résultats précédents sous forme de diagrammes de tendances de dimensionnement. Les équations issues des codes réglementaires sont réécrites afin de trouver, dans le cas d'un dimensionnement typique de poutre de bâtiment, les quantités d'armatures nécessaires pour satisfaire à des critères d'Etat Limite de Service et d'Etat Limite Ultime. 690 poutres sont simulées en faisant varier la hauteur et la largeur de la section et il en résulte qu'aucune section de renforcement ne peut à la fois être optimisée pour l'ELU et pour l'ELS. Dans tous les cas simulés, il faut davantage de renforcements pour satisfaire l'ELS que l'ELU. L'augmentation de la résistance du béton permet de diminuer la quantité d'armatures requises. D'autres simulations sont basées sur les relations multilinéaires développées dans les parties précédentes vis-à-vis du critère de flèche. Cette deuxième série de simulation permet de démontrer que pour répondre à un critère de flèche limite, il faudrait 6 à 7 fois plus de renforcement pour une poutre isostatique que pour la même poutre semi-encastree et que la variation de résistance en compression du béton a plus d'impact sur le portique que pour les poutres isostatiques. Par ailleurs, l'écart entre l'estimation du code CSA S806-12 et l'estimation développée à partir de la relation tri-linéaire pour la poutre isostatique montre qu'il faudrait 1,2 fois plus d'armatures dans le cas où les sécurités liées aux codes sont ajoutées. Tous

les moyens de réduire in fine la quantité d'armatures requises pour satisfaire l'Etat Limite de Service de flèche sont soit l'augmentation de la hauteur de section ou de la résistance en compression du béton soit la diminution de la portée.

En conclusion, les problèmes de flèche peuvent être minimisés en considérant les calculs de structure à l'échelle d'un système portique et les leviers présentés ici pour réduire les quantités d'armatures nécessaires au maintien de la structure conduisent à des gains économiques, qui rendront ces applications plus accessibles pour de futurs projets.

En perspective, plusieurs points pourraient être développés à l'issue de cette thèse.

Sur l'expérimentation :

- la corrélation d'images associées aux résultats d'essais permettrait d'affiner l'estimation des forces correspondantes aux ouvertures de fissures diagonales et en travée
- des inclinomètres pour mesurer la rotation apporteraient des précisions pour le calcul des courbures et la rotation des portiques aux appuis

Sur le choix des spécimens :

- de nouveaux essais de portiques en faisant varier la hauteur des poteaux pour changer la rigidité du nœud
- développer une étude sur la redistribution des moments et évaluer l'adhérence de différents types de barres sur la rotation de la poutre au niveau du joint poteau-poutre

Sur l'aspect économique-environnemental :

- une étude comparée d'analyse économique sur toute la durée de vie d'un bâtiment, de sa construction à sa destruction, dans les cas d'un renforcement du béton par des aciers ou par des PRF
- une étude comparée d'analyse de cycle de vie sur la réduction de l'impact environnemental d'éléments renforcés par des renforcements PRF par rapport à des aciers

Références

[AASHTO LRFD, 2009] AASHTO LRFD (2009) *Bridge design guide specifications for GFRP-reinforced concrete bridge decks and traffic railings*, Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials

[ACI, 2001] ACI Committee 440 (2001) *Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars*, ACI 440.1R-01, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan

[ACI, 2002] ACI Committee 318 (2002) *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318R-02)*, ACI 318-02, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan

[ACI, 2003] ACI Committee 440 (2003) *Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars*, ACI 440.1R-03, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan

[ACI, 2004] ACI Committee 440 (2004) *Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures*, ACI 440.3R-04, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan

[ACI, 2005] ACI Committee 318 (2005) *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05)*, ACI 318-05, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan

[ACI, 2006] ACI Committee 440 (2006) *Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars*, ACI 440.1R-06, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan

[ACI, 2012] ACI Committee 440 (2012) *Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures*, ACI 440.3R-12, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan

[Agarwal et Broutman, 1990] Agarwal, B.D. and Broutman, L.J. (1990) *Analysis and Performance of Fibre Composites*, Second Edition. Willey-Interscience, New-York

[Alsayed, 1998] Alsayed SH (1998) *Flexural behaviour of concrete beams reinforced with GFRP bars* Cement and Concrete Composites, 20, pp. 1–11

- [Al-Sunna, 2006] Al-Sunna, R. (2006) *Deflection Behaviour of FRP Reinforced Concrete Flexural Members*, Civil and Structural Engineering, Sheffield, University of Sheffield, PhD
- [Baena et al., 2009] Baena, M., Torres, L., Turon, A., Barris, C. (2009) *Experimental study of bond behaviour between concrete and FRP bars using pull-out test*, Journal of Composites: Part B, 40, pp. 784-797
- [Bakis et al., 2002] Bakis, C.E., Bank, L.C., Brown, V.L., Cosenza, E., Davalos, J.F., Lesko, J.J., Machida, A., Rizkalla, S.H., Triantifillou, T.C. (2002) *Fibre-Reinforced Polymer Composites for Construction-State-of-the-Art Review*, Journal of Composites in Construction, Vol. 6, No. 2, pp. 73-87
- [Bank et Gentry, 1995] Bank, L.C. and Gentry, T.R. (1995) *Accelerated Test Methods to Determine the Long-Term Behaviour of FRP Composite Structures: Environmental Effects*, Journal of Reinforced Plastic and Composites, vol. 14, 558-587
- [Barris, 2010] Barris, C. (2010) *Serviceability behavior of fibre reinforced polymer reinforced concrete beams*, Girona, University of Girona, Ph.D., Spain
- [Barris et al., 2009] Barris, C., Torres, Ll., Turon, A., Baena, M., Catalan, A. (2009) *An experimental study of the flexural behaviour of GFRP RC beams and comparison with prediction models*, Composite Structures, 91, pp. 286-295
- [Benmokrane, et al., 1995] Benmokrane, B., Chaallal, O. and Masmoudi, R. (1995) *Glass fibre reinforced plastic (GFRP) rebars for concrete structures*, Construction and Building Materials, 9(6), pp. 353-364
- [Benmokrane, et al., 1996] Benmokrane B., Chaallal O., Masmoudi R. (1996) *Flexural response of concrete beams reinforced with FRP reinforcing bars*, ACI Struct J, 93, pp. 46-55
- [Benmokrane et al. 1999] Benmokrane, B., Ton-That, T. Robert, J.F. et Mukhopadhyaya, P., (1999), *Durability studies of composite GFRP C-bar reinforcing rods*, Technical Progress Report n°8, University of Sherbrooke, Québec, Canada, 105 p.
- [Benmokrane et al. 2004] Benmokrane, B., El-Salakawy, E., Desgagné, G., T. Lackey. (2004) *Building a new generation of concrete bridge decks using FRP bars*, ACI Concrete International, vol. 26, n°8, p. 84-90
- [Berg et al., 2006] Berg, A.C., Bank, L.C., Oliva, M.G., Russell, J.S. (2006) *Construction and cost analysis of an FRP reinforced concrete bridge deck*, Construction and Building Materials, 20, pp. 515-526

- [Bisby et Kodur, 2007] Bisby, L., Kodur, V. (2007) *Evaluating the fire endurance of concrete slabs reinforced with FRP bars: considerations for a holistic approach*, Composites Part B, Vol. 38, pp. 547-558.
- [Bischoff, 2005] Bischoff P. H. (2005) *Reevaluation of deflection prediction for concrete beams reinforced with steel and fiber reinforced polymer bars*, J. Struct. Eng., 131(5), 752 – 767
- [Bischoff, 2007] Bischoff P. H., *Deflection calculation of FRP reinforced concrete beams based on modifications to the existing Branson equation*, J. Compos. Constr., 11(1), 4 – 14, 2007
- [Bischoff and Gross, 2011a] Bischoff P. H., Gross S. P., *Design approach for calculating deflection of FRP reinforced concrete*, J. Compos. Constr., 15(4), 490 – 499, 2011
- [Bischoff and Gross, 2011b] Bischoff P. H., Gross S. P., *Equivalent moment of inertia based on integration of curvature*, J. Compos. Constr., 15(3), 263 – 273, 2011
- [Bischoff et Scanlon, 2007] Bischoff P.H., Scanlon A. (2007) *Effective moment of inertia for calculating deflections of concrete members containing steel reinforcement and fiber-reinforced polymer reinforcement*, ACI Struct J, 104(1), 68–76
- [Branson, 1965] Branson D.E., *Instantaneous and time-dependent deflections of simple and continuous reinforced concrete beams*, Rapport HPR n°7, Part 1, Alabama Highway Dept., Bureau of Public Roads, AL, (Dept. of Civil Engineering and Auburn Research Foundation, Auburn Univ., Aug. 1963). 1965
- [Branson, 1977] Branson D.E. (1977) *Deformation of concrete structures* New York, McGraw-Hill
- [Brown and Bartholomew, 1996] Brown V.L., Bartholomew C.L.(1996) *Long-term deflection of GFRP reinforced concrete beams*, In: Fiber Composites in Infrastructure. Proceedings of the 1st international conference on composites in infrastructures (ICCI/96), pp.389–400
- [Burgoyne et Balafas, 2007] Burgoyne, C., Balafas, I. (2007) *Why is FRP not financial success?*, Proceedings of the 8th International Conference on Fibre Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS8), University of Patras, Greece
- [Busel, 2012] Busel, J.P. (2012) *FRP Composite Products used in Accelerated Bridge Construction*, American Composites Manufacturers Association communication
- [CEN, 2004] Comité Européen de Normalisation (2004) Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1:2004), Brussels
- [Chang, 2001] Chang, K.K. (2001) *Aramid Fiber*, ASM Handbook, ASM International, Material Park, Ohio, 21, pp. 41-45.

[Clifton et al., 1975] Clifton, J.R., Beeghly, H.F., Huhg, F., Mathey, G. (1975) *Nonmetallic Coatings for Concrete Reinforcing Bars*, National Bureau of Standards, Building Science Series-65, Washington, DC, Federal Highway Administration

[CNR-DT 203, 2006] CNR Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction (2006) *Guide for the design and construction of concrete structures with fiber-reinforced polymer bars*, CNR-DT 203, National Research Council, Rome, Italy

[Collins et al., 1996] Collins, M.P., Mitchell, D., Adebar, P.E. et Vecchio, F.J. (1996) *A General Shear Design Method*, ACI Structural Journal, 93(1), 36-45

[CSA A23.3-94, 1994] Canadian Standards Association (1994) *Design of Concrete Structures for Buildings*, Toronto, Ontario, 220 p.

[CSA A23.3-04, 2004] Canadian Standards Association (2004) *Design of Concrete Structures*, Toronto, Ontario, 258 p.

[CSA S6-06, 2006] Canadian Standards Association (2006) *Canadian Highway Bridge Design Code*, Toronto, Ontario

[CSA S6S1-10, 2010] Canadian Standards Association (2010) *Supplement #1 to CAN/CSA-S6-06, Canadian Highway Bridge Design Code*, Concrete Design Handbook: Canadian Standard S806-02, CSA, Toronto, Ontario, 278p.

[CSA S806-02, 2002] Canadian Standards Association (2002) *Design and construction of building components with fiber-reinforced polymers*, Toronto, Ontario, 177p.

[CSA S806-12, 2012] Canadian Standards Association (2012) *Design and construction of building components with fiber-reinforced polymers*, Concrete Design Handbook: Canadian Standard S806-12, CSA, Toronto, Ontario, 206 p.

[CSA S807-10, 2010] Canadian Standards Association (2010) *Specification for fibre-reinforced polymers*, Toronto, Ontario, 44 p.

[Deitz et al., 1999] Deitz, D.H., Harik, I.E., Gesund, H. (1999) *One-way slabs reinforced with glass fiber reinforced polymer reinforcing bars*, Proceedings of the ACI 4th International Symposium, American Concrete Institute, Detroit, 279-286.

[El-Salakawy et al., 2002] El-Salakawy, E.F., Kassem, C., Benmokrane, B. (2002) *Field application of FRP bars as reinforcement for bridge decks*, Proceedings CSCE 30th Annual Conference, Montréal, Québec

[Faza, 1991] Faza S.S. (1991) *Bending and bond behavior and design of concrete beams reinforced with fiber reinforced plastic rebars*, PhD dissertation, Morgantown, West Virginia University, United States, 214 p.

- [Faza et GangaRao 1992] Faza SS, Ganga Rao HVS (1992) *Pre- and post-cracking deflection behaviour of concrete beams reinforced with fiber-reinforced plastic rebars*. In: Neale KW, Labossiere P, editors. Proceedings of the first international conference on the use of advanced composite materials in bridges and structures (ACMBS I), Montreal, Canadian Society for Civil Engineering, pp. 151–60
- [Faza et al., 1993] Faza, S.S. and GangaRao, H.V.S. (1993), *Theoretical and Experimental Correlation of Behaviour of Concrete Beams Reinforced with Fibre Reinforced-Plastic Rebars*, Fibre-Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures (SP-138), A. Nanni and C.W. Dolan, eds, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigna, 599-614.
- [FHWA, 2004] S.K. Lee, P.D. Krauss. (2004) *Long-term performance of epoxy-coated reinforcing steel in heavy salt-contaminated concrete*, Report n°FHWA-HRT-04-090, Federal Highway Administration, McLean, VA, June 2004, 133 pp.
- [Fib, 2007] Fédération international du béton (*fib*) (2007) *FRP reinforcement in RC structures*, technical report, *fib* Bulletin 40, International Federation for Structural Concrete, Lausanne
- [FICO, 2007] Fico, R. (2007) *Limit States Design of Concrete Structures Reinforced with FRP Bars*, PH.D. thesis, University of Naples Federico II
- [Gao et al., 1998] Gao, D., Benmokrane, B., Masmoudi, R. (1998) *A calculating method of flexural properties of FRP-reinforced concrete beam Part 1: crack width and deflection*, Technical Report, Department of civil engineering, University of Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 24 pp.
- [Ghali, 1993] Ghali, A. (1993) *Deflection of reinforced concrete members: A critical review*, ACI Structural Journal, 90(4), 364-373
- [Goodspeed et al., 1990] Goodspeed, C., Schmeckpeper, E., Henry, R., Yost, J.R., Gross, T. (1990) *Fiber reinforced plastic grids for the structural reinforcement of concrete*, Proceeding of the 1st materials engineering congress, New York, ASCE, 593-604
- [Hackman et Hollaway, 2006] Hackman I., Hollaway L.C., *Epoxy-layered silicate nanocomposites in civil engineering*. Composites Part A, 2006; 37(8):1161-70
- [Hayes et al., 1998] Hayes, M.D., Garcia, K., Verghese, N. and Lesko, J.J., (1998), *The Effects of Moisture on the Fatigue Behavior of a Glass/Vinyl Ester Composite*, Proceedings of the 2nd International Conference on Fibre Composites in Infrastructure ICCI'98, Vol.1, 1-13
- [He et al., 2007] He, Z., Ou, J., Wang, B. (2007) The trilinear moment vs. curvature relationship of concrete beams reinforced with fiber reinforced polymer (FRP) rebars, *Composite Structures*, 77(1), pp. 30-35

- [Hollaway, 2010] L.C. Hollaway (2010) *A review of the present and future utilization of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties*, Construction and Building Materials, 24(4), pp. 2419-2445
- [ISE, 1999] ISE (1999) *Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fiber composite reinforcement*, Institution of Structural Engineer, London, UK
- [ISIS Canada, 2007] ISIS Canada (2007) *Reinforcing concrete structures with fibre reinforced polymers – Design manual No. 3*, ISIS Canada Corporation, University of Manitoba, Manitoba, Canada
- [ISIS-M02, 2007] ISIS Canada (2007) *Introduction à l'utilisation des composites de PRF en construction*, Module pédagogique d'ISIS n°2, Queen's University, Canada
- [JRC, 2010] BE Japon 528 (2010) *La compagnie JR Central dévoile sa stratégie de développement à l'international*, bulletins électroniques de l'Ambassade de France au Japon
- [JSCE, 1997] JSCE – Japan Society of Civil Engineering (1997) *Design guidelines of FRP reinforced concrete building structures*, Concrete engineering series no.23, Tokyo, Japan
- [JSCE, 2007] JSCE – Japan Society of Civil Engineering (2007) *Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforced Materials*, Tokyo, Japan
- [Kanakubo et Shindo, 1997] Kanakubo, T. and Shindo, M. (1997) *Shear behavior of fiber-mesh reinforced plates*, Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) reinforcement for Concrete Structures, Sapporo, Japan, 317-324
- [Katz, 2004] Katz, A. (2004) *Environmental Impact of Steel and Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Pavements*, ASCE Journal of Composites for Construction, vol.8 (6), pp. 481-488
- [Kotsovos et Pavlovic, 1999] Kotsovos, M.D., and Pavlovic, M.N. (1999) *Ultimate limit-state design of concrete structures – A new approach*, Thomas Telford Ltd., London
- [Lee et al., 2008] Lee, J.Y., Kim, T.Y., Kim, T.J., Yi, C.K., Park, J.S., You, Y.C., Park, Y.H. (2007) *Interfacial bond strength of glass fiber reinforced polymer bars in high-strength concrete*, Composites Part B : engineering, 39, pp. 258-270
- [Laoubi et al., 2006] Laoubi, L., El-Salakay, E., Benmokrane, B. (2006), *Creep and durability of sand-coated glass FRP bars in concrete elements under freeze/thaw cycling and sustained loads*, Cement and Concrete Composites (28), pp. 869-878
- [Malnati, 2011] P. Malnati (2011) *A hidden revolution: FRP bars gains strength*, Composites Technology, 12 (1)

- [Mander et al., 1988] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Pzrk, R. (1988) *Theoretical stress-strain model for confined concrete*, ASCE Journal of Structural Engineering, pp. 1804-1826
- [Masmoudi et al., 1998] Masmoudi, R., Theriault, M., Benmokrane, B. (1998) *Flexural Behavior of Concrete Beams Reinforced with Deformed Fiber Reinforced Plastic Reinforcing Rods*, ACI Structural Journal, 95(6), pp. 665-676
- [Mazaheripour et al., 2013] Mazaheripour, H., Barros, J.A.O., Sena-Cruz, J.M., Pepe, M., Martinelli, E. (2013) Experimental study on bond performance of GFRP bars in self-compacting steel fiber reinforced concrete, *Composite Structures*, 95, pp. 202-212
- [Mias, 2012] Mias, C. (2012) *Analysis of time-dependent flexural behavior of concrete members reinforced with fibre reinforced polymer bars*, Girona, University of Girona, Ph.D., Spain
- [Michaluk et al., 1995] Michaluk, C., Rizkalla, S.H., Benmokrane, B. (1995) *Behaviour of concrete slabs reinforced by isorod glass fibre reinforcements*, Technical report, Natural Science and Engineering Research Council of Canada, NSERC, Ottawa, Canada
- [Model Code, 1990] CEB-FIP Model Code 1990: Design Code, Comité Euro International du Béton-Fédération International de la Précontrainte, London, Thomas Telford Service LTD
- [Mörsch, 1909] Mörsch, E. (1909) *Concrete-Steel Construction*, McGraw-Hill, New York
- [Mota et al., 2006] Mota C., Alminar S., Svecova D. (2006) *Critical Review of Deflection Formulas for FRP Reinforced Concrete*, ASCE Journal of Composites for Construction, 183-194
- [Mousavi and Esfahani, 2012] Mousavi S.R., Esfahani M.R., *Effective moment of inertia prediction of FRP-reinforced concrete beams based on experimental results*, J. Compos. Constr., 16, 490-498, 2012
- [Mufti et al., 2005] Mufti, A., Onofrei, M., Benmokrane, B., Banthia, N., Boulfiza, M., Newhook, J., Bakht, B., Tadros, G., Brett, P. (2005) *Durability of GFRP Reinforced Concrete in Field Structures*. ACI Special Publication, Vol. 230, 1361-1378
- [Muñoz, 2010] Muñoz Baena, M. (2010) Study of bond behavior between FRP reinforcement and concrete, Girona, University of Girona, Ph.D., Spain
- [Murphy et al., 1999] Murphy, K., Zhang, S. and Karbhari, V.M., (1999), *Effect of concrete based alkaline solutions on short term response of composites*, in L.J. Cohen, J.L. Bauer et W.E. Davis (réd.), Proc. 44th Int. SAMPE Symposium and Exhibition, Society for the Advancement of Material and Process Engineering, Long Beach, Californie, 2222-2230
- [NACE, 2012] National Association of Corrosion Engineers (2012) *Corrosion control plan for bridges*, NACE International, the Corrosion Society

- [Nagasaka et al., 1993] Nagasaka, T., Fukuyama, H., Tanigaki, M. (1993) *Shear performance of concrete beams reinforced with FRP stirrups*, In ACI SP-138, Edited by Nanni and C. Dolan, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, pp. 789-811
- [Nanni, 1993] Nanni, A. (1993) *Flexural behavior and design of RC members using FRP reinforcement*, ASCE Journal of Structural Engineering, 119(11), pp. 3345-3359
- [Nanni et al., 2014] Nanni, A., De Luca, A., Zadeh, H.J. (2014) *Reinforced Concrete with FRP Bars: Mechanics and Design*, CRC Press, 418 p.
- [NCHRP, 2011] National Cooperative Highway Research Program, Design of concrete structures using high-strength steel reinforcement, Rapport n°679, Washington D.C., 2011
- [Newhook et al., 2002] Newhook J, Ghali A, Tadros G (2002) *Concrete flexural members reinforced with fiber-reinforced polymer: design for cracking and deformability* Canadian Journal of Civil Engineering, 29, pp. 125–34
- [Nielsen et al., 1975] Nielsen, M.P. and Braestrup, N.W. (1975) *Plastic Shear Strength of Reinforced Concrete Beams*, Technical Report 3, Bygningstatistiske Meddelelser, V.46
- [Okelo et Yuan, 2005] Okelo, R., Yuan, R.L. (2005) *Bond strength of fiber reinforced polymer rebars in normal strength concrete*, Journal of Composites for Construction, vol. 9, n°3, p.203-213
- [Park and Paulay, 1975] Park R, Paulay T (1975) *Reinforced concrete structures*, John Wiley & Sons
- [Pecce et al., 2000] Pecce, M., Manfredi, G. and Cosenza, E. (2000) *Experimental response and code models of GFRP RC beams in bending*, Journal of Composites for Construction, 4(4), pp.182-190.
- [Pilakoutas, 2000] Pilakoutas, K. (2000) *Composites in concrete construction*, In Gdoutos, E.E., Pilakoutas, K, and Rodopoulos, C.A. editors, *Failure Analysis of Industrial Composite Materials*. McGraw-Hill, London, 449-497
- [Pilakoutas et al., 2002] Pilakoutas K, Neocleous K, Guadagnini M. (2002) *Design philosophy issues of fiber reinforced polymer reinforced concrete structures*, ASCE Journal of Composites in Construction, 6(3), pp. 154–61
- [Pilakoutas et al., 2007] Pilakoutas, K., Guadagnini, M., Neocleous, K. and Taerwe, L. (2007) *Design guidelines for FRP reinforced concrete structures*, Proceedings of the advanced composites in construction, University of Bath, Bath, UK.

- [Rafi et al., 2008] Rafi, M.M., Nadjai, A., Ali, F., Talamona, D. (2008) *Aspects of behaviour of CFRP reinforced concrete beams in bending*, Construction and Building Materials, 22(8), pp. 277-285
- [Rafi et Nadjai, 2009] Rafi, M.M., Nadjai, A. (2009) *Evaluation of ACI 440 deflection model for fiber-reinforced polymer reinforced concrete beams and suggested modification*, ACI Struct. J., 106(6), 762 – 771
- [Rasheed et al., 2004] Rasheed, H.A., Nayal, R., Melhem, H.G. (2004) *Response prediction of concrete beams reinforced with FRP bars*, Composite Structures, 65, pp. 193-204
- [Razaqpur et al., 2000] Razaqpur A.G., Svecova D., Cheung M.S. (2000) *Rational method for calculating deflection of fiber-reinforced polymer reinforced beams*, ACI Structural Journal, 97(1), 175-184
- [Robert, 2009] Robert M. (2009) *Etude de la performance de barres de renforcement interne en PRF soumises à des conditions environnementales extrêmes*, Ph.D thesis, University of Sherbrooke, Québec, Canada
- [Saadatmanesh et Ehsani, 1989] Saadatmanesh, H. and Ehsani, M. (1989) *Fiber Composite Bars for Reinforced Concrete Construction*, University of Arizona
- [Schmitt, 2009] G. Schmitt (2009) *Global Needs for Knowledge Dissemination, Research, and Development in Materials Deterioration and Corrosion Control*, The World Corrosion Organization
- [SINTEF, 2002] SINTEF Report STF22 A98741 (2002) *Modifications to NS3473 when using fiber reinforced plastic reinforcement 2.24*, Norwegian Council for Building Standardization, Oslo, Norway
- [Sonobe et al., 1997] Sonobe, Y., Fukuyama, H., Okamoto, T., Kani, N., Kobayashi, K., Masuda, Y., Matsuzaki, Y., Mochizuki, S., Nagasaka, T., Shimizu, A., Tanano, H., Tanigaki, M., Tenshigawara, M. (1997) *Design guidelines of FRP reinforced concrete building structures*, Journal of Composites for Construction, 1(3), pp. 90-113
- [Stratford et Burgoyne, 2003] Stratford, T. and Burgoyne, C. (2003) *Shear analysis of concrete with brittle reinforcement*, Journal of Composites for Construction, 7(4), 323-330
- [Taylor, 1970] Taylor, H.P.J. (1970) *Investigation of the forces carried across cracks in reinforced concrete beams in shear by interlock of aggregate*, 42.447, Cement and Concrete Association, London, UK

- [Theriault et Benmokrane, 1998] Theriault, M., Benmokrane, B. (1998) *Effects of FRP reinforcement ratio and concrete strength on flexural behavior of concrete beams*, Journal of Composites for Construction, 2(1), pp. 7-16
- [Tighiouart et al., 1998] Tighiouart, B., Benmokrane, B., Gao, D. (1998) Investigation of bond in concrete member with fibre reinforced polymer (FRP) bars, Construction and Building Materials, 12, pp. 453-462
- [Tottori et Wakui, 1993] Tottori, S., Wakui, H. (1993) *Shear capacity of RC and PC beams using FRP reinforcement*, In : Fiber-reinforced-plastic reinforcement for concrete structures, SP-138, American Concrete Institute, Detroit, 615-632
- [Tourney, 2012] Tourney (2012) *Reinforcing Steel Comparative Durability Assessment and 100 Year Service Life Cost Analysis Report*, Tourney Consulting Group
- [Toutanji et Deng, 2003] Toutanji, H.A., Deng, Y. (2003) *Deflection and crack-width prediction of concrete beams reinforced with glass FRP rods*, Construction and Building Materials, 17, pp. 69-74
- [Toutanji et Saafi, 2000] Toutanji HA, Saafi M. (2000) *Flexural behavior of concrete beams reinforced with glass fiber-reinforced polymer (GFRP) bars*, ACI Structural Journal, 97(5), 712-719
- [Tureyen et Frosch, 2003] Tureyen, A.K., Frosch, R.J. (2003) *Concrete shear strength: another perspective*, ACI Structural Journal, 100(5), pp. 609-615
- [Van Ooij et al., 2005] Van Ooij, W.J., Zhu, D., Stacy, M., Seth A., Mugada, T., Gandhi, J. (2005) *Corrosion protection properties of organo functional silanes – an overview*, Tsinghua SciTechnol; 10(6):639-64
- [Wallenberger et al., 2001] Wallenberger, F.T., Watson, J.C., and Hong, L (2001) *Glass Fibers*, ASM Handbook, ASM International, Material Park, Ohio, 21, pp. 27-34.
- [Walraven, 1981] Walraven, J.C. (1981) *Fundamental Analysis of Aggregate Interlock*, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineering, 107, 2245-2269
- [Walsh, 2001] Walsh, P.J. (2001) *Carbon Fibers*, ASM Handbook, ASM International, Material Park, Ohio, 21, pp. 35-40
- [Wang et Belarbi, 2005] Wang, H. and Belarbi, A. (2005) *Flexural behavior of fiber-reinforced-concrete beams reinforced with FRP rebars*, 7th Symposium on FRP in Reinforced Concrete Structures – FRPRCS7, SP-230, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 895-913

- [Wang et Salmon, 1985] Wang, C. and Salmon, C. (1985) *Reinforced Concrete Design*. Harper and Row, New York
- [Wheat et Deshpande, 2001] Wheat, H.G. and Deshpande, P.G. (2001) *Alternative Reinforcement Materials for Concrete – A State of the Art Review*. Corrosion, Houston Texas
- [Yeomans, 2004] Yeomans, S.R. (2004) *Galvanized Steel Reinforcement in Concrete :an Overview*. Elsevier, University of New South Wales, Canberra, Australia
- [Yost et al., 2001] Yost, J.R., Gross, S.P., Dinehart, D.W. (2001) *Shear Strength of Normal Strength Concrete Beams Reinforced with Deformed GFRP Bars*, Journal of Composites for Construction, Vol. 5, No. 4, pp. 263-275
- [Yost et al., 2003] Yost J.R., Gross S.P., Dinehart D.W., *Effective moment of inertia for glass fiber-reinforced polymer-reinforced concrete beams*, ACI Struct. J., 100, 732-739, 2003
- [Zemajtis et al., 1996] Zemajtis, J., Weyers, R.E., Sprinkel, M.M., and McKeel (1996) *Epoxy-coated reinforcement – a historical performance review*, Technical report, Virginia Transportation Research Council
- [Zhao et al., 1995] Zhao, W., Maruyama, K., Suzuki, H. (1995) *Shear behavior of concrete beams reinforced by FRP rods as longitudinal and shear reinforcement*, Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures, Proceedings of the Second International Symposium (FRPRCS-2), Edited by L. Taerwe, E&FN Spon, London, pp. 352-359
- [Zhao et al., 1997a] Zhao, W., Pilakoutas, K., Waldron, P. (1997) *FRP Reinforced Concrete: Calculations for Deflections*, Proceedings of the 3rd Symposium on Non-Metallic (FRP) reinforcement for concrete structures (FRPRCS-3), Japan Concrete Institute, Vol. 2, 511-518
- [Zhao et al., 1997b] Zhao, W., Pilakoutas, K., Waldron, P. (1997) *FRP Reinforced Concrete: Cracking Behaviour and Determination*, Proceedings of the 3rd Symposium on Non-Metallic (FRP) reinforcement for concrete structures (FRPRCS-3), Japan Concrete Institute, Vol. 2, 439-446

ANNEXES

Annexe A. Propriétés des matériaux

A1. Béton standard

Le béton utilisé pour la campagne de poutres de la partie A vise une résistance en compression de 20 MPa, tandis que la résistance en compression du béton visée pour les éléments composants les portiques est de 25 MPa en partie B. Les bétons sont formulés avec la méthode de Dreux-Gorisse et un ratio E/C de 0,6 déterminé par la formule de Bolomey. Un ciment Portland est utilisé et les matériaux granulaires sable et graviers sont de type roulés. L'analyse granulométrique montre que le sable a une classe granulaire de 0/3 alors que les graviers sont aux alentours de 1/5. Tous les corps d'épreuves ont été coulés à l'université.

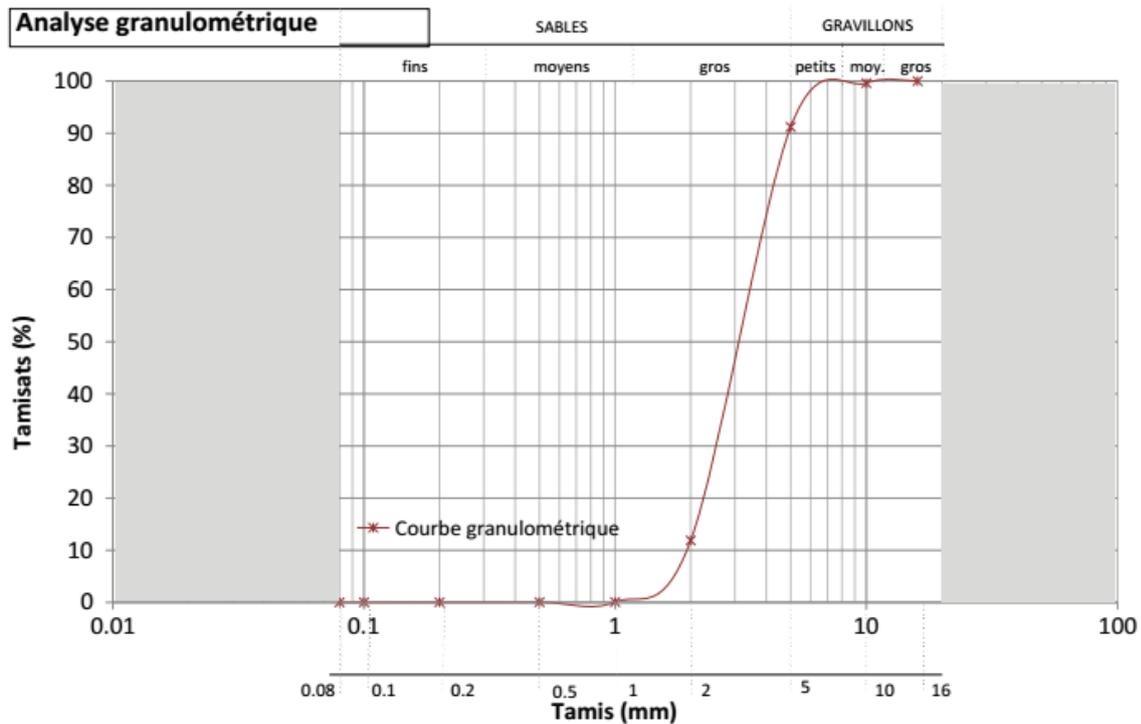


Figure A.1 – Courbe granulométrique de répartition des classes granulaires entre sable et graviers

La formulation des bétons de 20 MPa et 25 MPa sont donnés dans les tables A.1 et A.2 suivantes.

Matériaux	Quantité (kg/m ³)
Ciment CEM I 32.5 N	250
Sable 0/5	896
Graviers 5/25	1120
Eau	137.5

Tableau A.1 – Composition du béton formulé pour un 20 MPa en kg/m³

Matériaux	Quantité (kg/m ³)
Ciment CEM I 32.5 N	370
Sable 0/4	704
Graviers 5/10	992,5
Eau	213,3

Tableau A.2 – Composition du béton formulé pour un 25MPa en kg/m³

La capacité de la bétonnière étant de 220 L, le coulage des poutres a nécessité plusieurs gâchées pour le coulage d'une ou plusieurs poutres à la fois. Pour chaque gâchée, 3 éprouvettes de contrôle (cylindres 160x320mm) ont été coulées conformément aux standards de la norme NF EN 12390-1. Ces échantillons de contrôle ont ensuite été testés en compression directe, suivant la norme NF EN 12390-4, pour déterminer la résistance en compression de chaque béton. Trois tendances de résistance en compression ont été atteintes.

Les résistances en compression obtenues en moyenne sur les cylindres 16x32 et les poutres associées sont reportées dans le tableau A.3. Les tests de traction et la recherche du module d'Young n'ont pas été effectués, les valeurs de l'Eurocode 2 seront adoptées pour les calculs.

f_{cm} (Mpa)		f_{cm} (Mpa)	
FIS-[4d14]	20,6	Portique S	24,3
FIG-[4d16]	20,5	Portique G1	24,3
FIC-[4d15]	25,6	Portique G2	30,1
ShG-[4d22]	17,6	Portique G3	30,1
ShG-[4d16]	15,6	Poutre G1	29,1
ShC-[5d10]	15,6		

Tableau A.3 – Résultats pour les tests de compression sur cylindres en béton

A2. BFUP

Le BFUP est un béton Lafarge Ductal[®] avec liant prémix G2 et fibres métalliques. La formulation a été donnée par le centre de recherche de Lafarge. Les poutres ont été coulées en plusieurs gâchées. Pour évaluer les propriétés mécaniques moyennes des poutres, des tests mécaniques ont été effectués à chaque gâchées. Six prismes de BFUP 7x7x28 (en cm) ont été soumis à des tests de flexion 4-points pour mesurer le module d'Young en flexion et la résistance à la traction. En parallèle, six cylindres de 7 cm de diamètre remplis de BFUP ont été testés 28 j après le coulage, d'après les spécifications recommandées par les standards BFUP [JSCE, 2006]. La résistance moyenne atteinte en compression est de 171±1,8 MPa. L'ensemble des caractéristiques du BFUP sont reportées dans le Tableau A.4.

Propriété	Paramètre	Valeur
Compression	f_{ck} (MPa)	171
	ε_c^* (%)	0,3
Traction	$f_{ct,el}$ (MPa)	13,4
	ε_t^* (%)	0,02
Module d'Young	E_c (GPa)	53,9

Tableau A.4 Propriétés du BFUP

* : astérisque associé aux valeurs moyennes données par le centre de recherche de Lafarge et non aux valeurs mesurées.

A3. Armatures acier

Pour les poutres et portiques de référence des barres et des cadres en acier ont été utilisés. Pour le reste des poutres renforcées par des PRF, de fines barres de 8 mm sont placées en partie supérieure de poutres dans le seul but de maintenir les cadres en place.

Il s'agit d'un acier aux caractéristiques standards dont la résistance en traction estimée expérimentalement est de 550 MPa pour un module d'Young de 200 GPa.

A4. Armatures PRF

Les armatures en Polymères Renforcés de Fibres utilisées dans ces expériences sont de différentes natures, diamètres, revêtements. Les armatures sont en provenance de deux fabricants, Pultrall au Canada et Sireg en Italie. Le tableau A.5 décrit les caractéristiques mécaniques des différentes barres utilisées. Les armatures provenant de Pultrall sont enrobées de sable grossier pour créer de l'adhérence tandis que les armatures d'Italie sont sablées plus finement mais déformées et enveloppées hélicoïdalement d'un fil de coton. Enfin le tableau

A.6 permet de faire le point sur les armatures utilisées pour chacune des poutres de cette étude et l'annexe D spécifie leurs propriétés d'adhérence.

		Nature	Module d'Young (GPa)	Résistance en traction (MPa)
Sireg	Ø 15	Carbone	130	2300
	Ø 22	Verre	40	900
Pultrall	Ø 6	Verre	52,5	938
	Ø 10	Carbone	127	1518
	Ø 12	Verre	53,6	941
	Ø 16	Verre	55,4	934

Tableau A.5 – Caractéristiques mécaniques des armatures longitudinales

	Sireg		Pultrall			
	Ø 15	Ø 22	Ø 6	Ø 10	Ø 12	Ø 16
FlG-[4d16]						x
FlC-[4d15]	x					
ShG-[4d16]						x
ShG-[4d22]		x				
ShC-[5d10]				x		
Portique G1						x
Portique G2			x		x	
Portique G3			x		x	
Poutre G1						x

Tableau A.6 – Rappel des associations armatures-poutres

Annexe B. Poutres sur appuis simples

I/ Poutre FIS-[4d14]

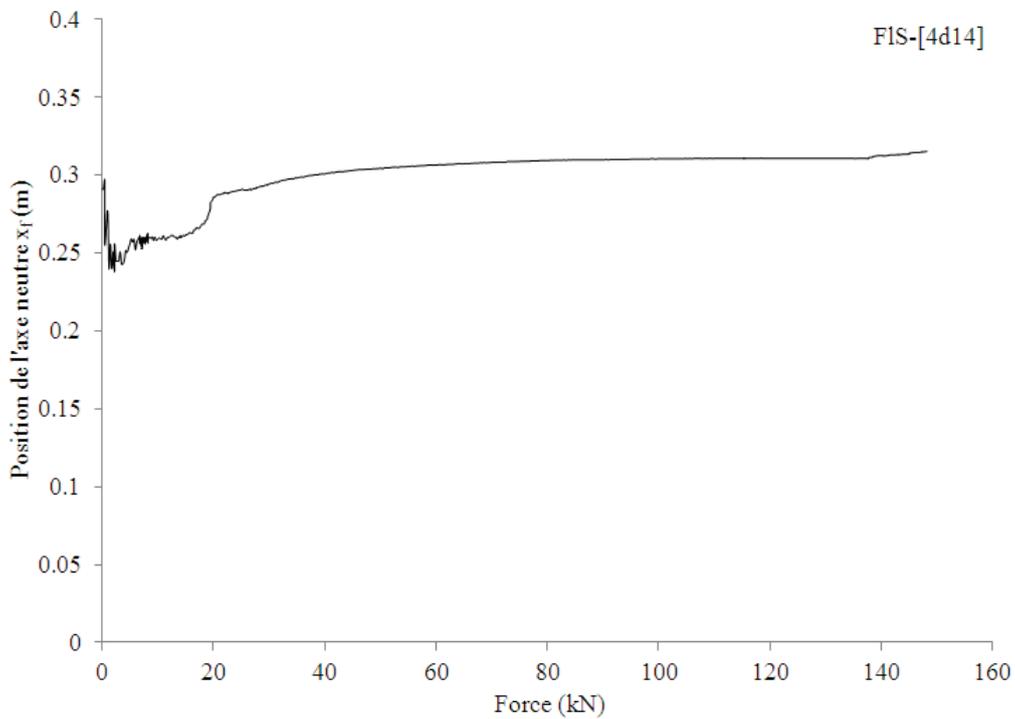
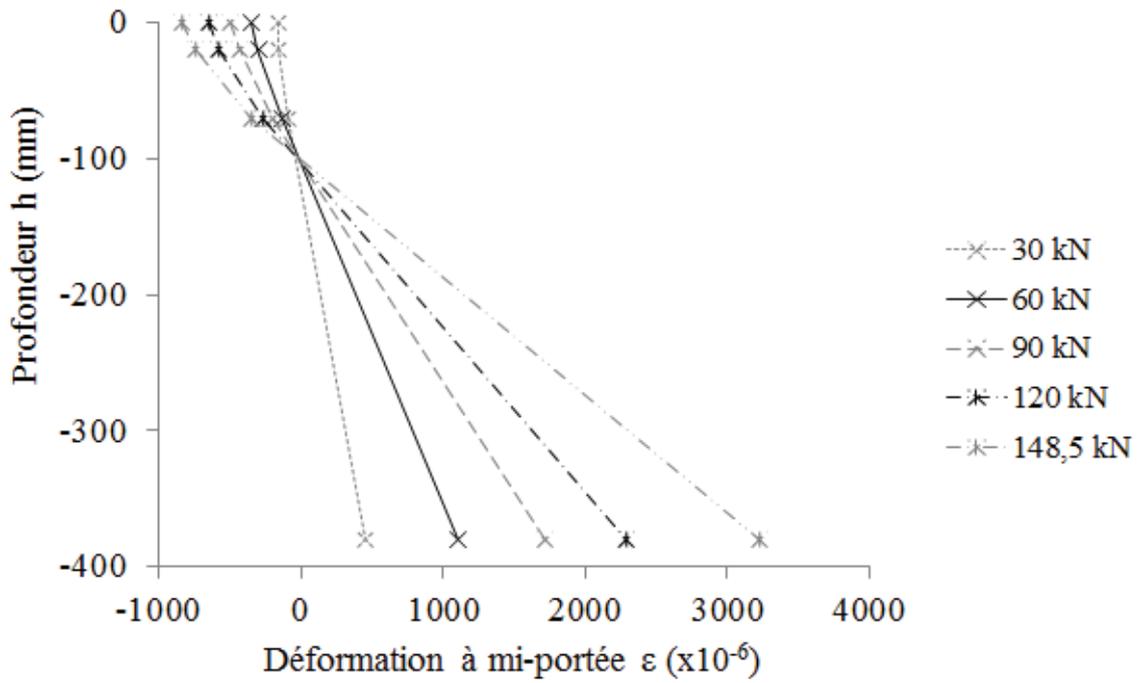
1. Données expérimentales générales

F_{fiss} (kN)	$\epsilon_{c,fiss}$ ($\mu\text{m/m}$)	$\epsilon_{fip,fiss}$ ($\mu\text{m/m}$)	δ_{fiss} (mm)	F_{ult} (kN)	$\epsilon_{c,ult}$ ($\mu\text{m/m}$)	$\epsilon_{fip,ult}$ ($\mu\text{m/m}$)	δ_{ult} (mm)
12,75	-42	80	0,851	148,25	-833	3353	28,5

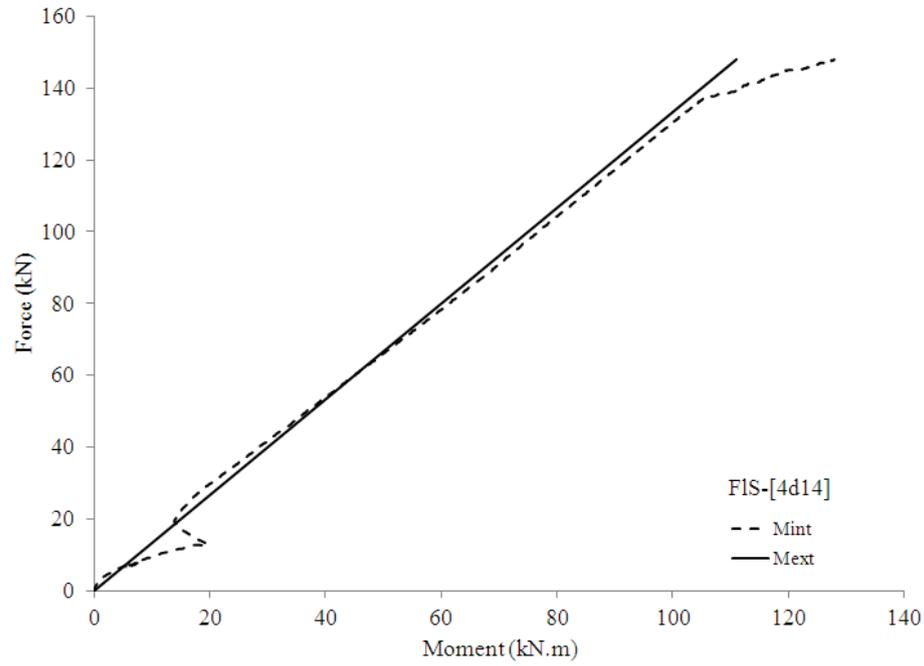
2. Mode de rupture



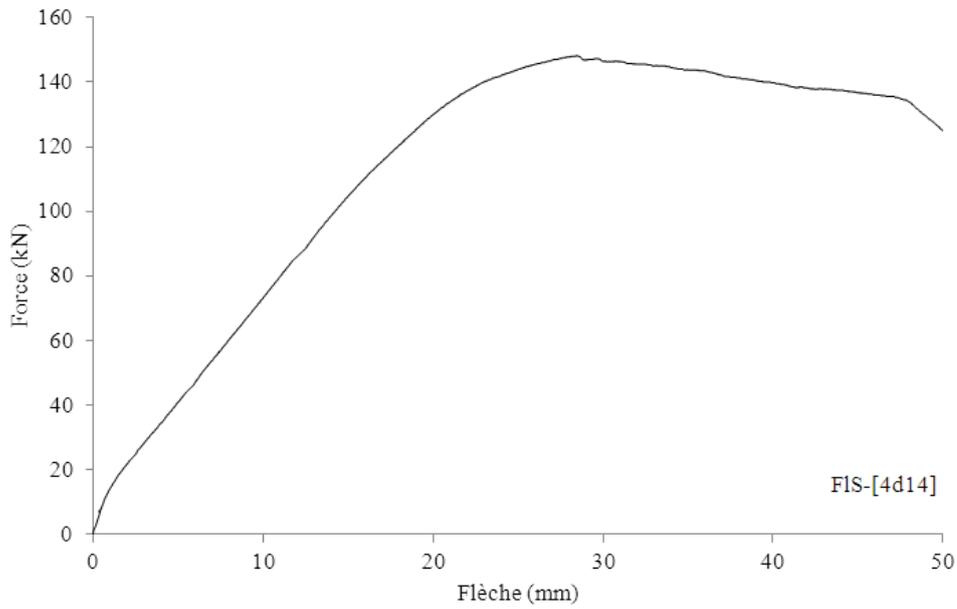
3. Résultats diagramme de Navier et axe neutre



4. Résultats moment-courbure



5. Résultats flèche

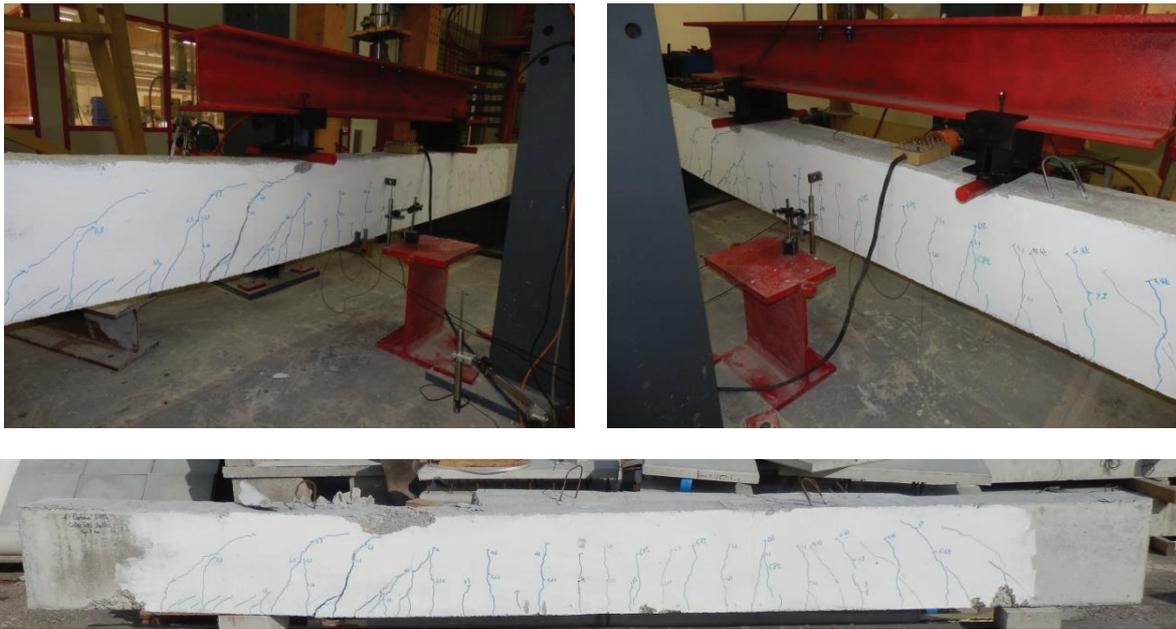


II/ FIC-[4d15]

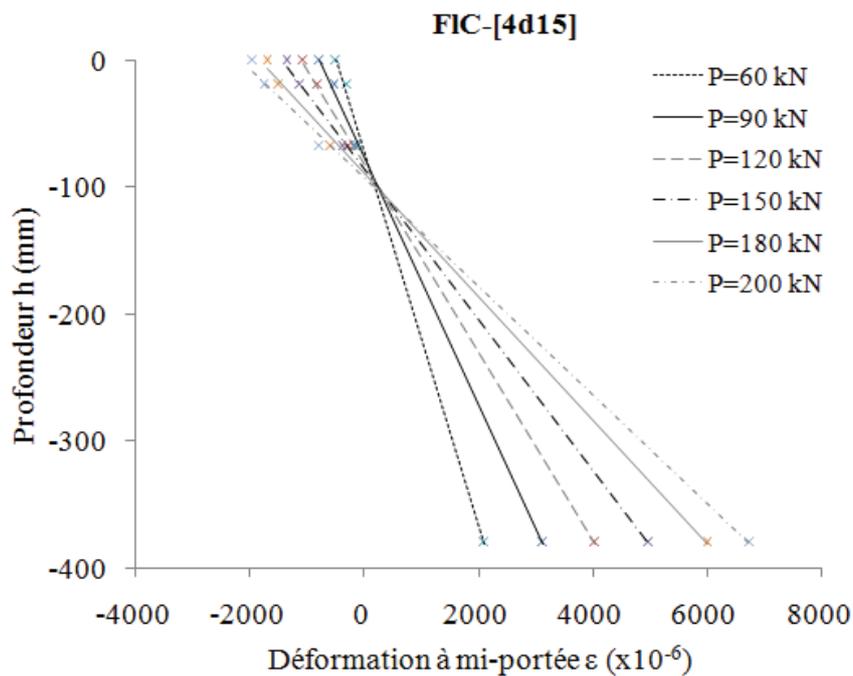
1. Données expérimentales générales

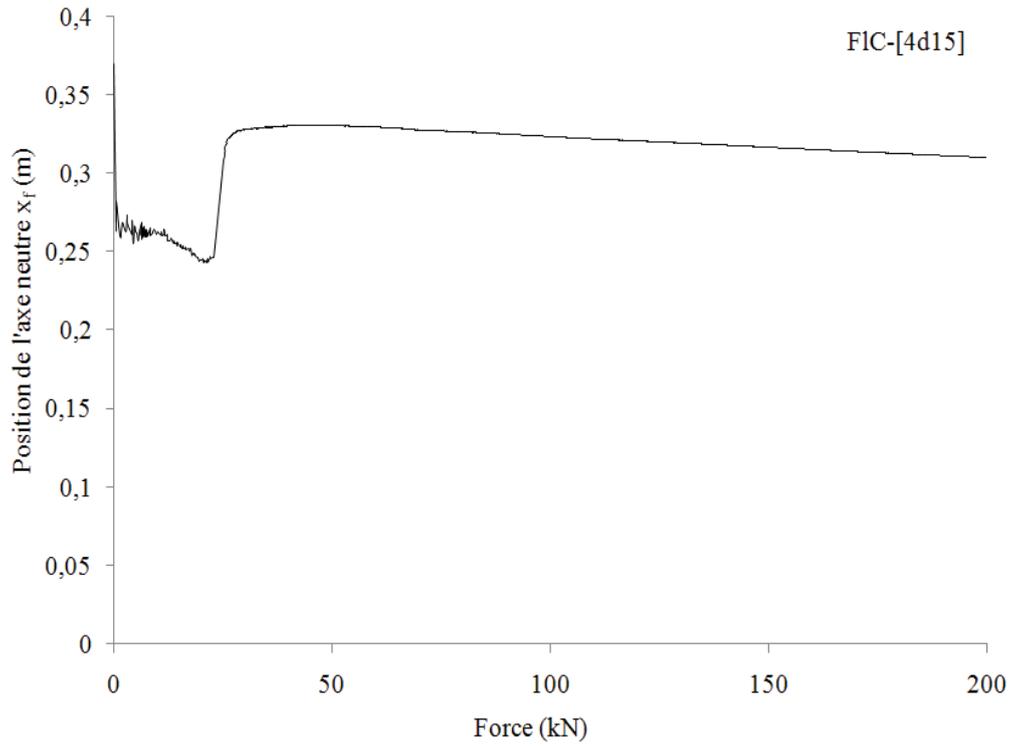
$F_{fiss}(kN)$	$\epsilon_{c,fiss}$ ($\mu m/m$)	$\epsilon_{frp,fiss}$ ($\mu m/m$)	δ_{fiss} (mm)	F_{ult} (kN)	$\epsilon_{c,ult}$ ($\mu m/m$)	$\epsilon_{frp,ult}$ ($\mu m/m$)	δ_{ult} (mm)
20,5	-86	80,7	0,829	200	-1949	7089	50,2

2. Mode de rupture

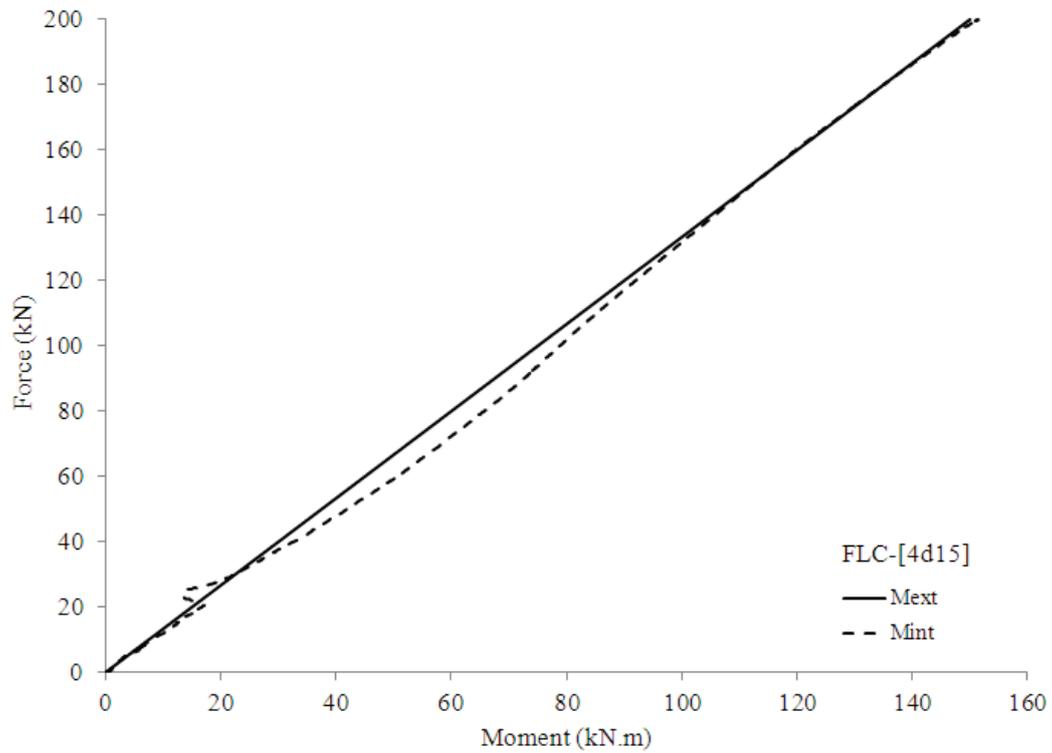


3. Résultats diagramme de Navier et axe neutre

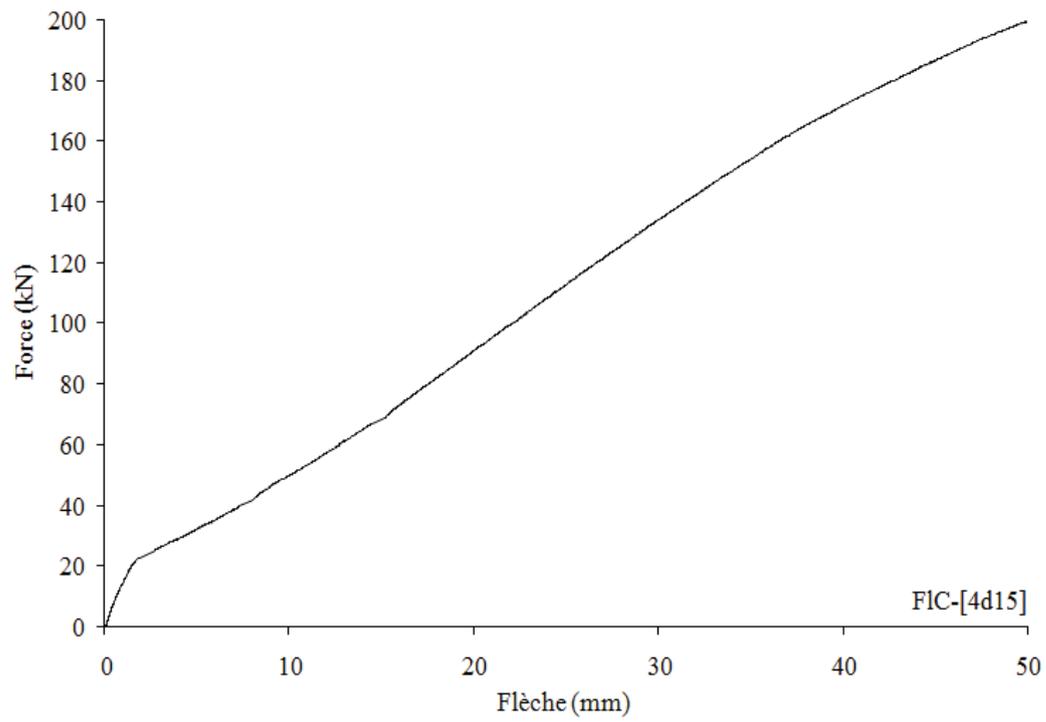




4. Résultats moment-courbure



5. Résultats flèche



III/ FIG-[4d16]

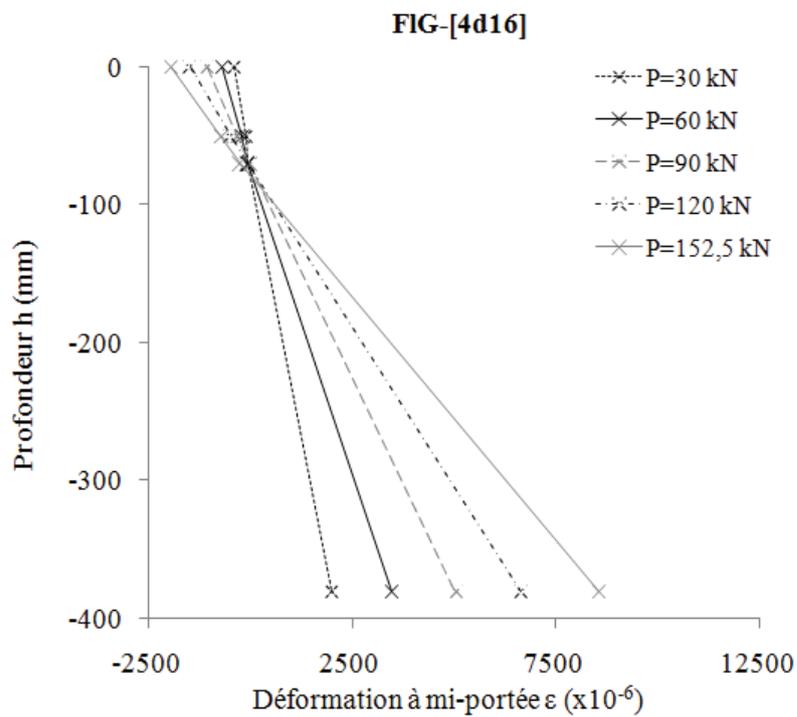
1. Données expérimentales générales

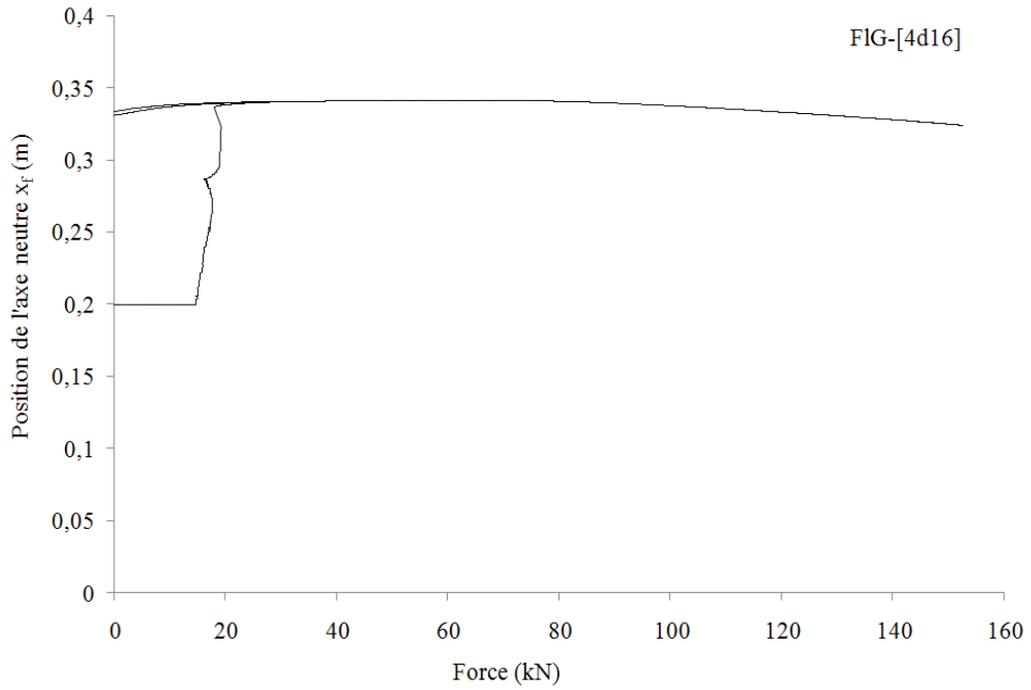
F_{fiss}	$\epsilon_{c,fiss}$	$\epsilon_{frp,fiss}$	δ_{fiss}	F_{ult}	$\epsilon_{c,ult}$	$\epsilon_{frp,ult}$	δ_{ult}
12,25	-46	61	0,526	152,5	-1953	10186	70,5

2. Mode de rupture

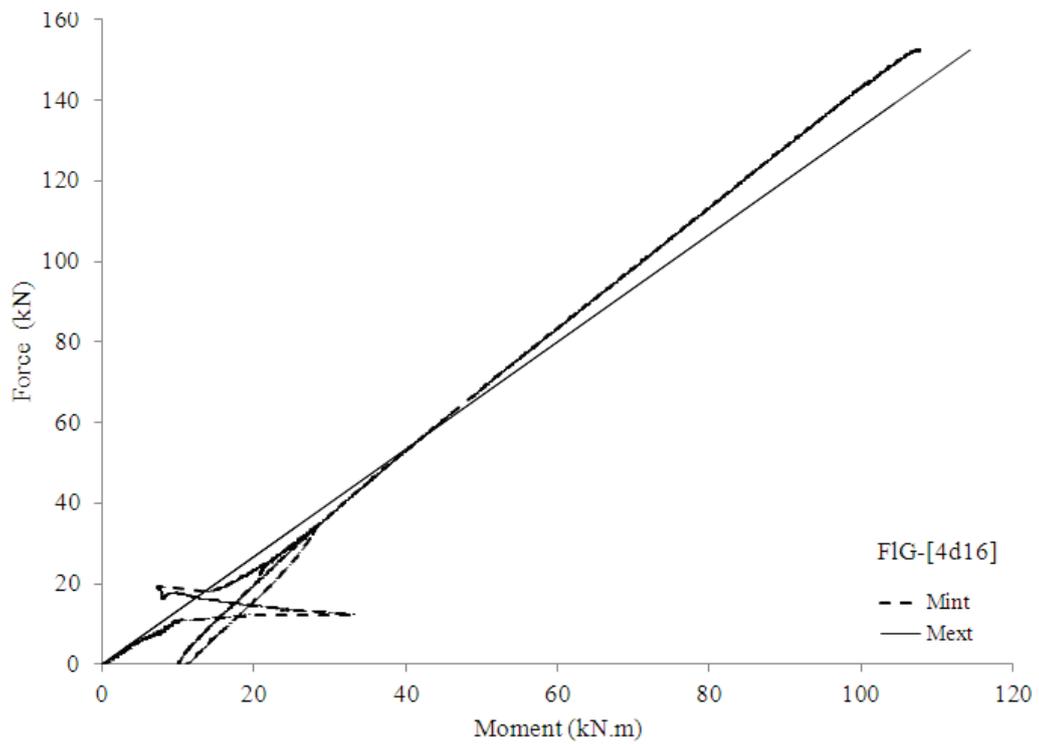


3. Résultats diagramme de Navier et axe neutre

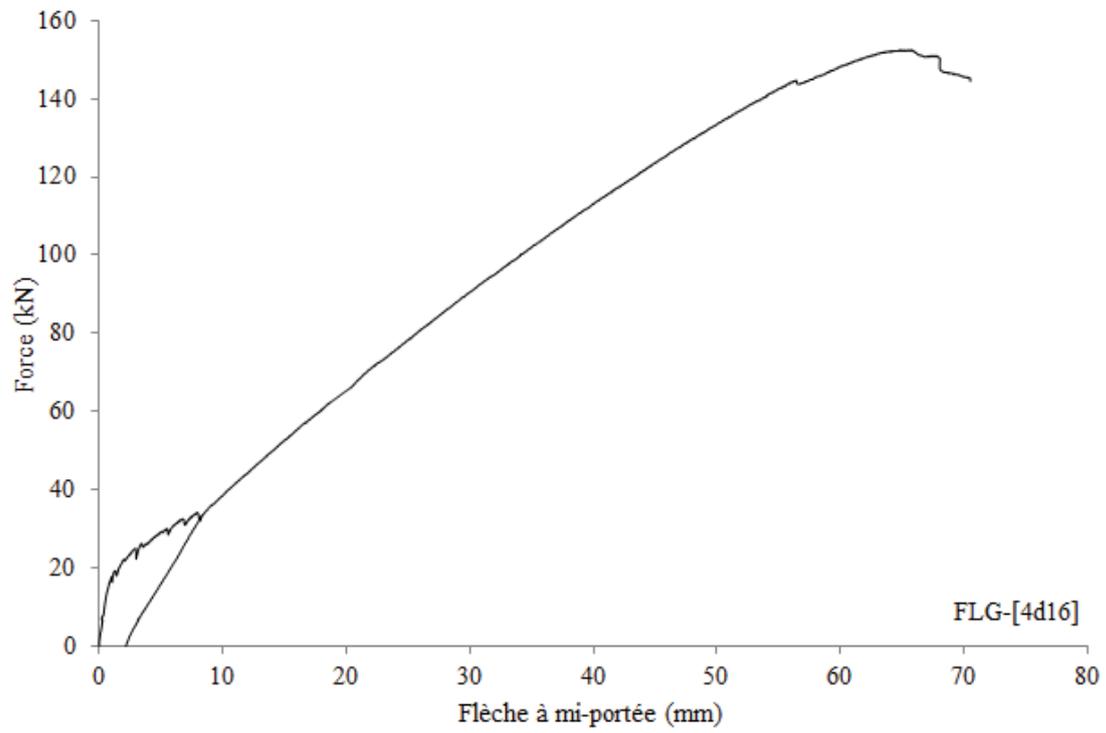




4. Résultats moment-courbure



5. Résultats flèche

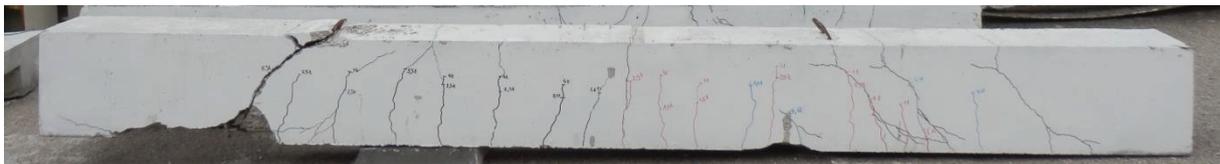


IV/ ShC-[5d10]

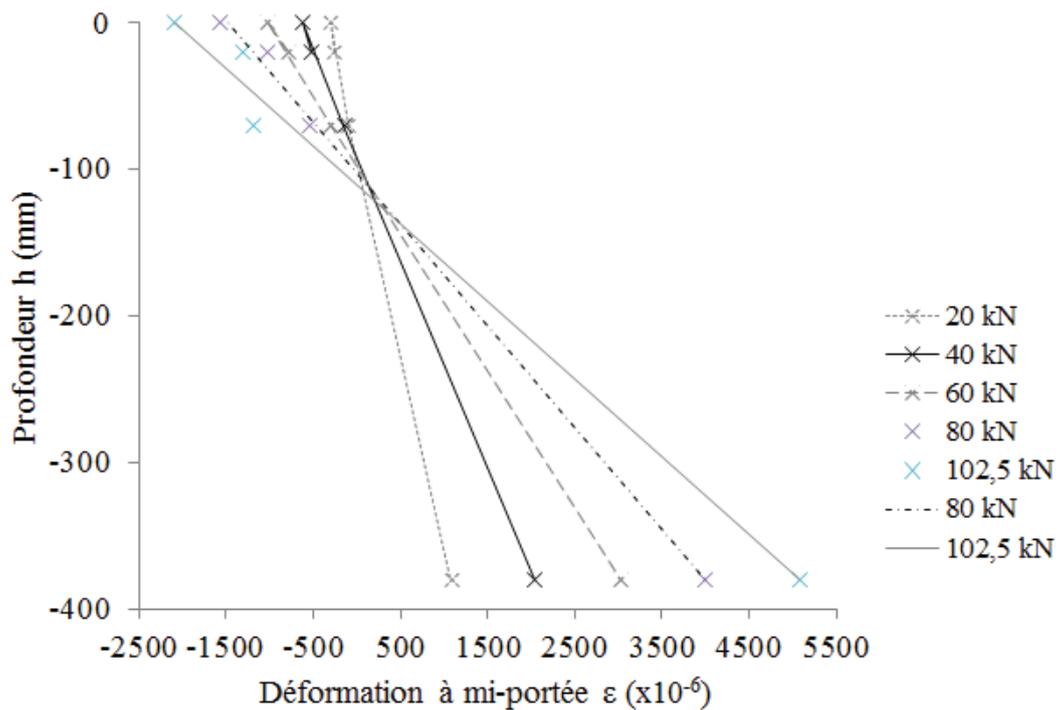
1. Données expérimentales générales

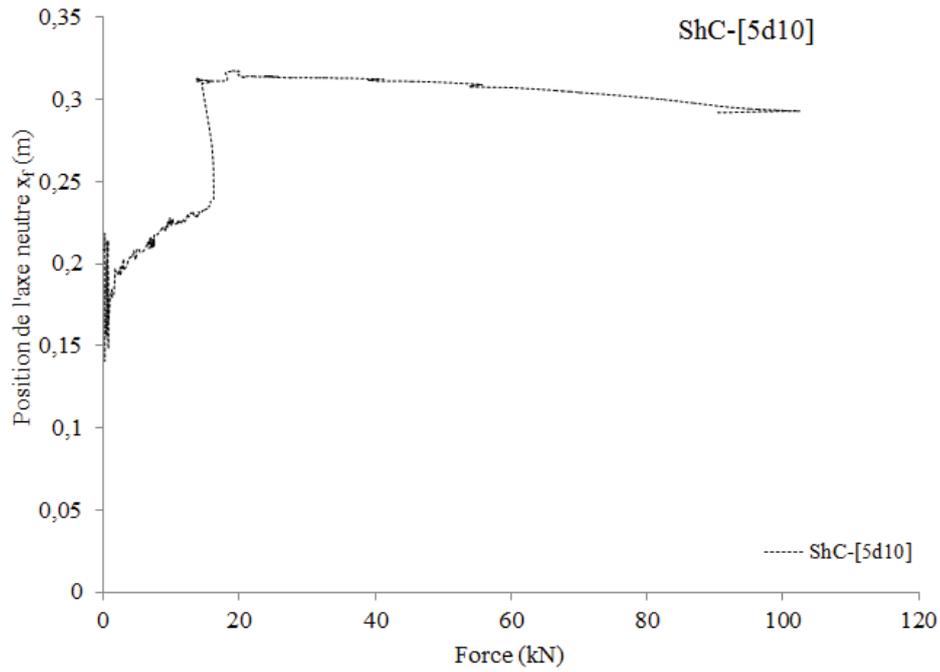
F_{fiss}	$\epsilon_{c,fiss}$	$\epsilon_{frp,fiss}$	δ_{fiss}	F_{ult}	$\epsilon_{c,ult}$	$\epsilon_{frp,ult}$	δ_{ult}
13,5	-69	55	0,911	102,5	-2172	5182	38,9

2. Mode de rupture

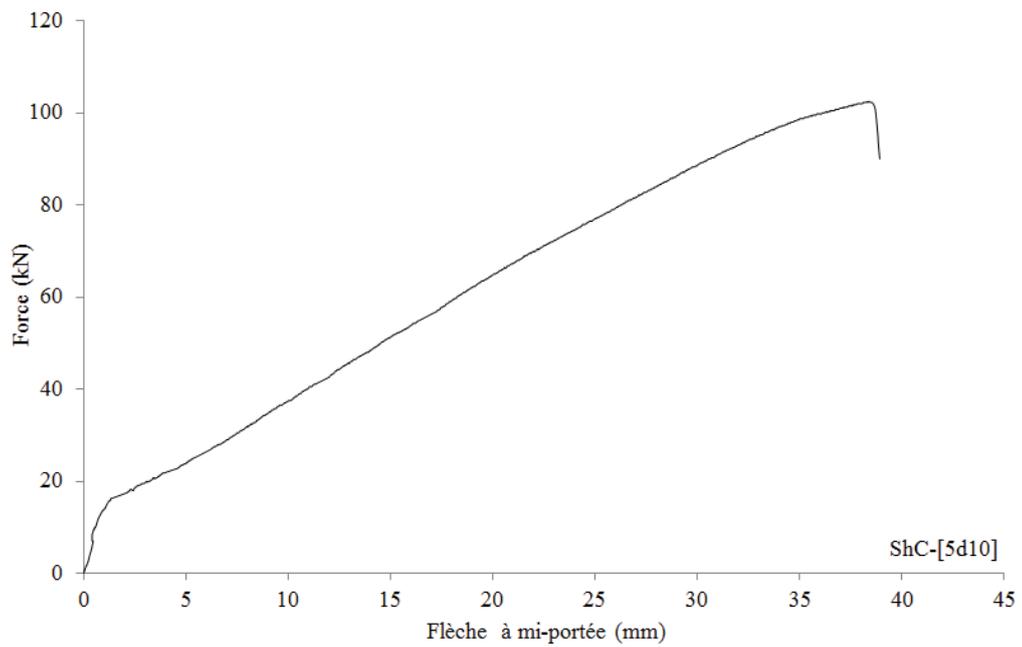


3. Résultats diagramme de Navier et axe neutre

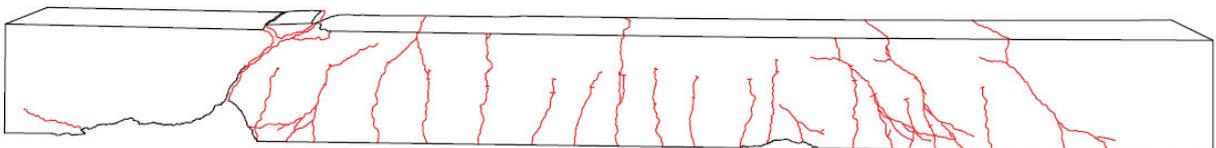




4. Résultats flèche



5. Distribution des fissures



V/ ShG-[4d16]

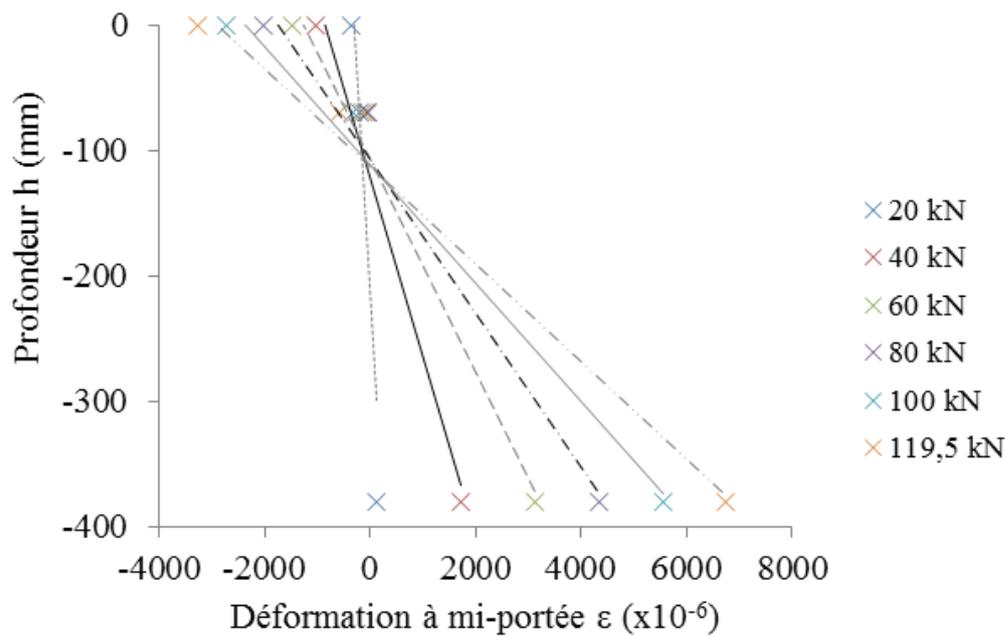
1. Données expérimentales générales

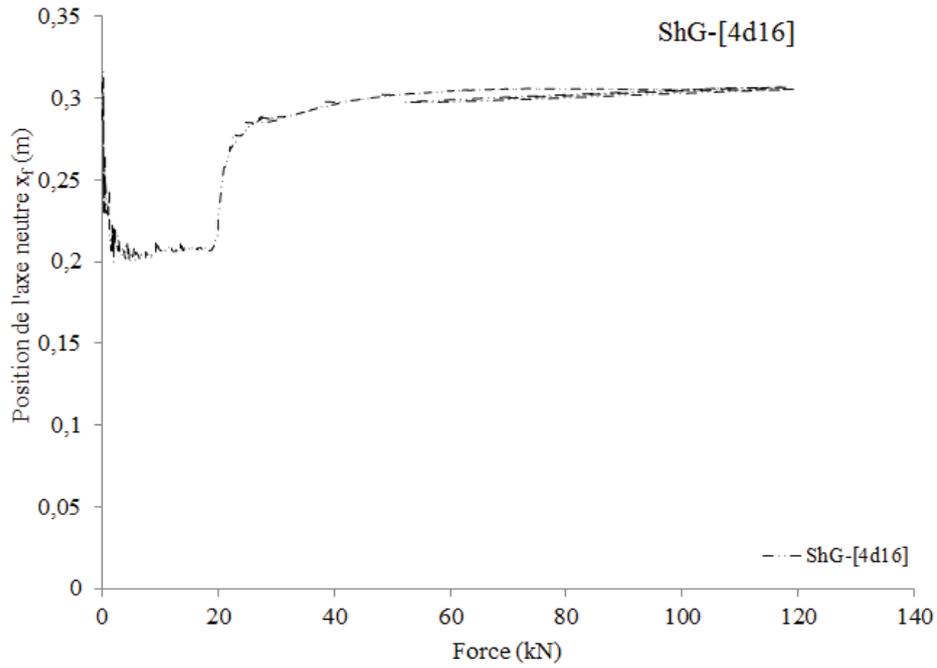
F_{fiss}	$\epsilon_{c,fiss}$	$\epsilon_{frp,fiss}$	δ_{fiss}	F_{ult}	$\epsilon_{c,ult}$	$\epsilon_{frp,ult}$	δ_{ult}
14,25	-65	52	0,379	119,5	-3261	7233	53

2. Mode de rupture

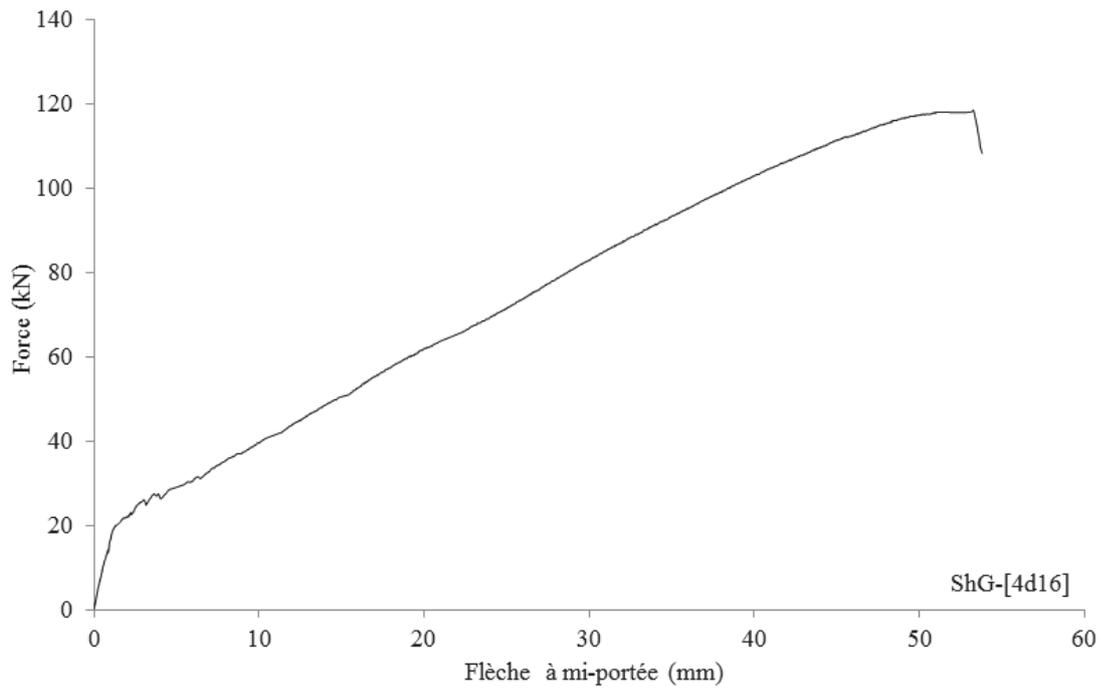


3. Résultats diagramme de Navier et axe neutre

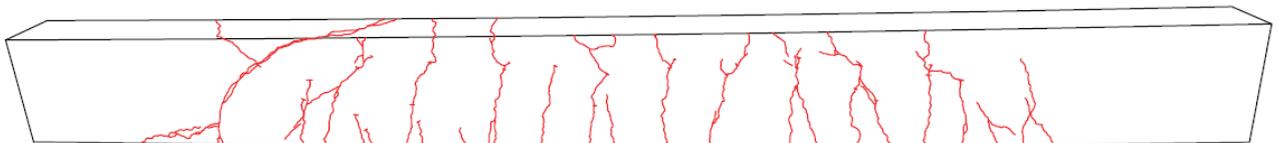




4. Résultats flèche



5. Distribution des fissures

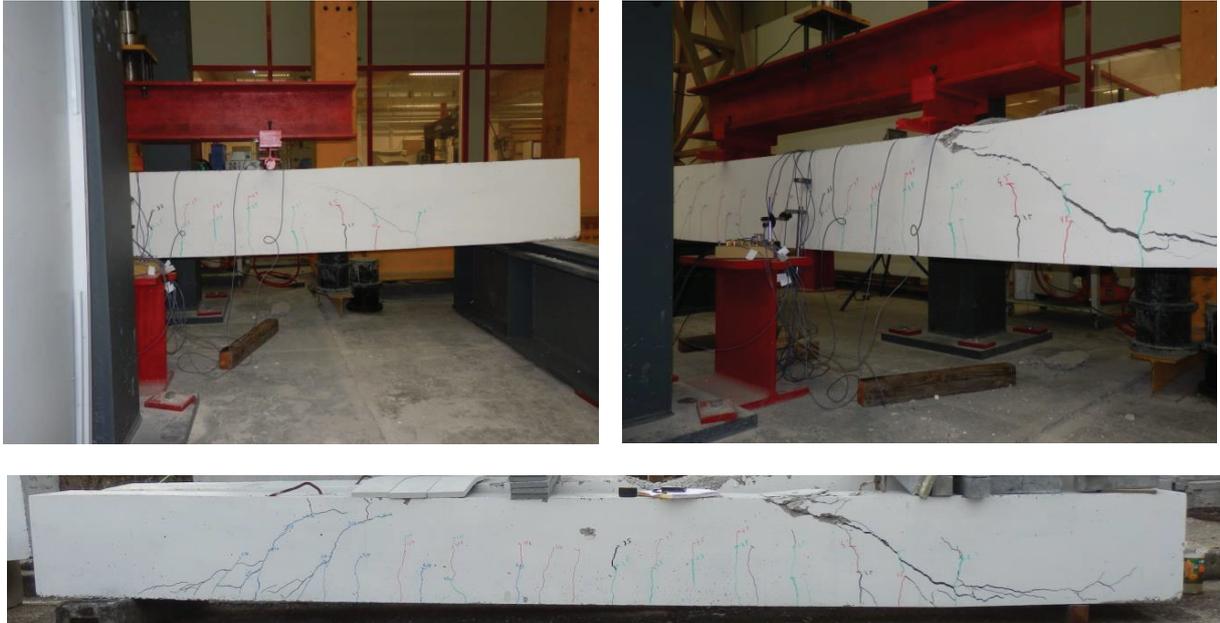


VI/ ShG-[4d22]

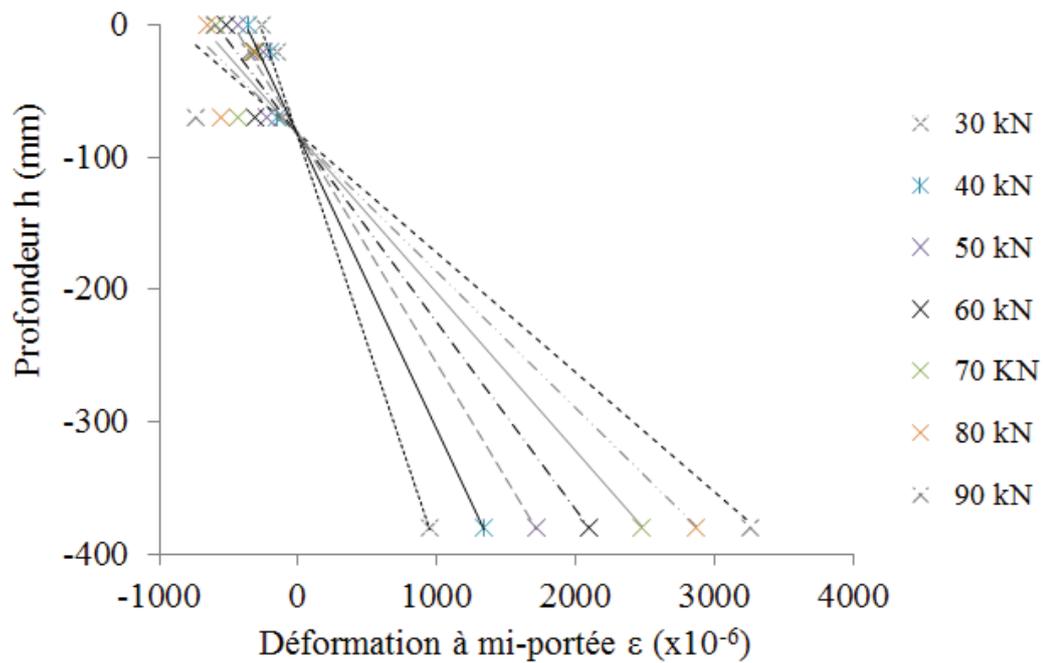
1. Données expérimentales générales

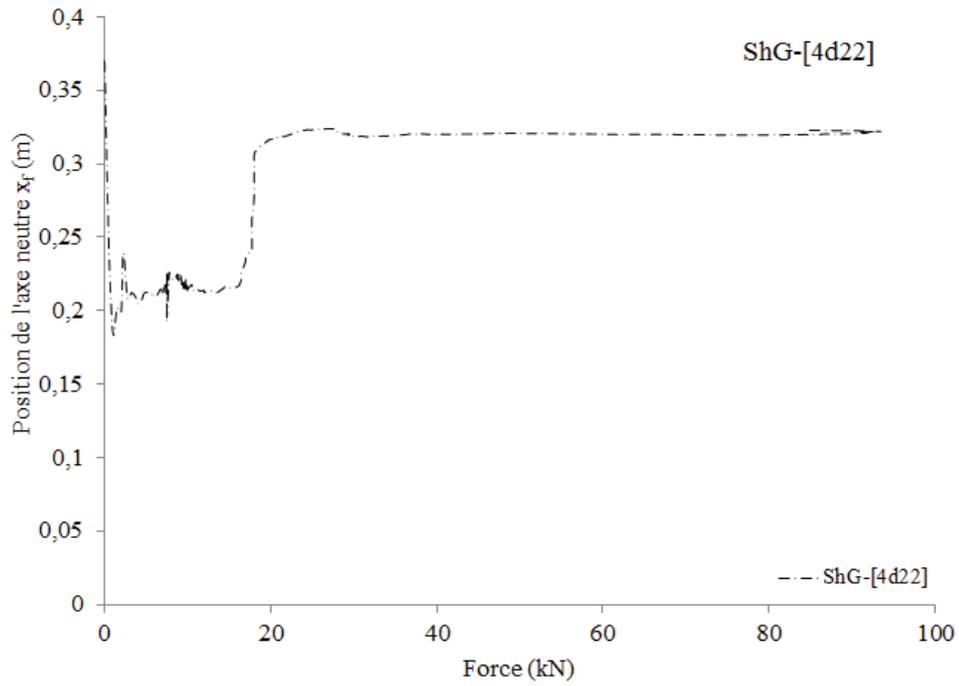
F_{fiss}	$\epsilon_{c,fiss}$	$\epsilon_{frp,fiss}$	δ_{fiss}	F_{ult}	$\epsilon_{c,ult}$	$\epsilon_{frp,ult}$	δ_{ult}
16,5	-69	68	1	93,5	-651	3674	34,4

2. Mode de rupture

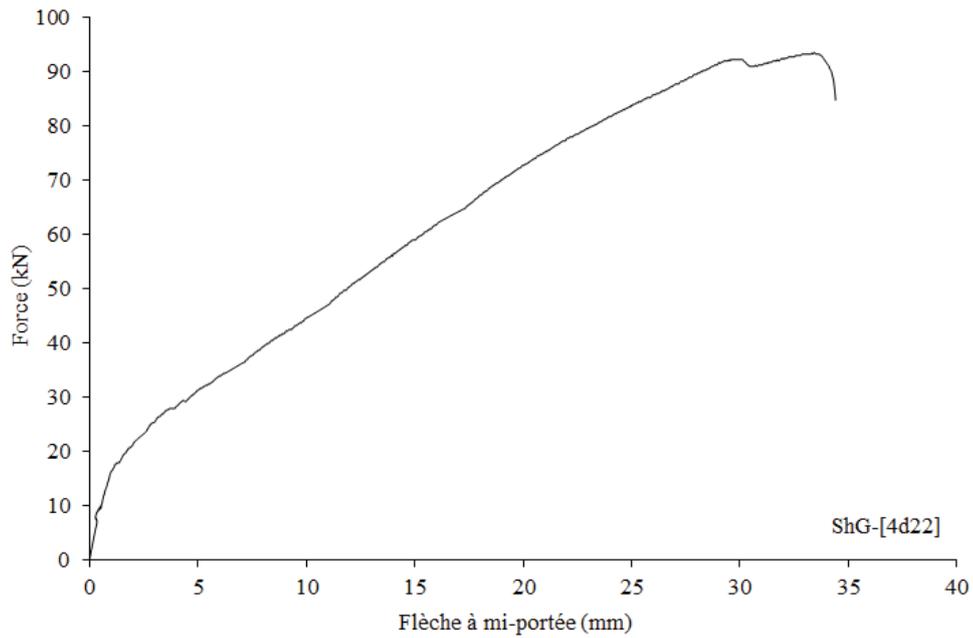


3. Résultats diagramme de Navier et axe neutre

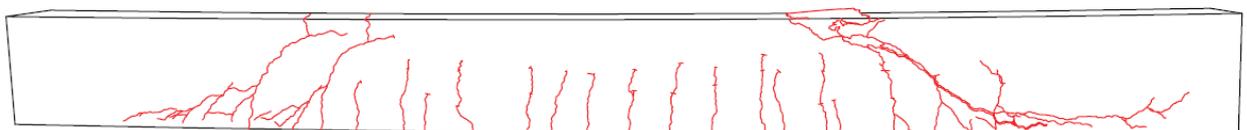




4. Résultats flèche



5. Distribution des fissures



Annexe C. Portiques

I/ Détails sur la géométrie et le renforcement des poutres pour la section du milieu

	Portique S	Portique G1	Portique G2	Portique G3	Poutre G1
b (cm)	20	20	20	20	20
h (cm)	30	30	30	30	30
d' (cm)	2,2	2,6	2,5	2,5	2,6
$A_{l,c}$ (mm ²)	100,5	100,5	56,5	141,8	100,5
$E_{l,c}$ (GPa)	200	200	52,5	53,4	200
d (cm)	26,5	26,2	26	26	26,2
$A_{l,t}$ (mm ²)	307,9	226,2	402,1	402,1	226,2
$E_{l,t}$ (GPa)	200	53,5	55,4	55,4	53,5
f_{cm} (Mpa)	25,2	25,5	31,8	31,8	31,4
E_c (GPa)	29,8	30,0	32,2	32,2	32,1

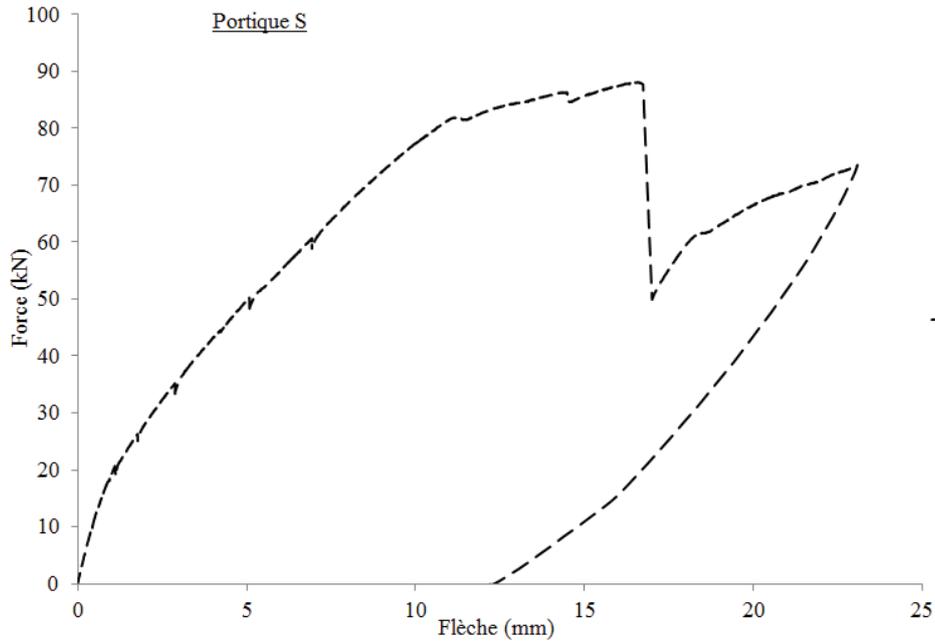
II/ Principaux résultats expérimentaux

		Portique acier	Portique G1	Portique G2	Portique G3	Poutre G1
$F_{fiss,milieu}$	(kN)	6,1	6,25	14,5	10,1	7,4
$\epsilon_{fiss,milieu}$	($\mu\text{m}/\text{m}$)	30	37	47	45	38
$\delta_{fiss,milieu}$	(mm)	0,24	0,36	0,61	0,23	1,1
$F_{fiss,appui}$	(kN)	11,5	12,7	31,1	24,7	X
$\epsilon_{fiss,appui}$	($\mu\text{m}/\text{m}$)	76	37	68	46	X
$\delta_{fiss,appui}$	(mm)	0,5	1,47	3,4	2,66	X
F_{rupt}	(kN)	88,1	106,1	122,7	121,6	102
$\epsilon_{rupt,milieu}$	($\mu\text{m}/\text{m}$)	3120*	16000	14824	15321	16000
$\delta_{rupt,milieu}$	(mm)	16,6*	73	47,8	51,4	81,8

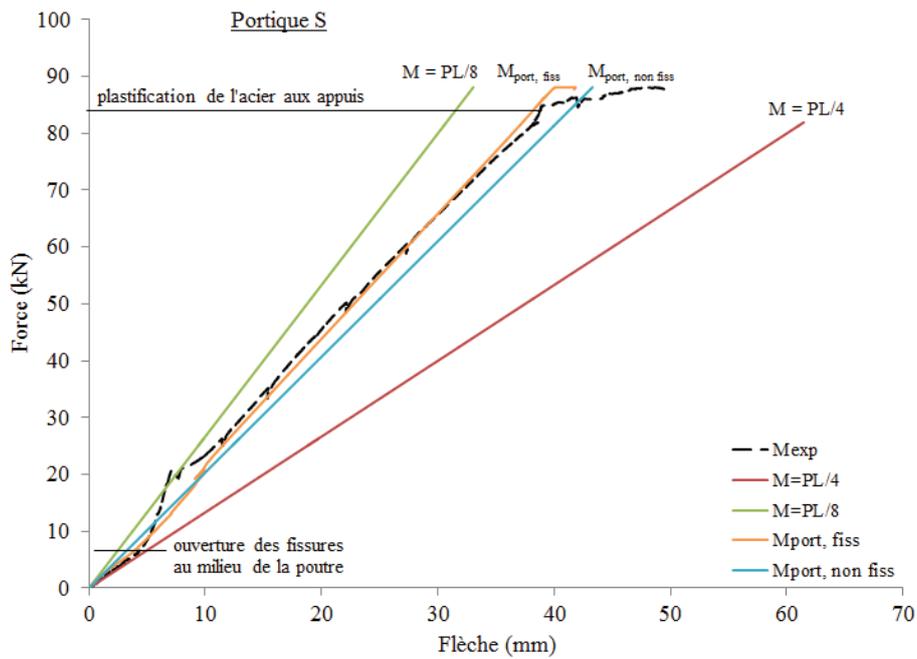
* ce ne sont pas les valeurs maximum, qui sont atteintes lorsque la force remonte à 73 kN

III/ Portique Acier

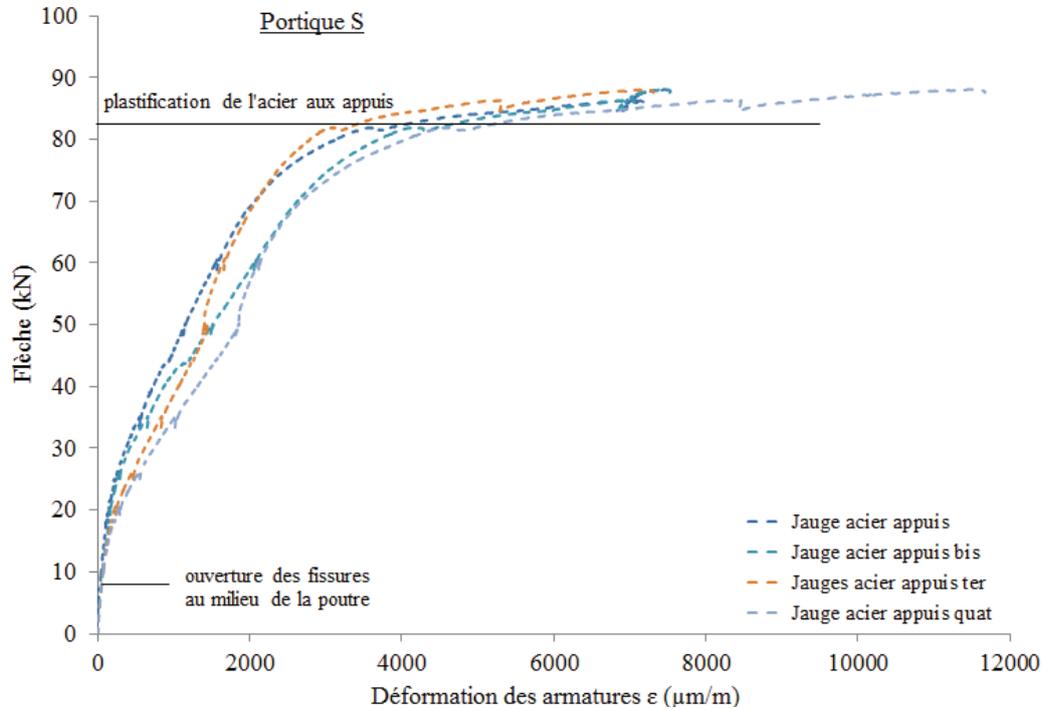
Evolution de la flèche en fonction de la force



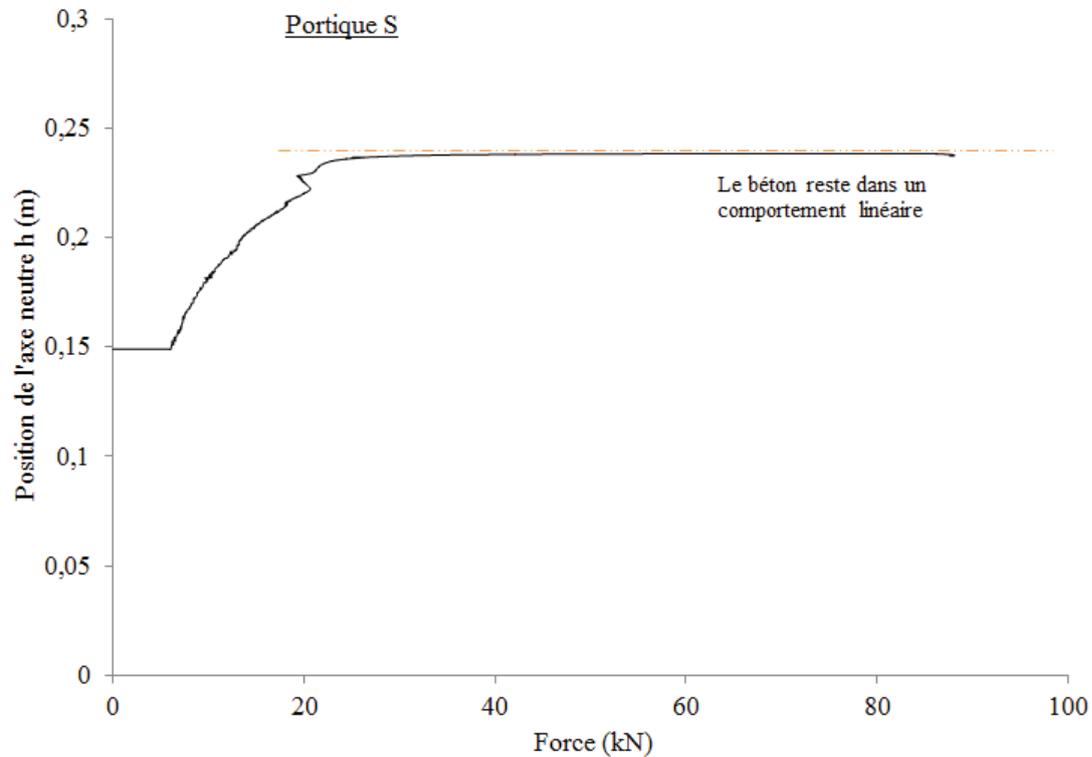
Section centrale – Evolution du moment interne en fonction de la force



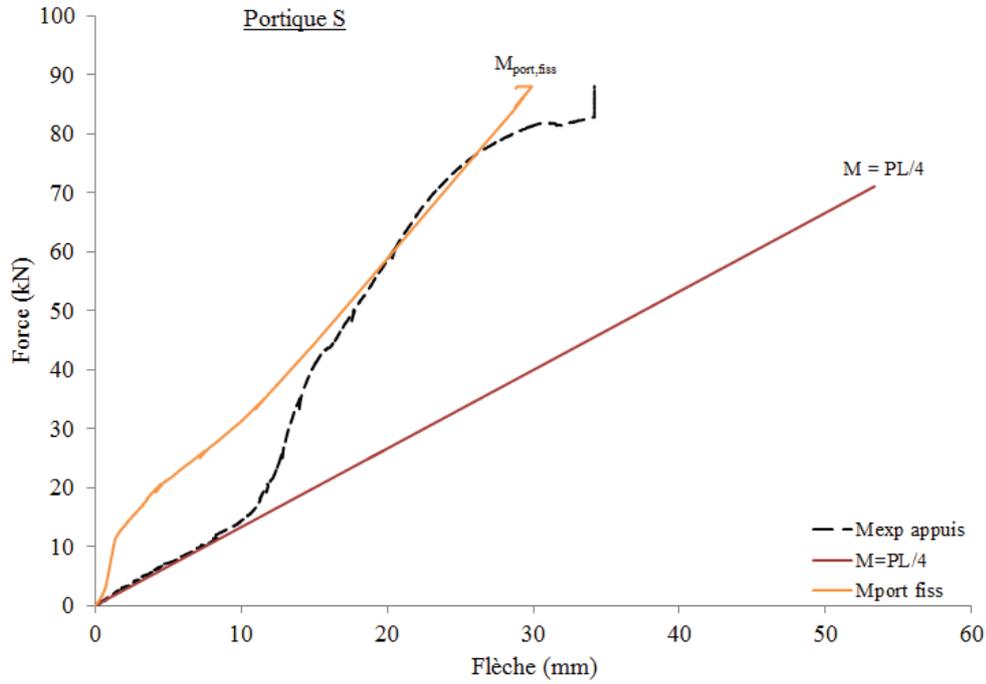
Section centrale – Evolution de la déformation des armatures en fonction de la force



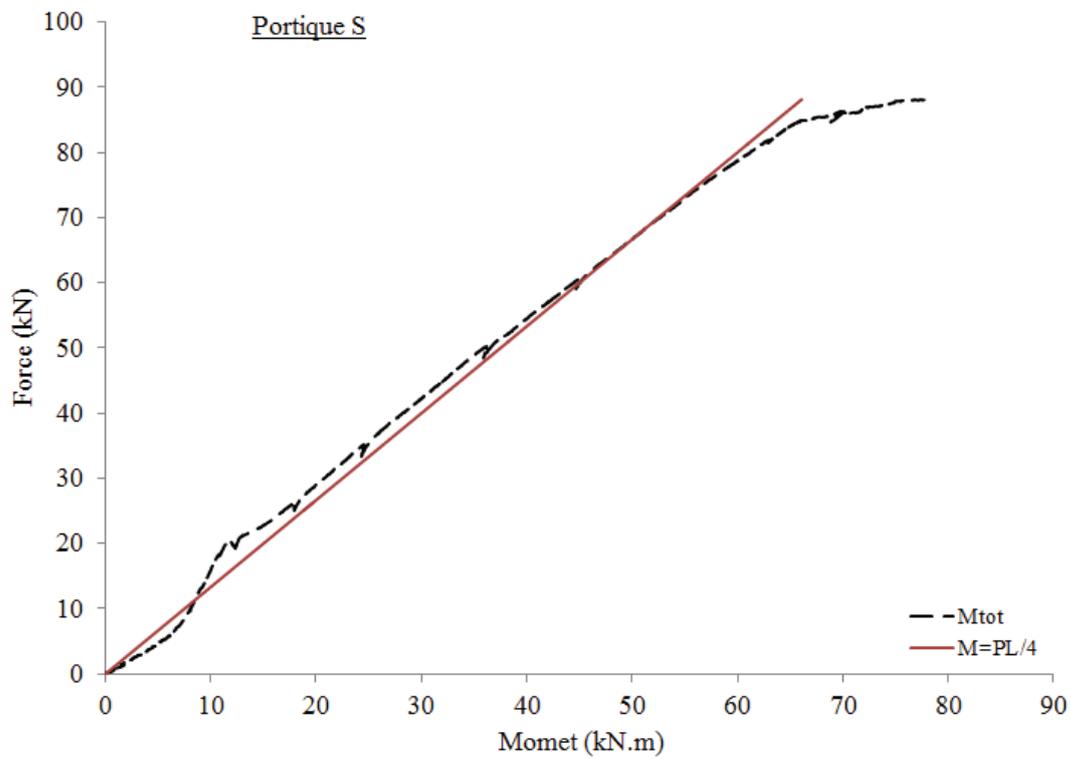
Section centrale – Evolution de l'axe neutre en fonction de la force



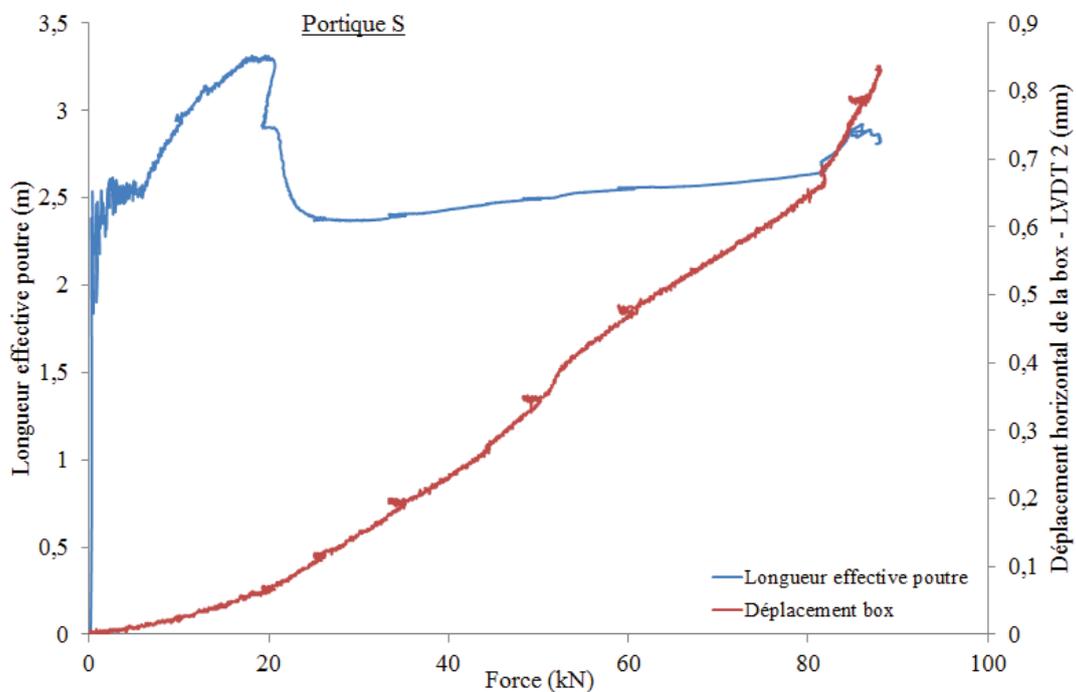
Section à l'appui – Evolution du moment interne en fonction de la force



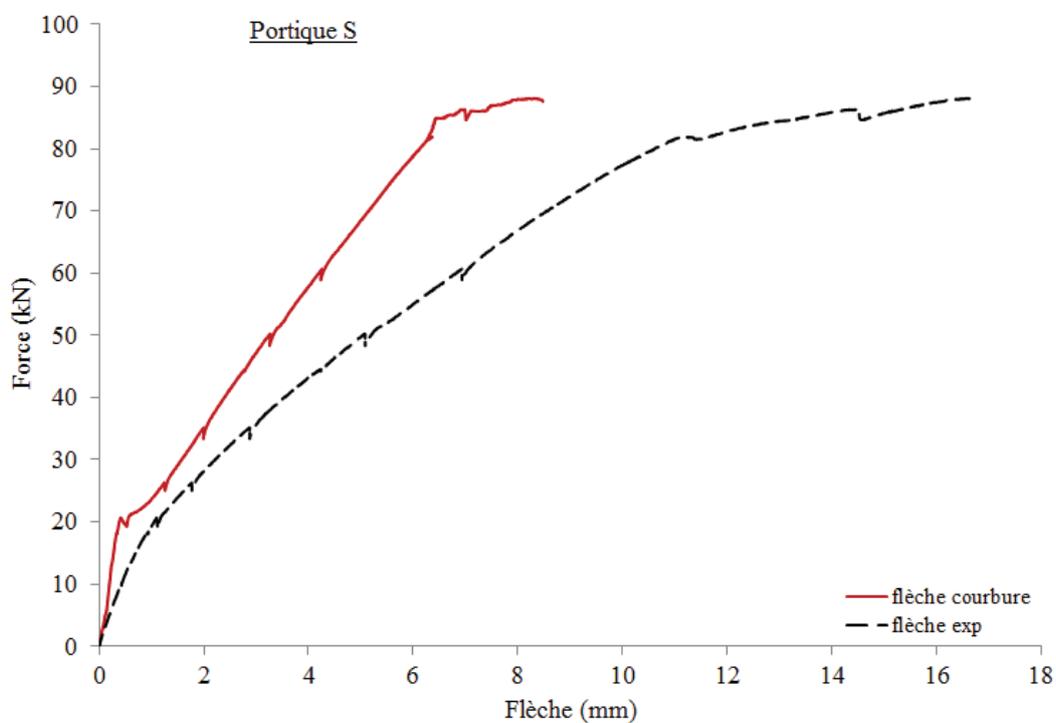
Evolution du moment total en fonction de la force



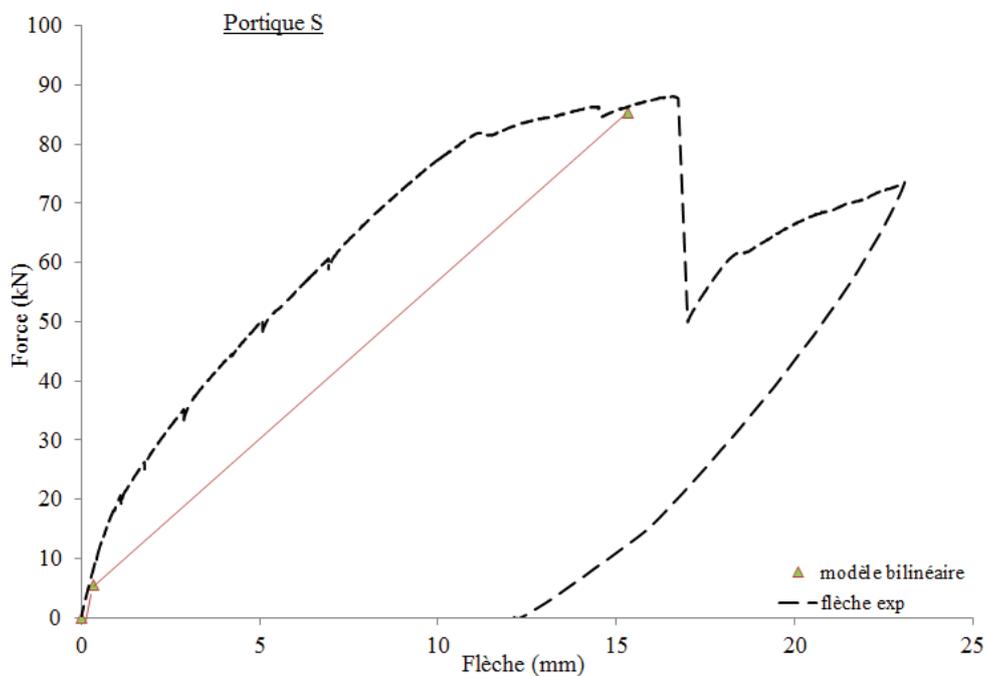
Evolution de la longueur effective en fonction de la force



Flèche calculée par double intégration de la courbure sur la longueur effective initiale de $2/3 L$

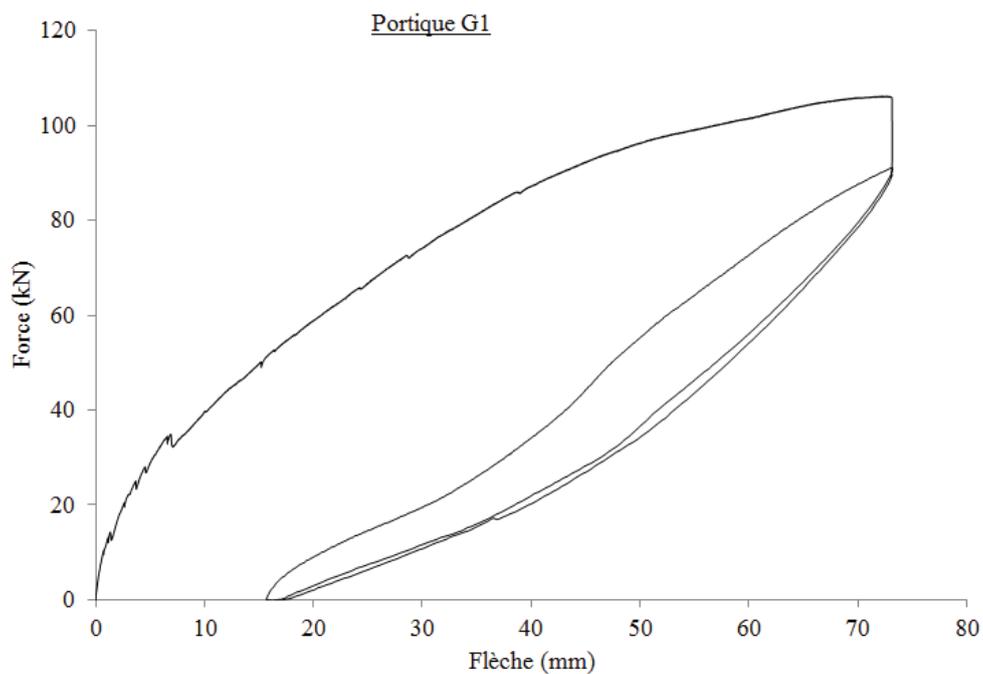


Simplification de la relation force-flèche par la méthode multilinéaire

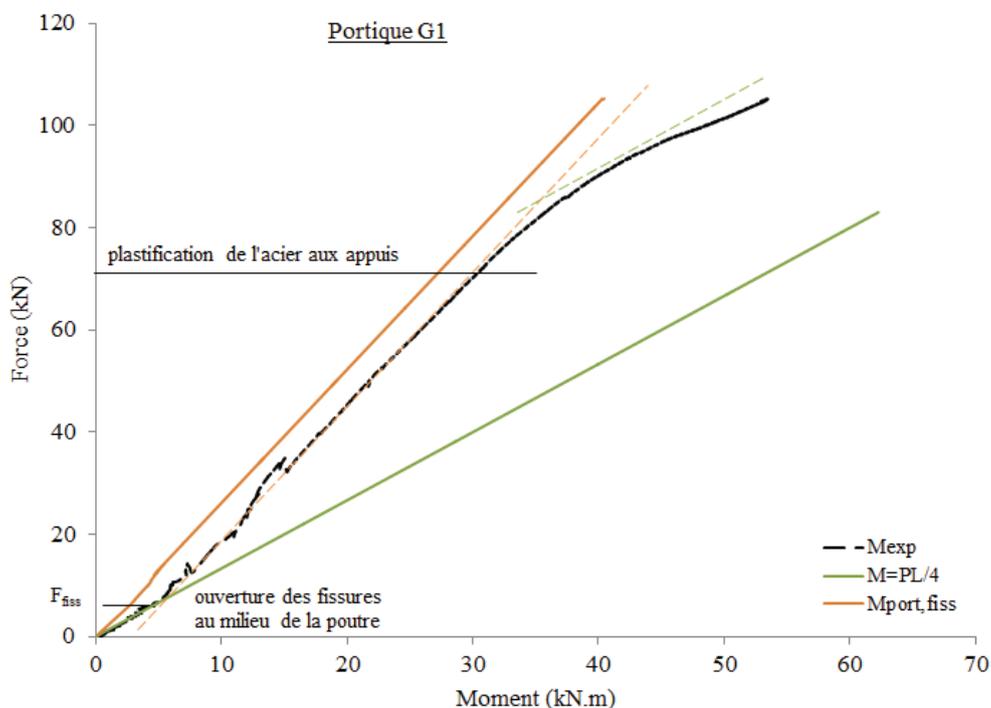


IV/ Portique G1

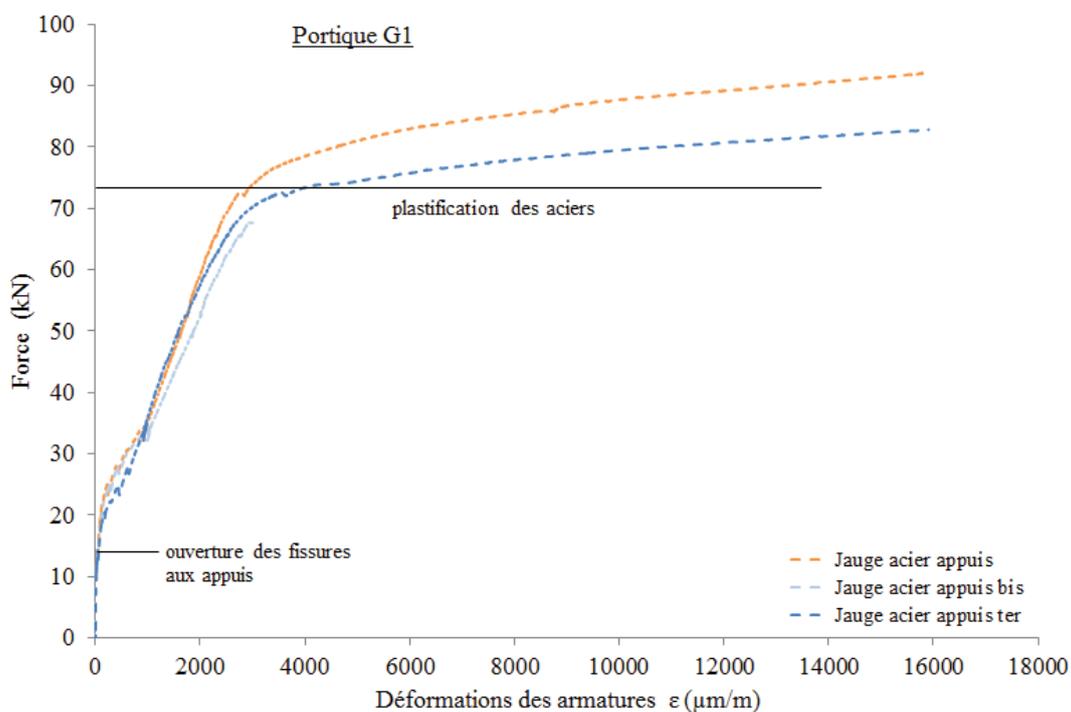
Evolution de la flèche en fonction de la force



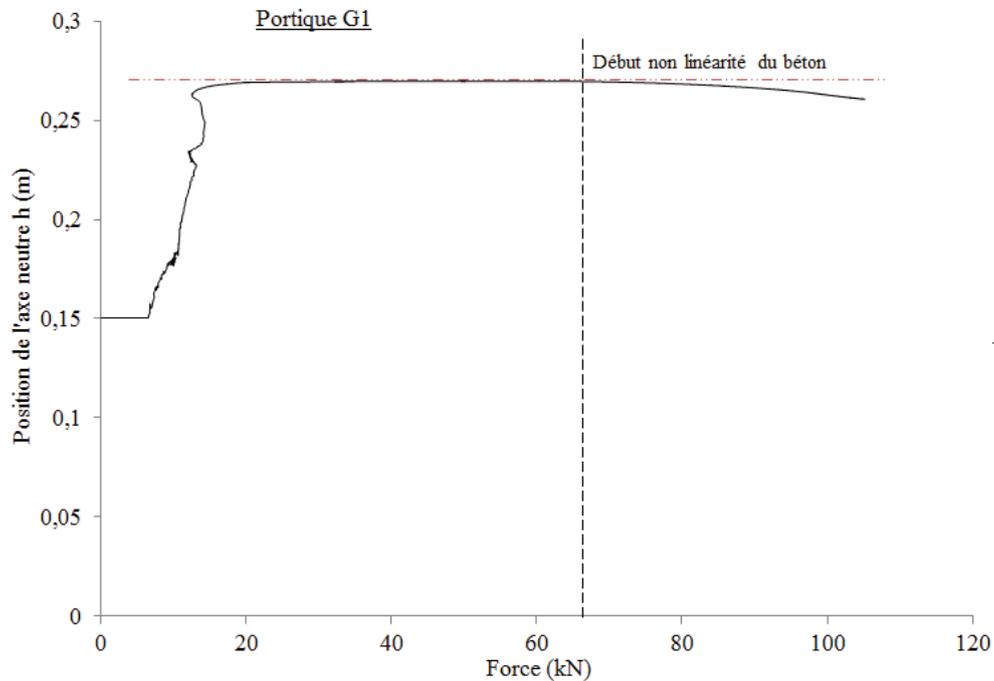
Section centrale – Evolution du moment interne en fonction de la force



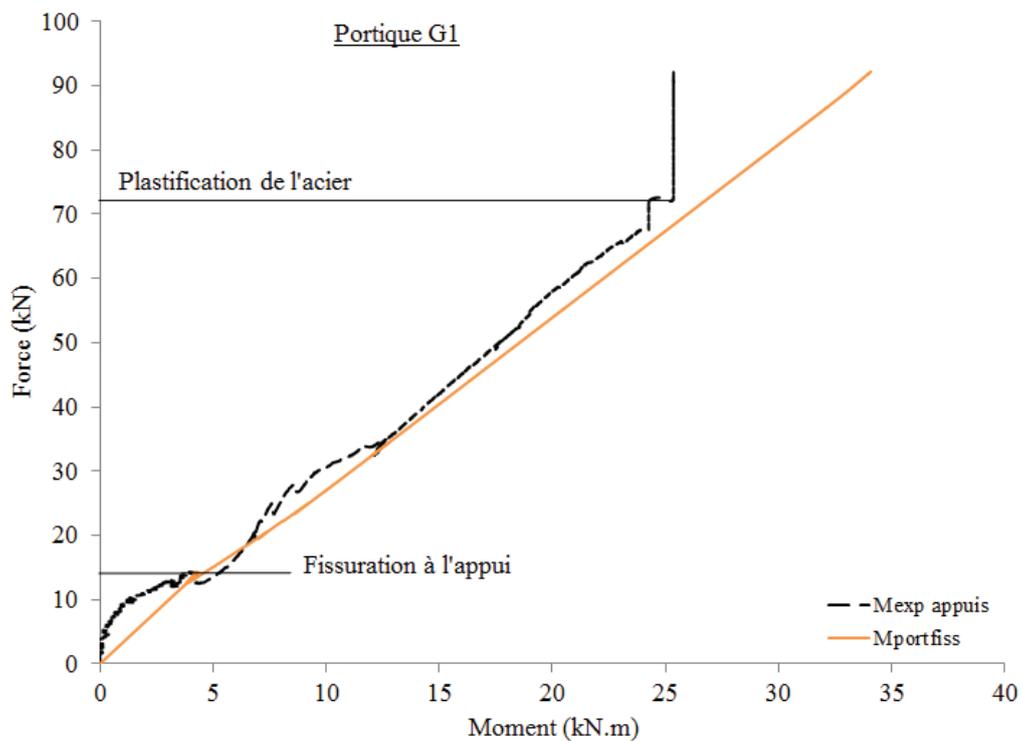
Section centrale – Evolution de la déformation des armatures en fonction de la force



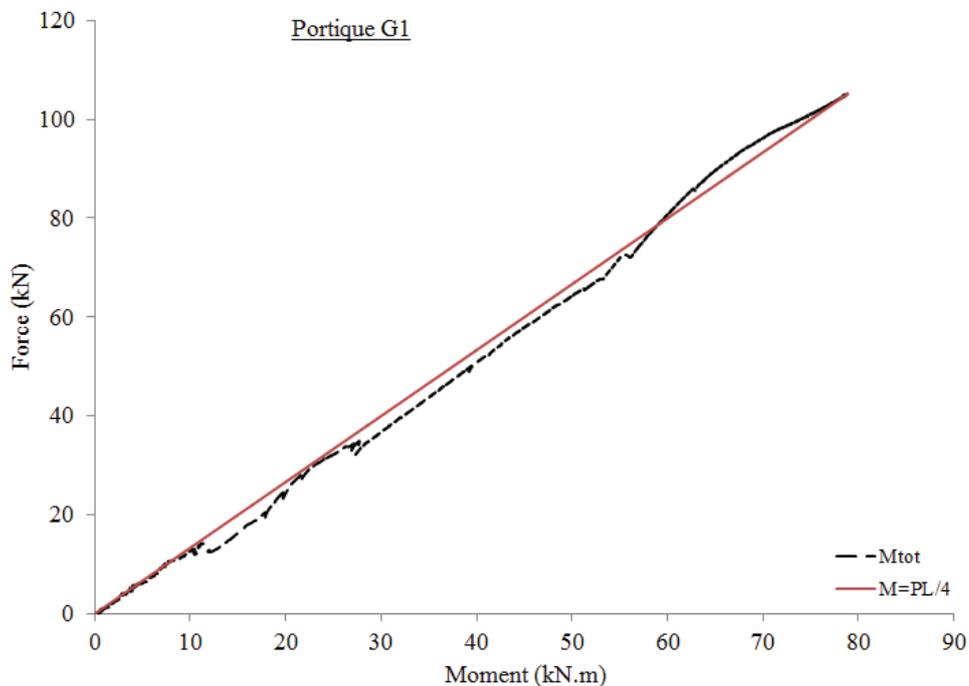
Section centrale – Evolution de l'axe neutre en fonction de la force



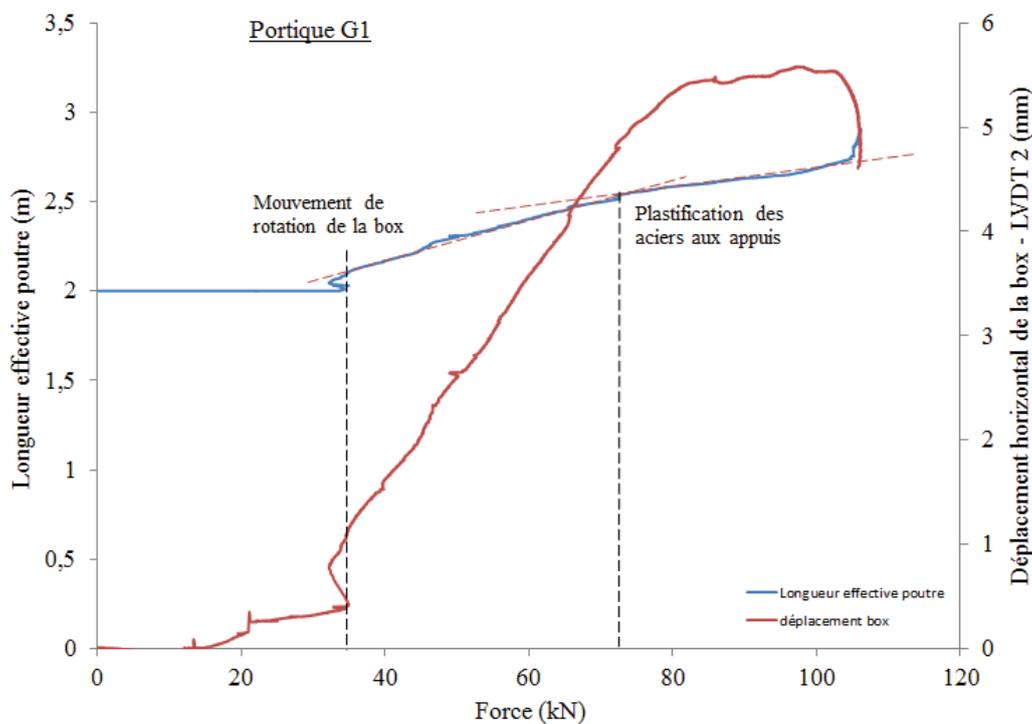
Section à l'appui – Evolution du moment interne en fonction de la force



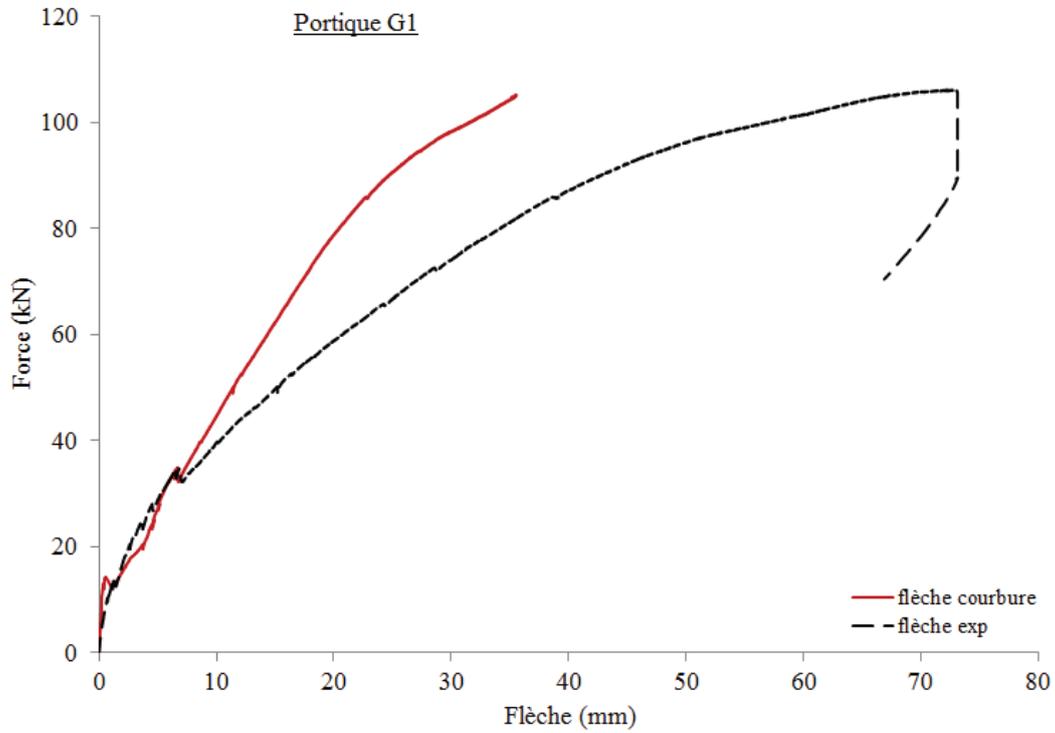
Evolution du moment total en fonction de la force



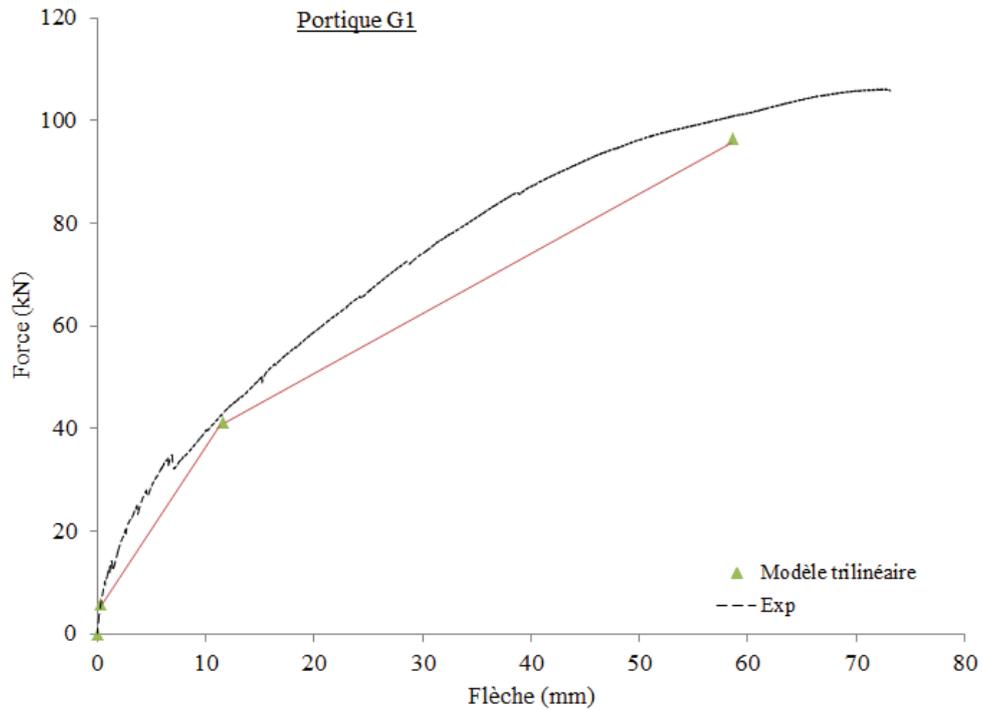
Evolution de la longueur effective en fonction de la force



Flèche calculée par double intégration de la courbure sur la longueur effective initiale de $2/3 L$

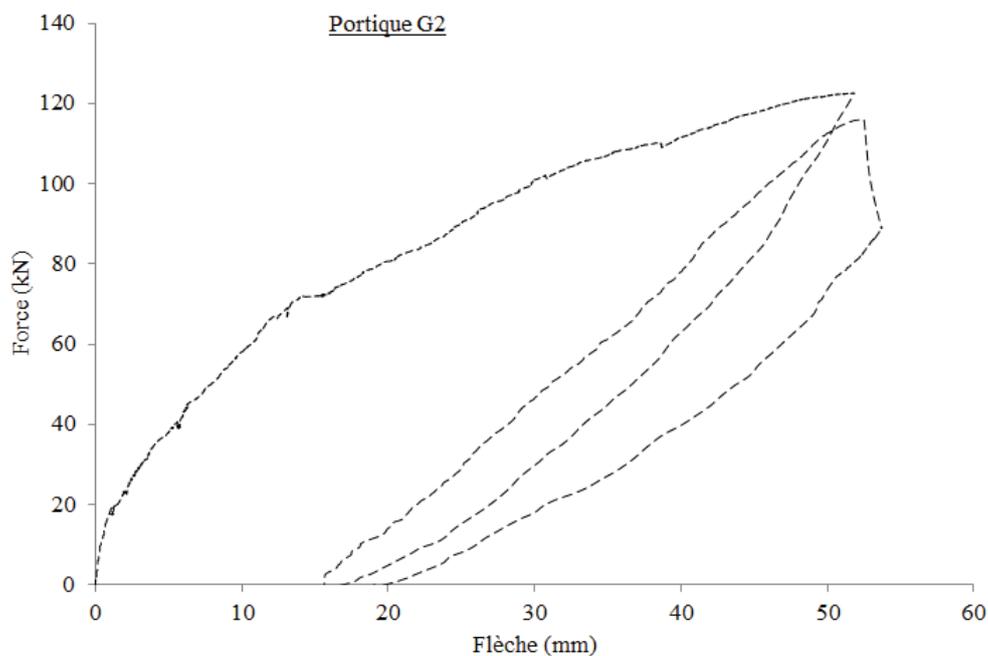


Simplification de la relation force-flèche par la méthode multilinéaire

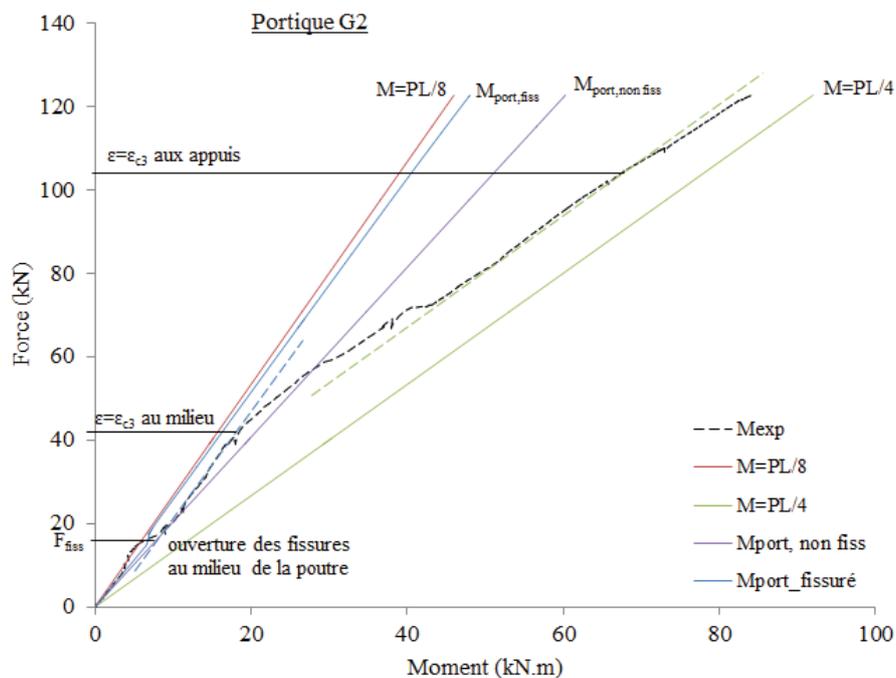


V/ Portique G2

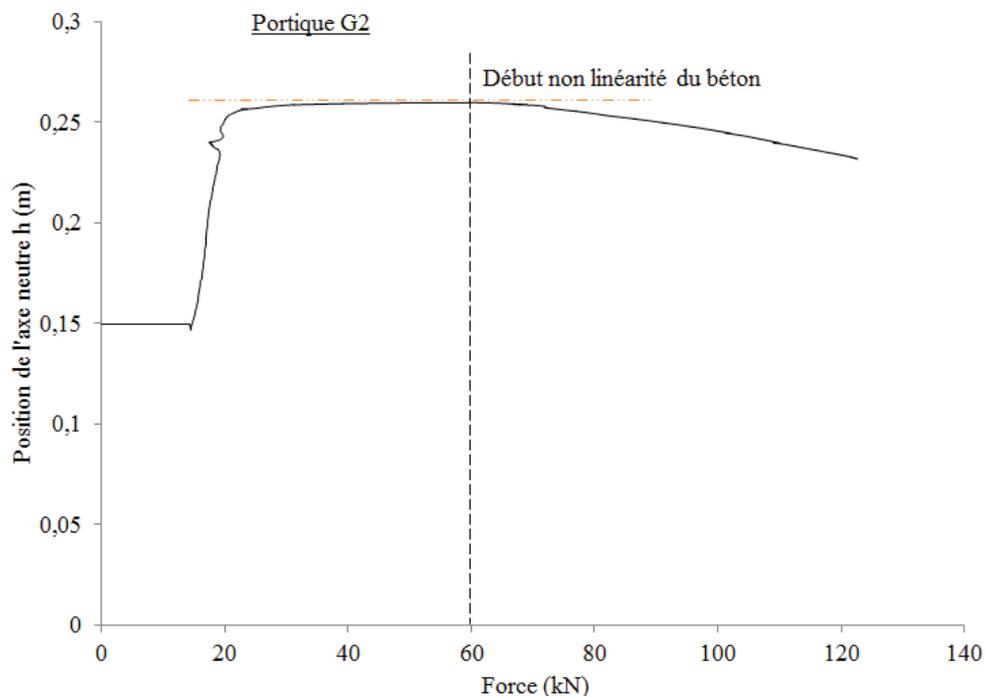
Evolution de la flèche en fonction de la force



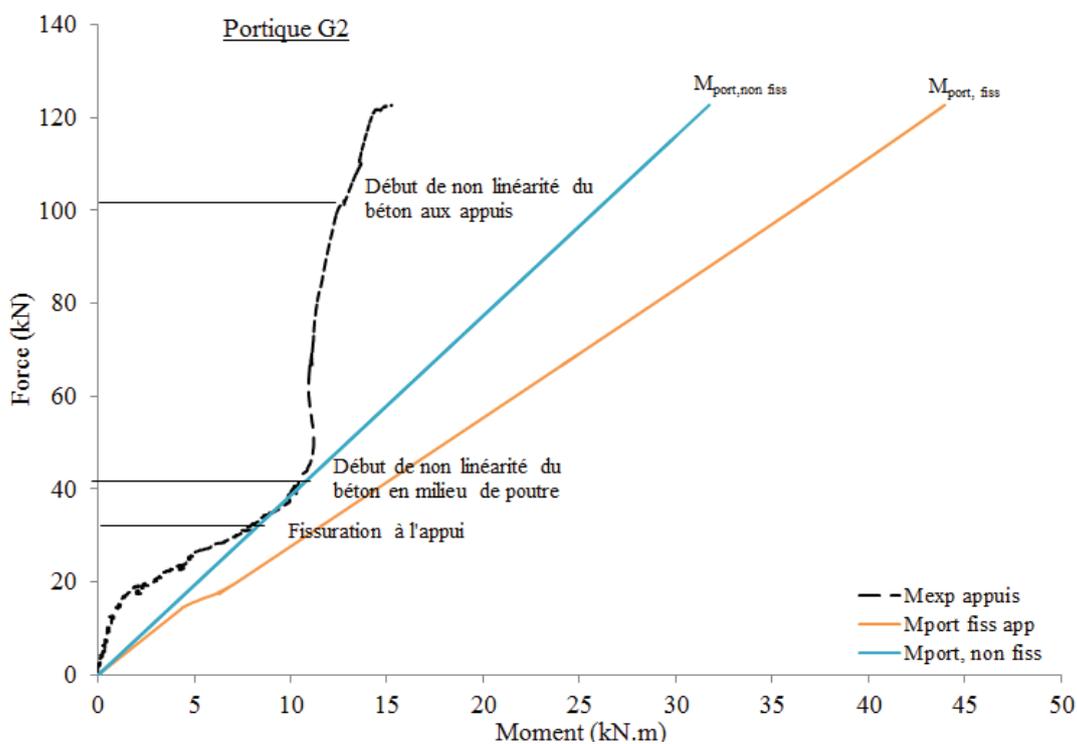
Section centrale – Evolution du moment interne en fonction de la force



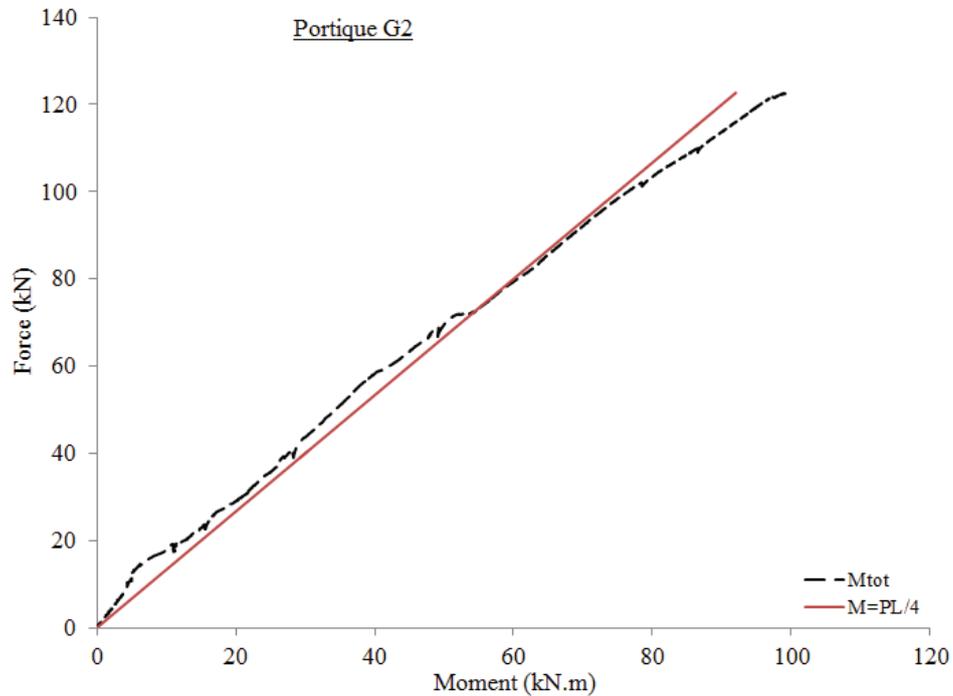
Section centrale – Evolution de l'axe neutre en fonction de la force



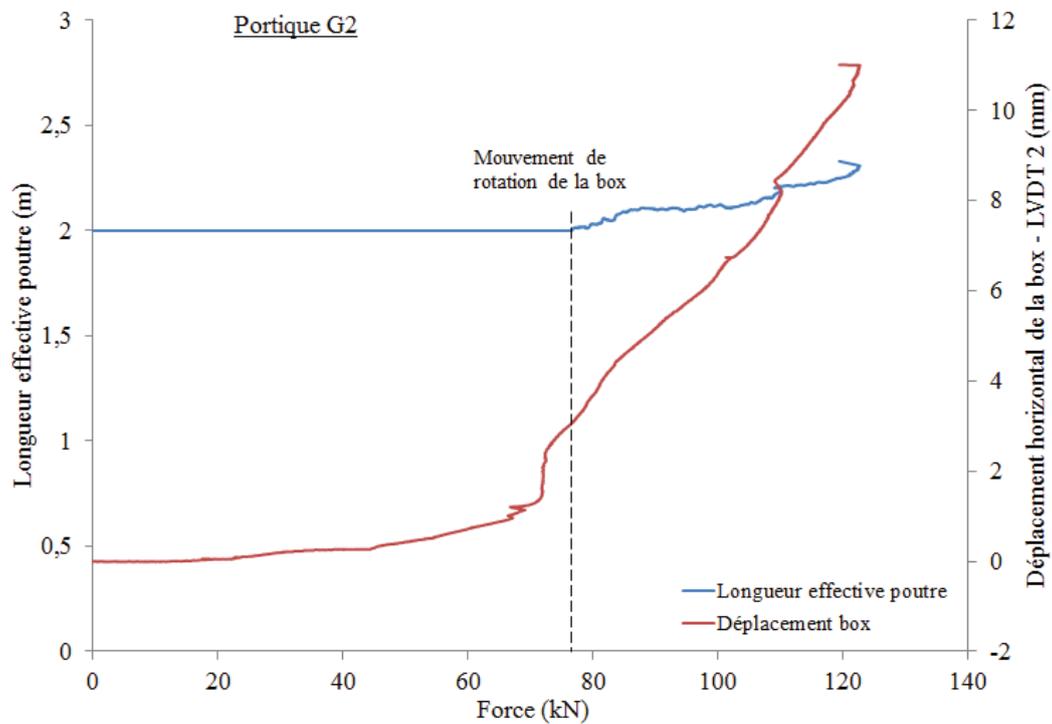
Section à l'appui – Evolution du moment interne en fonction de la force



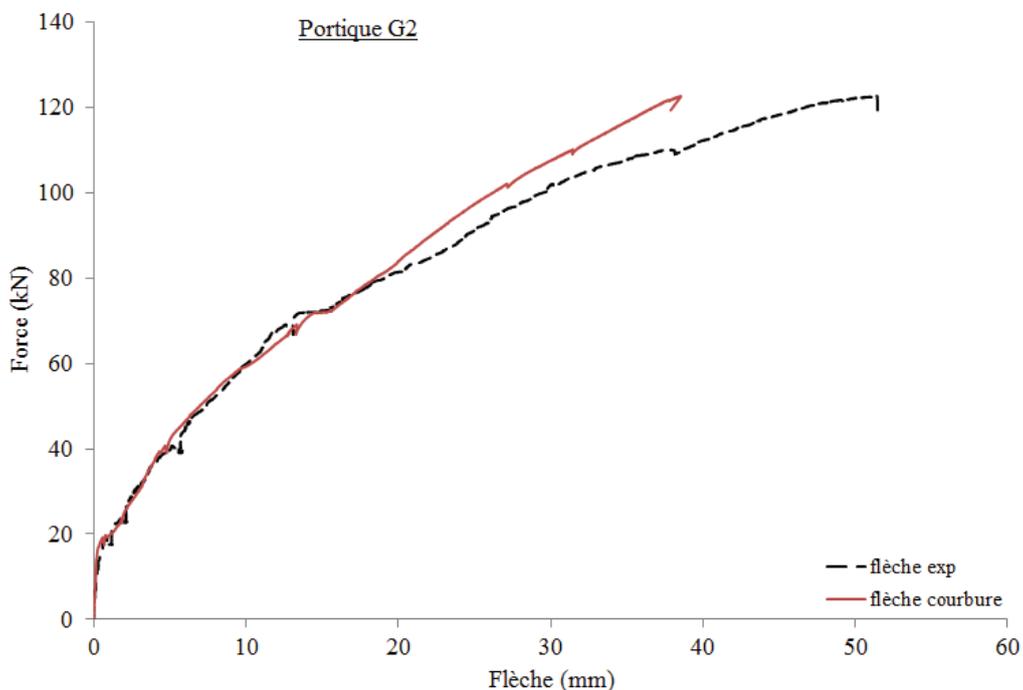
Evolution du moment total en fonction de la force



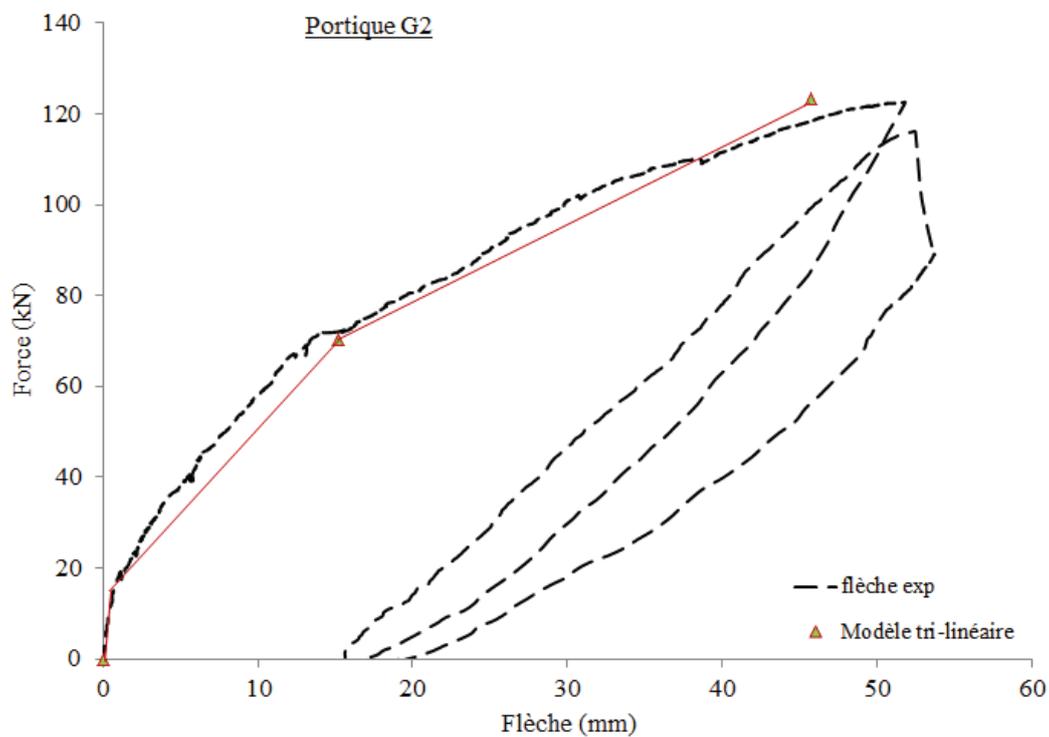
Evolution de la longueur effective en fonction de la force



Flèche calculée par double intégration de la courbure sur la longueur effective initiale de $2/3 L$

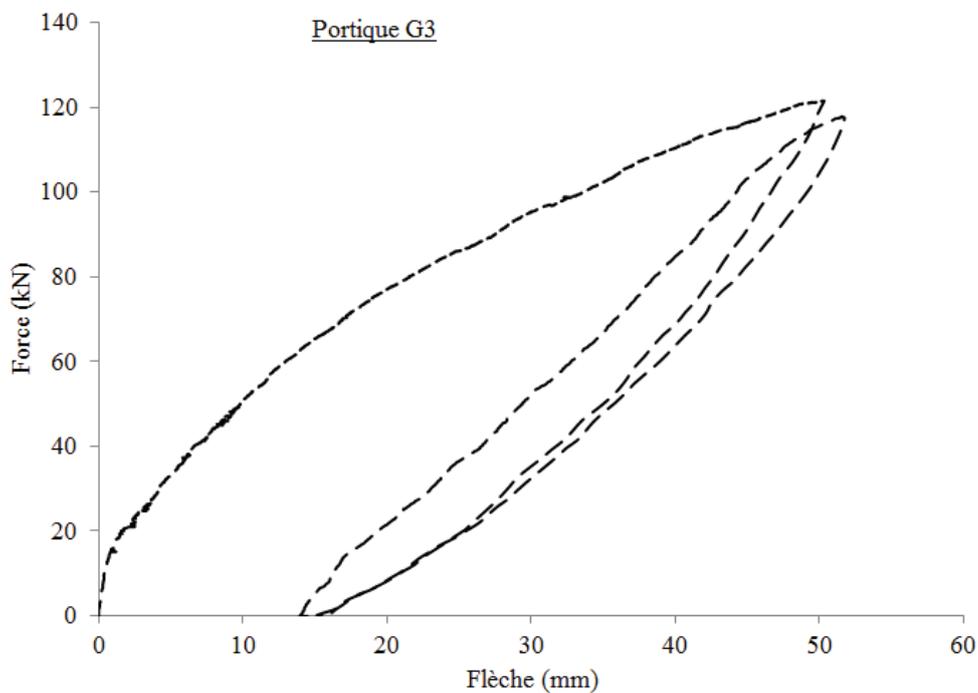


Simplification de la relation force-flèche par la méthode multilinéaire

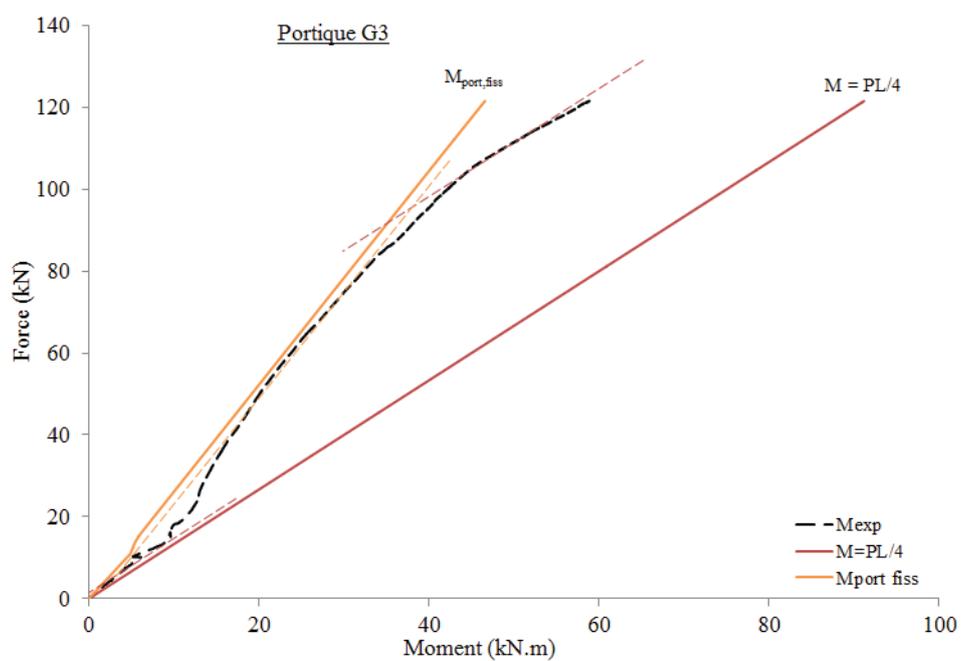


VI/ Portique G3

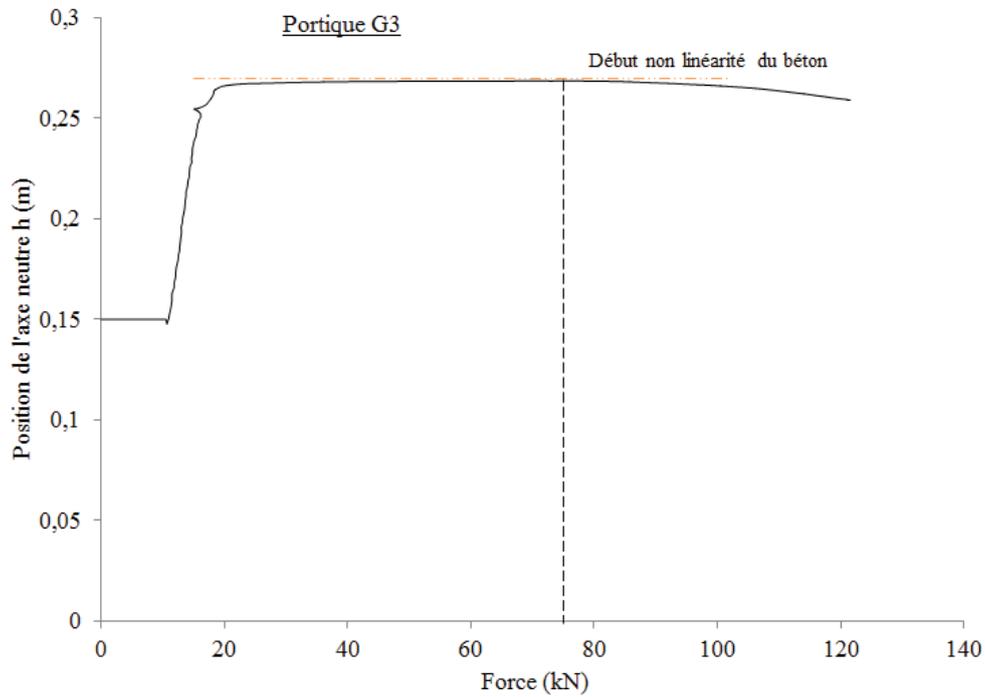
Evolution de la flèche en fonction de la force



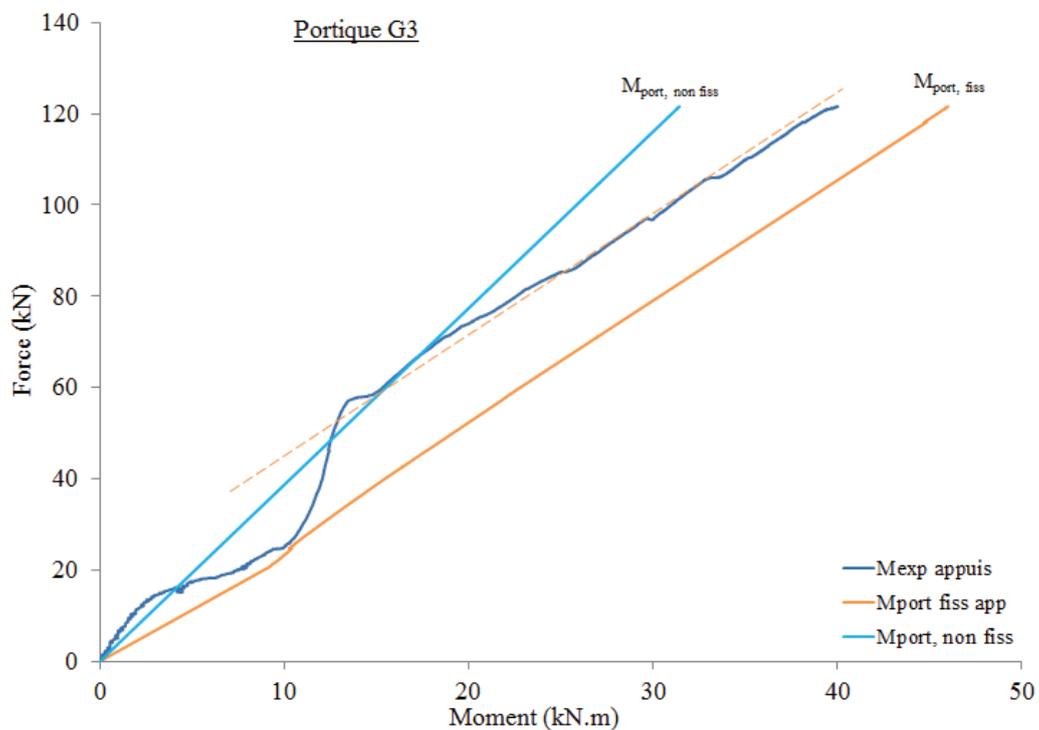
Section centrale – Evolution du moment interne en fonction de la force



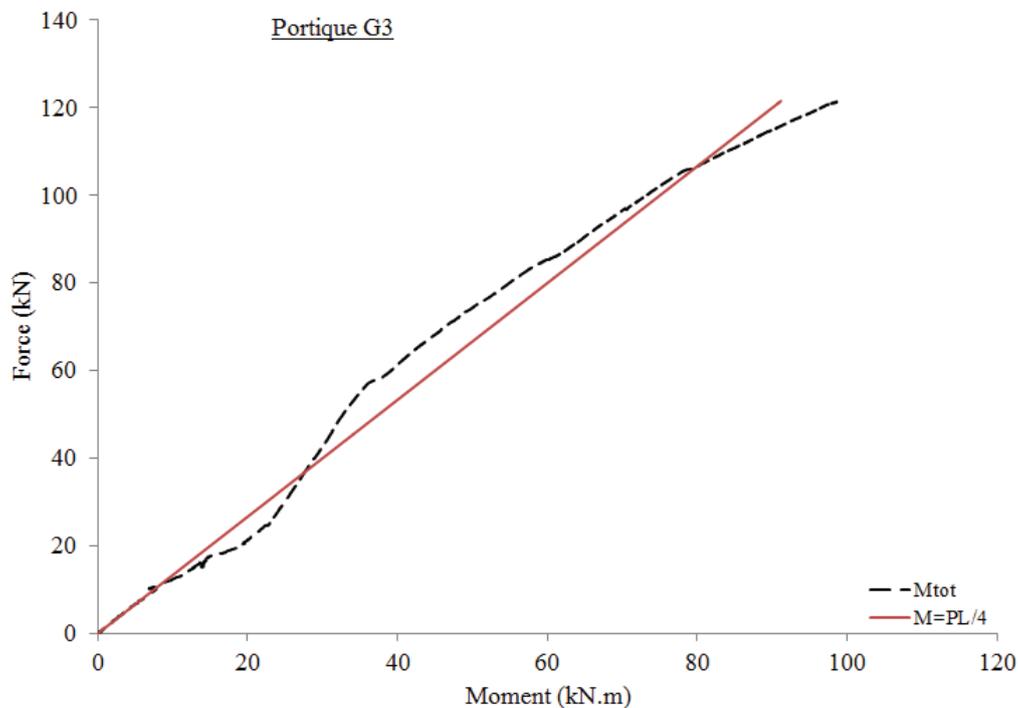
Section centrale – Evolution de l'axe neutre en fonction de la force



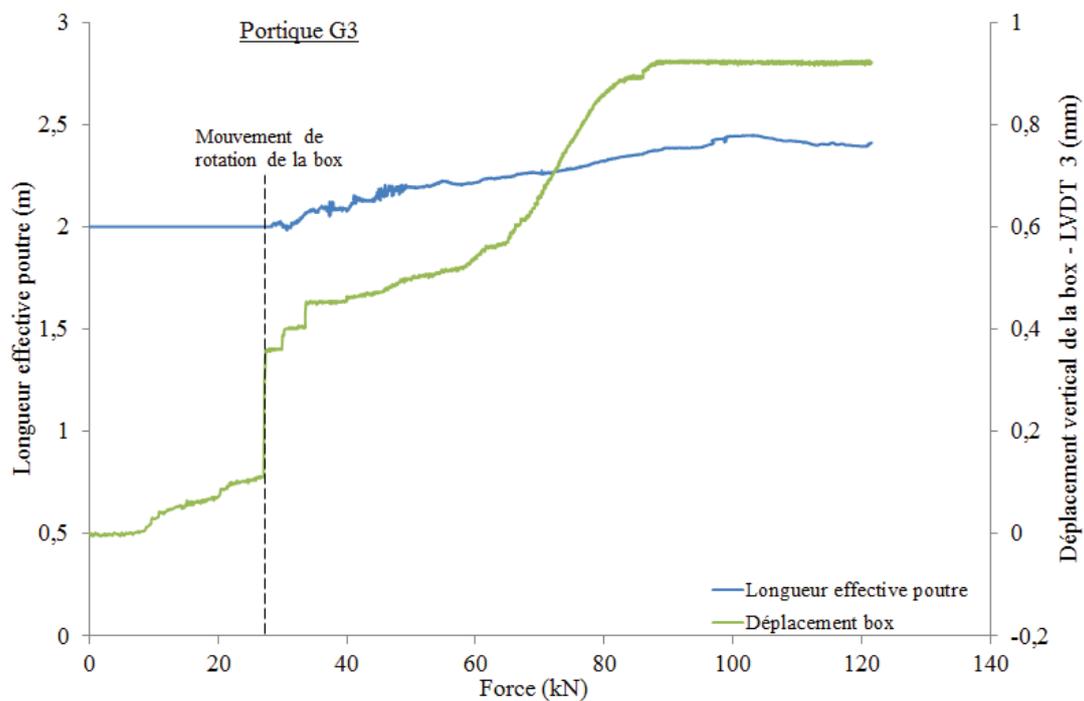
Section à l'appui – Evolution du moment interne en fonction de la force



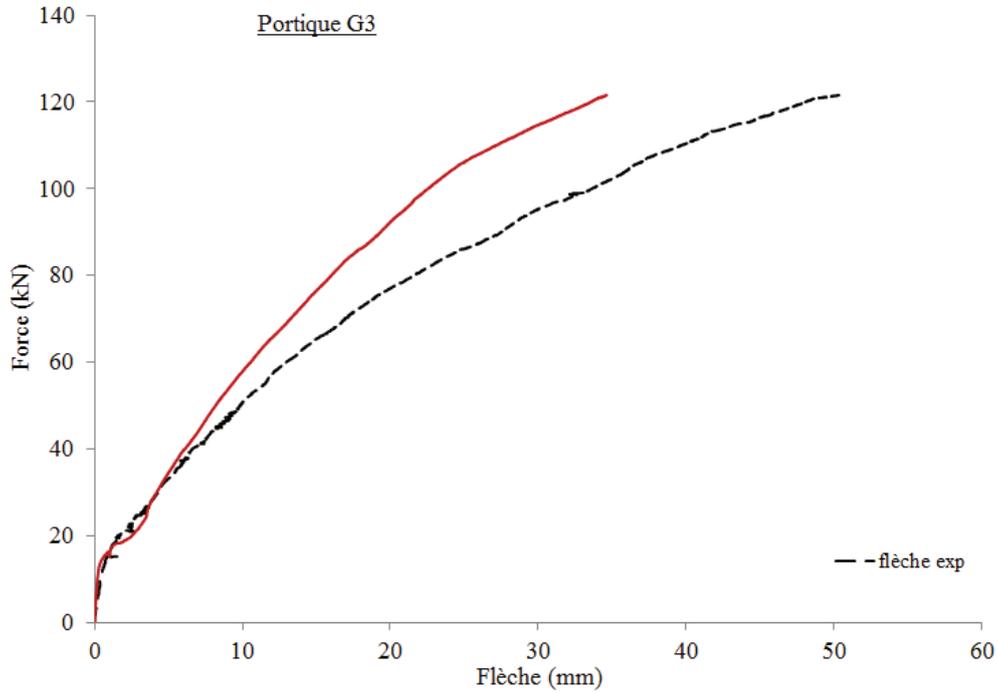
Evolution du moment total en fonction de la force



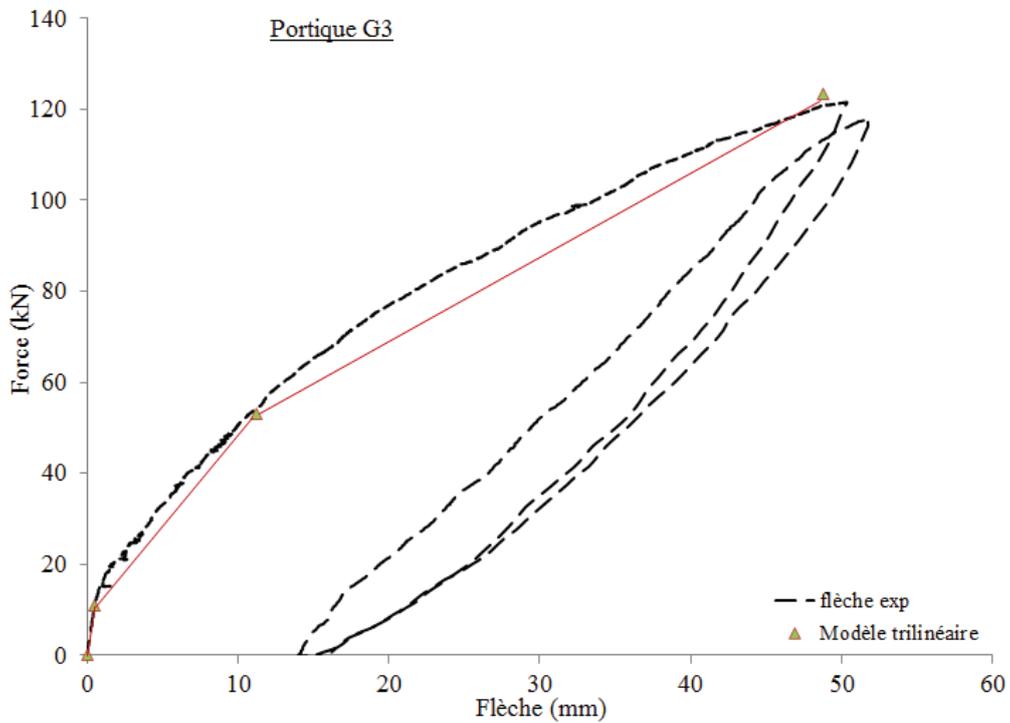
Evolution de la longueur effective en fonction de la force



Flèche calculée par double intégration de la courbure sur la longueur effective initiale de $2/3 L$

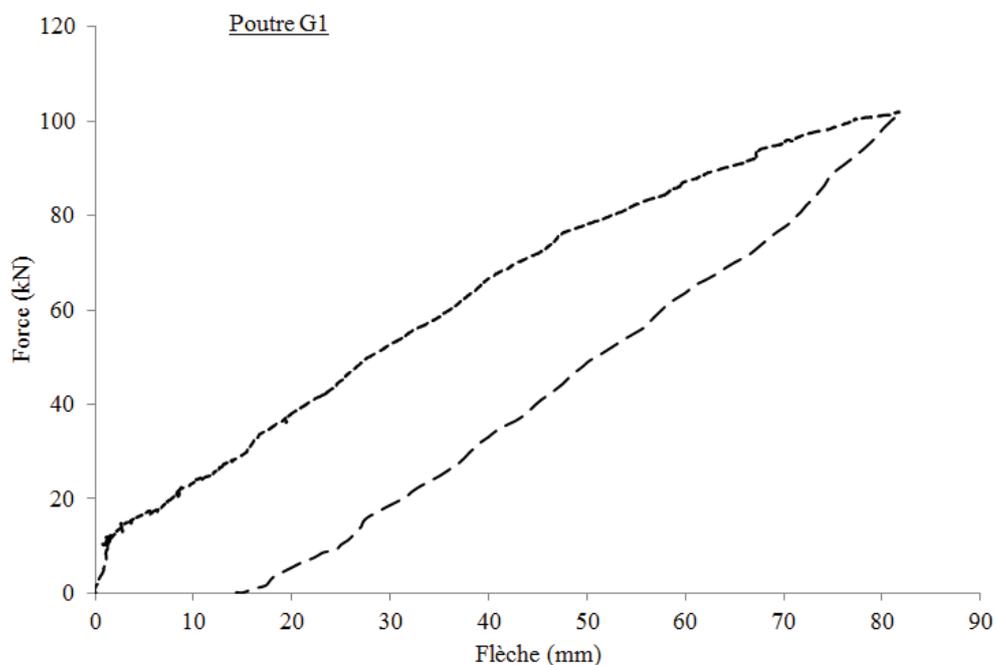


Simplification de la relation force-flèche par la méthode multilinéaire

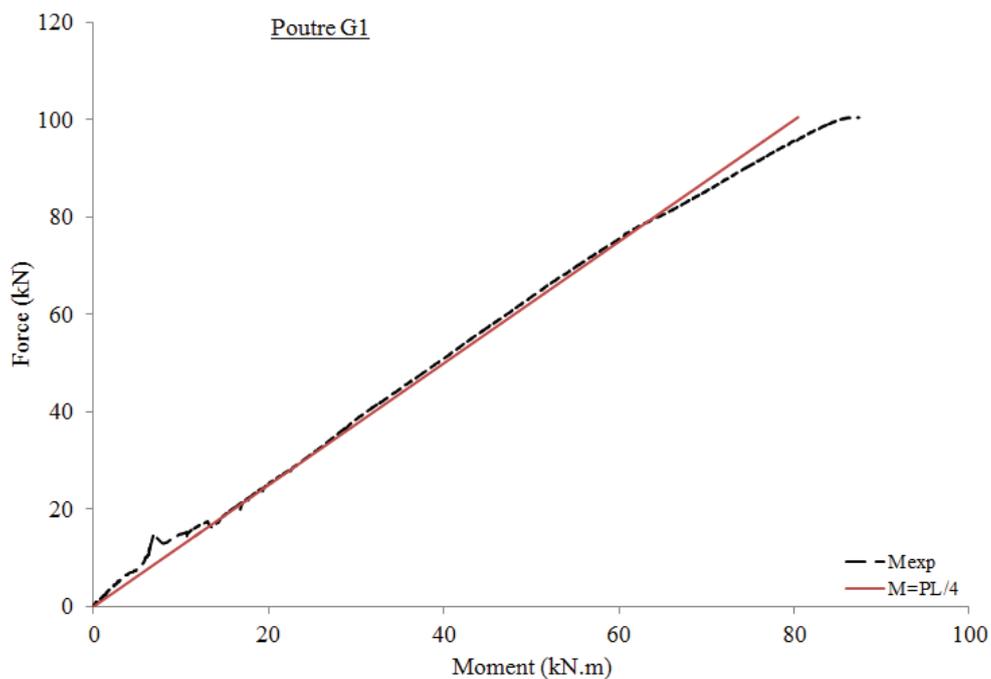


VII/ Poutre G1

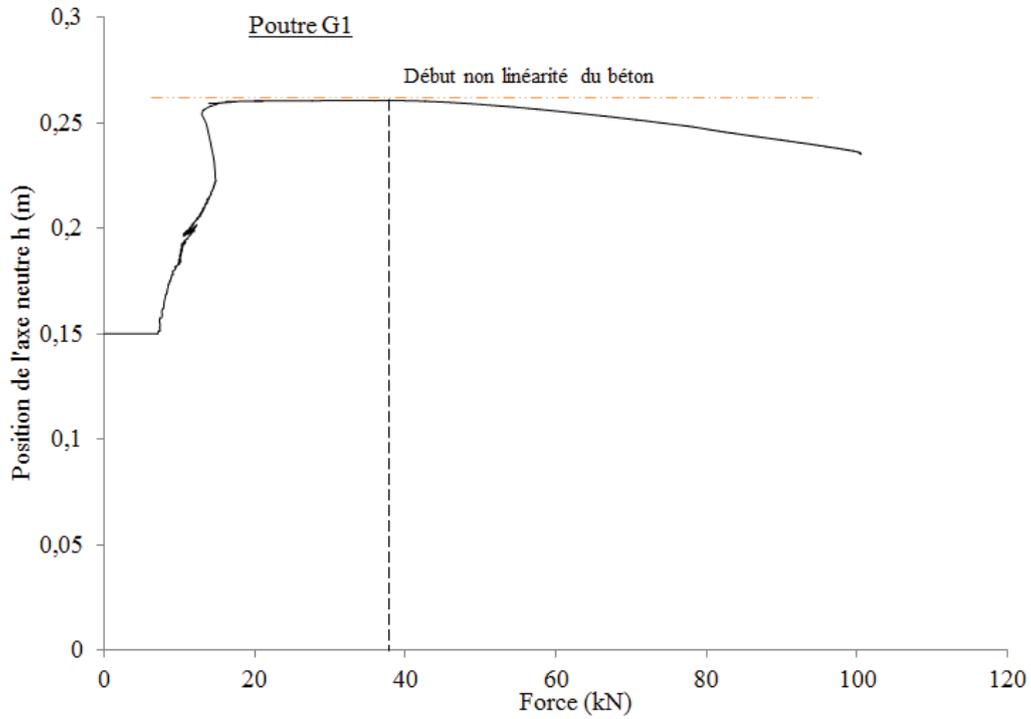
Evolution de la flèche en fonction de la force



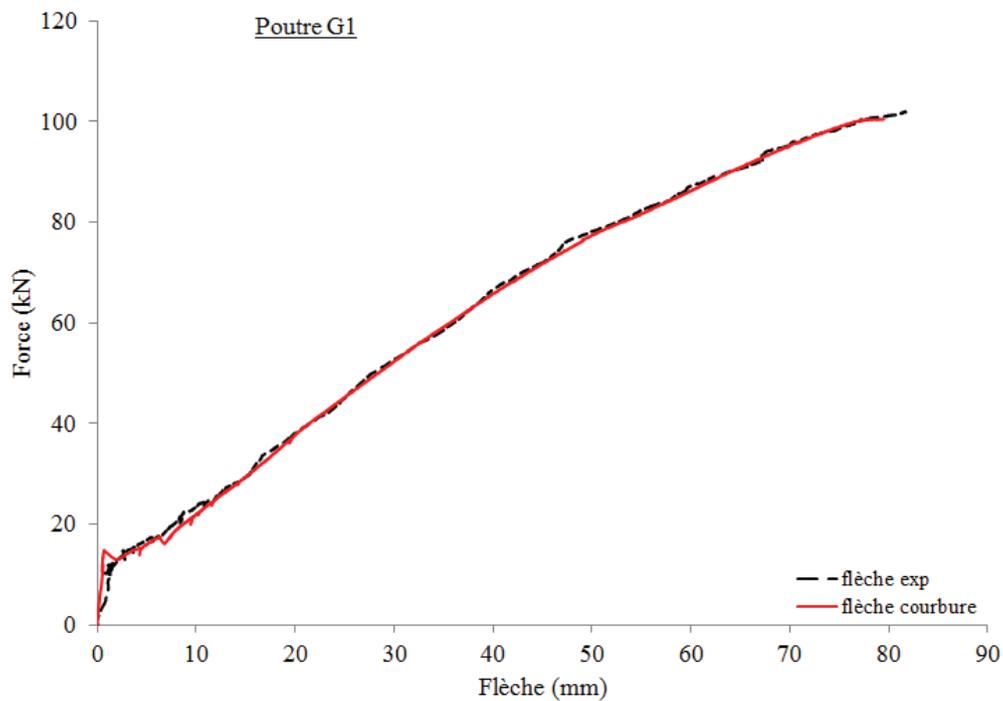
Section centrale – Evolution du moment interne en fonction de la force



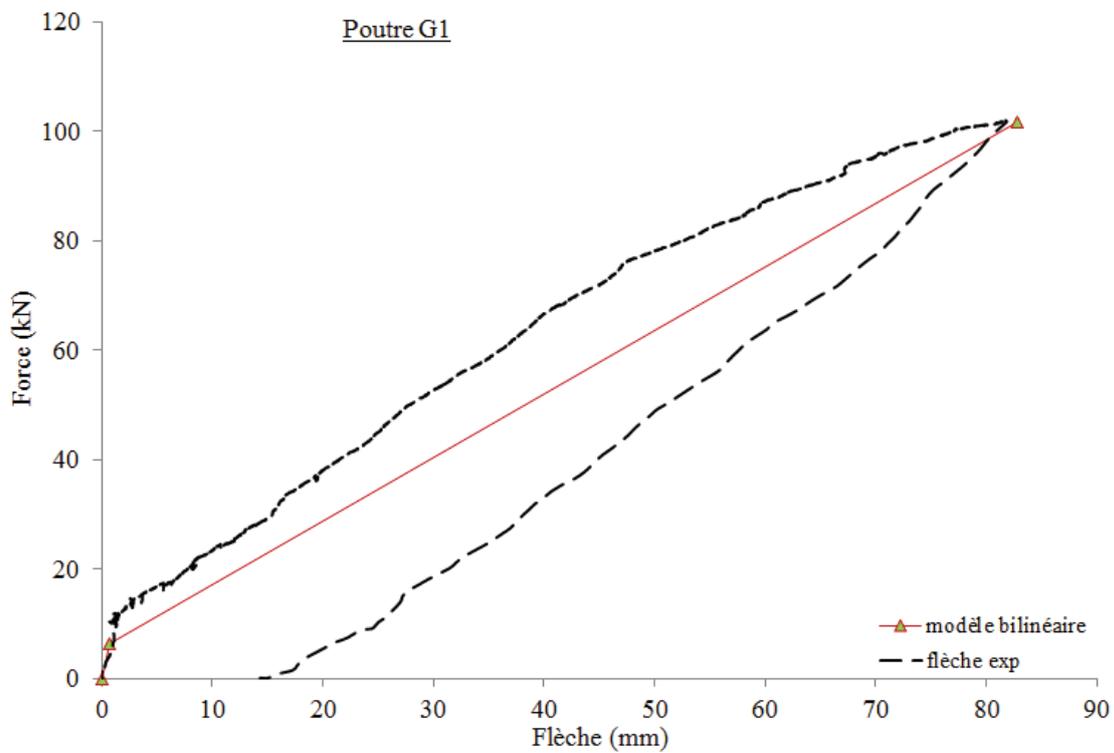
Section centrale – Evolution de l'axe neutre en fonction de la force



Evolution du moment total en fonction de la force



Simplification de la relation force-flèche par la méthode multilinéaire



Annexe D. Adhérence béton/armatures FRP

Des tests d'arrachements (dits « tests pull-out ») ont été menés pour déterminer l'adhérence des armatures PRF par rapport aux armatures en acier dans le cas de différents types de bétons.

D1. Programme expérimental

99 tests d'arrachements ont été mis en œuvre dans le cadre d'un vaste programme expérimental pour Lafarge effectué par un stagiaire, permettant ainsi d'évaluer l'effet de différents paramètres tels que le revêtement ou le type de béton utilisé. Des armatures avec différents types de revêtements (déformés, sablés ou sablés et spiralés) et de différentes natures (acier, verre ou basalte) ont été étudiées. Dans cette annexe, nous présenterons les résultats concernant les matériaux utilisés dans la thèse, c'est-à-dire les armatures de verre uniquement sablées ou sablées et entourées hélicoïdalement d'un fil, ainsi que les armatures d'acier, pour du béton standard et du béton fibré ultra performant.

1.1 Matériaux

1.1.1 Les armatures de renforcement

Les deux types d'armatures composites testées sont les renforcements PRF de verre sablés (granulométrie des grains : 0,3 mm environ) et ceux plus finement sablés et spiralés (granulométrie des grains : 0,15 mm environ). Les armatures en acier sont standard de haute résistance avec une surface crénelée. Les armatures utilisées pour ce programme expérimental sont présentées sur la Figure 1 et leurs propriétés sont détaillées dans le Tableau 1.

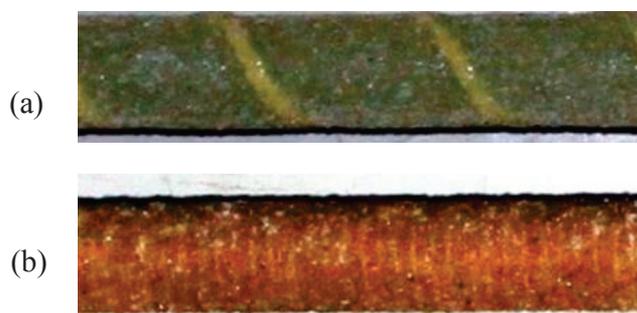




Figure 1. – Armatures utilisées pour les tests pullout (a) sablées et spiralées, (b) sablées en PRF de verre et (c) crénelées en acier

Abbréviation	Nature	Résine	Revêtement	Diamètre nominal (mm)	Diamètre expérimental (mm)	Résistance en traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)
A	acier	--	crénelé	12	12,41	550	210
S	verre	vinylester	sablé	12	12,79	> 1000	> 45
SS	verre	vinylester	sablé et spiralé	12	12,65	690	40

Tableau 1. – Propriétés des barres étudiées (Source : données des fabricants)

1.1.2 Les bétons

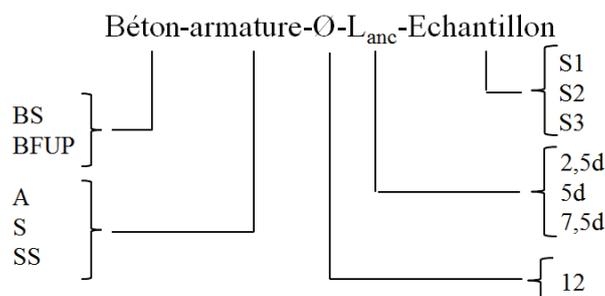
L'influence de la résistance en compression du béton sur les propriétés d'adhérence des armatures est étudiée pour deux types de bétons : un béton de composition standard (BS) aux alentours de 30 MPa et un béton fibré ultra performant (BFUP) aux alentours de 120 MPa.

Tous les bétons ont été préparés au centre de recherche de Lafarge, les détails sur leur composition seront tenus secrets. Toutefois, les propriétés des bétons testés sont mesurées et détaillées dans le Tableau 2.

Abbréviation	Résistance en compression (MPa)	Affaissement (mm)	Densité (kg/L)	Air (%)
BS	29,8	160-180	2,32-2,36	--
BFUP	123,6	320	2,36-2,38	1,0-2,0

Tableau 2. – Résistance en compression moyenne et propriétés des bétons à leur fabrication

Les résultats des différents tests sont présentés suivant la nomenclature suivante :



Par exemple, “BFUP-S-12-5d-S2” est le second échantillon du test de pull-out d’une armature en verre sablée de 12 mm de diamètre, ancrée sur une longueur de $5d = 60$ mm (d représente le diamètre de l’armature) coulée dans du BFUP. Dans les tableaux récapitulatifs, le numéro de l’échantillon n’apparaît pas car la moyenne des trois échantillons est donnée.

1.2 Réalisation des échantillons

Les tests pull-out sont menés selon les recommandations RILEM [RILEM, 1992]. L’échantillon est un cube de 15 cm de côté traversé par une armature de renforcement au centre de deux faces parallèles. Le moule en plastique est percé pour pouvoir accueillir l’armature qui est fixée avant coulage à l’aide de pâte à modeler afin d’éviter qu’elle ne bouge et d’assurer l’étanchéité du système (Figure 2.(a)).

L’armature dépasse de part et d’autre du cube, une des extrémités est dite chargée, c’est de ce côté que la charge est appliquée à l’aide d’un mors et, par opposition, l’autre extrémité est dite libre. A l’extrémité libre, une longueur minimum de 10 cm est respectée afin d’y placer un laser qui mesure le déplacement de l’extrémité libre. Le béton est coulé autour de l’armature alors que celle-ci est maintenue dans une position horizontale. A l’intérieur du cube de béton, une partie de la barre est protégée par un tube plastique dont la longueur varie pour contrôler la longueur d’ancrage à tester. La zone non adhérente se situe du côté du mors et a une longueur minimale de $5d$.



Figure 2. – (a) Préparation des moules (b) Piquetage du béton

Au coulage, le béton est vibré à la main avec une série de 25 piquetages par échantillon (Figure 2.(b)). Les échantillons sont ensuite conservés dans les moules pendant 24h, ils sont recouverts d’un papier étanche pour éviter l’évaporation de l’eau de ressuage et donc éviter une fissuration de retrait plastique. Les échantillons sont démoulés après 24h et mis dans une chambre de cure à $98 \pm 2\%$ d’humidité et à une température de $20 \pm 1^\circ\text{C}$, où ils resteront jusqu’au 26^{ème} jour.

Au 26^{ème} jour, les échantillons sont emmenés dans une chambre à vide où un tube creux en acier de 2 mm de plus que le diamètre de la barre est fixé à l'extrémité chargée et rempli de résine époxy à haute résistance en cisaillement (Figure 3.). Cette mesure est nécessaire pour éviter que l'armature fibrée ne soit écrasée par le mors de serrage durant le test d'arrachement. Le temps de cure de la résine est de 48h, après quoi les échantillons sont prêts à être testés.

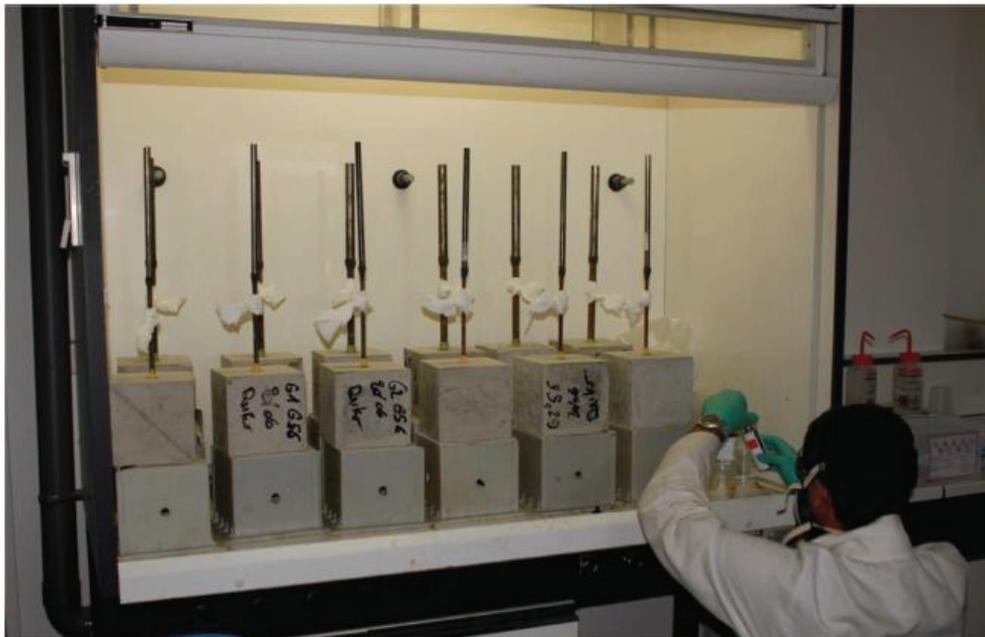


Figure 3. – Fixation des tubes d'acier du côté de l'extrémité chargée et remplissage de résine époxy.

1.3 Dispositif et procédure expérimentale

Les échantillons sont testés à 28 jours. Les tests d'arrachement direct sont effectués par une machine d'essai servo-hydraulique de traction de capacité 250 kN (Figure 4.(a)). Les échantillons sont placés sur une plaque de suspension en acier avec deux couches de carton ondulé entre l'échantillon et la plaque d'acier pour permettre une distribution uniforme des charges. La plaque d'acier est reliée à un capteur de déplacement. Un LVDT est fixé sur l'armature du côté de l'extrémité chargée pour en mesurer le déplacement. Un laser est attaché à l'extrémité libre pour mesurer le déplacement différentiel (Figure 4.(b)). Le tube en acier recouvrant l'armature à l'extrémité chargée est ensuite placé dans le mors de la machine de traction.

Pour avoir des informations sur le comportement post-pic de l'évolution force-glissement de l'armature, la charge est appliquée en contrôlant le déplacement à une vitesse constante de 0,01 mm/s. Ce déplacement est contrôlé par un capteur se situant sur la traverse supérieure. La vitesse de déplacement est augmentée après que la charge maximum soit atteinte pour accélérer le test.

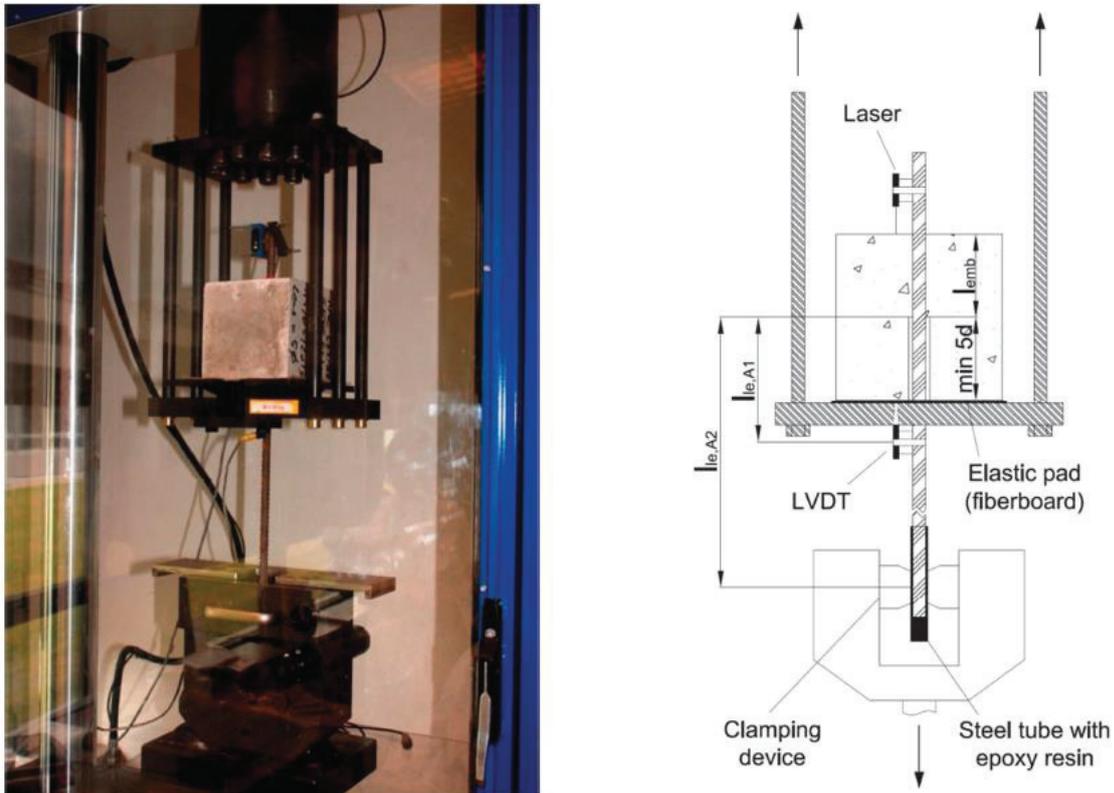


Figure 4. – (a) Machine d’essai servo-hydraulique (b) Schéma du dispositif expérimental et instrumentation

D2. Analyse des résultats expérimentaux

2.1 Calcul de la résistance moyenne à l’arrachement

La résistance à l’arrachement est définie comme la force de cisaillement maximum qui peut être transférée par une surface unitaire de l’armature au béton. On suppose que la distribution des contraintes d’adhérence est uniforme le long de la longueur d’ancrage. La contrainte d’adhérence τ_B est donc calculée par l’expression suivante :

$$\tau_B = \frac{P}{\pi \cdot d_{exp} \cdot l_e}$$

Où P est la force de pull-out appliquée en kN, d_{exp} est le diamètre expérimental de l’armature en mm et l_e est la longueur d’ancrage en mm. Le diamètre expérimental de l’armature comprend le diamètre nominal de la barre nue et la prise en compte de la surface de revêtement qui peut varier selon la rugosité. La mesure est déterminée comme une moyenne de plusieurs mesures faites à l’étrier le long des armatures.

De plus, l'influence de la résistance en compression du béton sur l'adhérence peut être considéré en exprimant la contrainte d'adhérence en fonction de la résistance du béton en compression [Model Code, 2010] :

$$\tau_{B,N} = \frac{\tau_B}{\sqrt{f_c}}$$

Où $\tau_{B,N}$ est la contrainte d'adhérence normalisée et f_c la résistance en traction du béton mesurée à partir de tests en compression sur une moyenne de trois cylindres par gâchée.

La contrainte d'adhérence à la force maximum est la résistance à l'arrachement de l'armature et la résistance à l'arrachement moyenne est donnée pour la moyenne des résultats de contrainte d'adhérence pour les trois échantillons de chaque expérience.

2.2 Corrections des mesures de glissement

Les armatures PRF de verre sont caractérisées par un faible module d'élasticité, ce qui signifie que la déformation élastique de la barre n'est pas négligeable. Cela peut entraîner une erreur pour la mesure du glissement à l'extrémité chargée. Cette erreur est normalisée en prenant en compte la déformation élastique avec la formule :

$$s_{le} = s_{m,le} - \frac{P \cdot l_{le,A1}}{E_{frp} \cdot A_{frp}}$$

Avec s_{le} la mesure du glissement à l'extrémité chargée, $s_{m,le}$ le déplacement mesuré par le LVDT sous l'échantillon testé à l'arrachement, P la force appliquée, $l_{le,A1}$ la longueur mesurée entre l'extrémité chargée de l'armature dans l'échantillon et le point où le LVDT est fixé (Figure 4.(b)), E_{frp} le module d'élasticité de l'armature et A_{frp} la section nominale de la surface de l'armature.

De la même manière, le déplacement mesuré par le capteur de la machine d'essai a été normalisé par rapport à la déformation élastique en tenant compte de la longueur $l_{le,A2}$ entre l'extrémité chargée de l'armature dans l'échantillon et le point de serrage du mors (Figure 4.(b)).

2.3 Distribution des contraintes d'adhérence le long de la longueur d'ancrage

L'évolution de la distribution des contraintes d'adhérence le long de la longueur d'ancrage est observée en comparant le glissement différentiel entre l'extrémité chargée et l'extrémité libre. Un schéma des différents comportements possibles est présenté à la Figure 5., une progression linéaire avec une pente de 45° (courbe A) signifierait qu'il n'y a aucune adhérence entre l'armature et le béton. En revanche, une progression verticale en début d'expérience signifierait qu'il y a un glissement progressif entre l'extrémité chargée et l'extrémité libre (courbe B). A partir du moment où la courbe aurait une orientation entre 45° et 90° cela traduirait le fait que

l'extrémité libre bouge de manière significative par rapport à l'extrémité chargée. La courbe B' est reliée à un glissement qui surviendrait avant la charge maximum. Par exemple, il peut exister un coefficient de friction dynamique qui entraîne une dépendance de l'extrémité libre par rapport à l'extrémité chargée au cours de l'expérience. Enfin, toute irrégularité ou saut observé dans les mesures (courbe C') pourrait être associé des irrégularités de la surface de l'armature qui nécessite une plus grande force pour continuer à faire glisser la barre, ou bien à des erreurs de mesures de la machine qui a une certaine inertie particulièrement quand une haute intensité d'énergie est libérée dans un court temps.

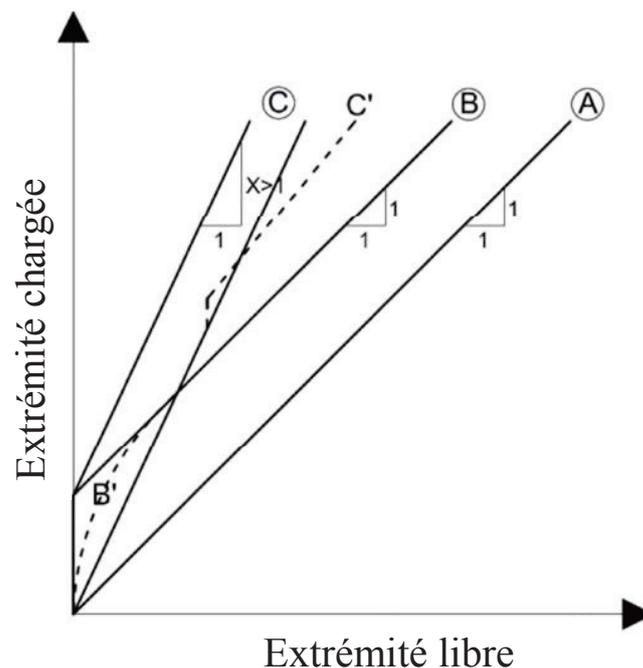


Figure 5. – Schéma théorique du glissement différentiel entre extrémité libre et chargée

2.4 Tableau récapitulatif des résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux sont présentés dans le Tableau 3. Les informations sur la résistance du béton en compression, le type de barre, la longueur d'ancrage, la force maximum atteinte, la contrainte d'adhérence moyenne et normalisée, les mesures de glissement aux extrémités chargées et libres et le mode de rupture y figurent.

*Développement d'une méthodologie d'analyse structurelle de bâtiments en béton armé
- Application aux poutres renforcées par des armatures PRF -*

Référence	f_c (MPa)	Type de barre	l_{emb}	Force max (kN)	$\tau_{B,max}$ (MPa)	$\tau_{B,max} / \sqrt{f_c}$ (MPa)	Glissement extrémité chargée	Glissement extrémité libre	Mode de rupture
BS - Béton standard									
BS-A-12-5d	29,5	acier	5d	25,5	10,9	2,01	1,08	0,98	PO
BS-SS-12-5d	29,6	SS	5d	16,3	6,84	1,26	0,28	0,17	P
BS-SS-12-7,5d	30,4	SS	7,5d	14,15	3,96	0,72	0,39	0,12	P
BS-S-12-5d	30,4	S	5d	17,33	7,19	1,3	0,4	0,36	P
BFUP - Béton Fibré Ultra Performant									
BFUP-A-12-5d	125,9	acier	5d	63,6	27,19	2,42	0,14	0	Y
BFUP-SS-12-5d	127,2	SS	5d	48,41	20,3	1,8	0,6	0,03	Y
BFUP-SS-12-2,5d	126,2	SS	2,5d	19,28	16,17	1,44	0,18	0,04	P
BFUP-S-12-5d	120,6	S	5d	55,75	23,12	2,11	0,44	0,06	P

*PO = Pull-out, P = délamination du revêtement, Y = plastification de l'armature pour l'acier et rupture en traction pour les PRF

Tableau 2. – Résultats expérimentaux des tests pull-out

2.5 Analyse du comportement charge-glissement

Les courbes obtenues expérimentalement de charge-glissement (Figure 6.(a)) sont comparables aux résultats standards de pull-out obtenus par [Lee et al., 2008] avec les armatures en acier. Par rapport aux autres armatures, les barres d'acier ont de meilleures performances tant par la force maximum atteinte que par la contrainte d'adhérence ultime. Pour le béton standard, un glissement important de l'extrémité libre est observé (Figure 6.(b)), les échantillons ont cassés par cisaillement du béton entre les nervures d'acier ce qui signifie qu'après avoir atteint la force maximum il y a une propagation progressive des fissures de cisaillement dans le béton autour des armatures.

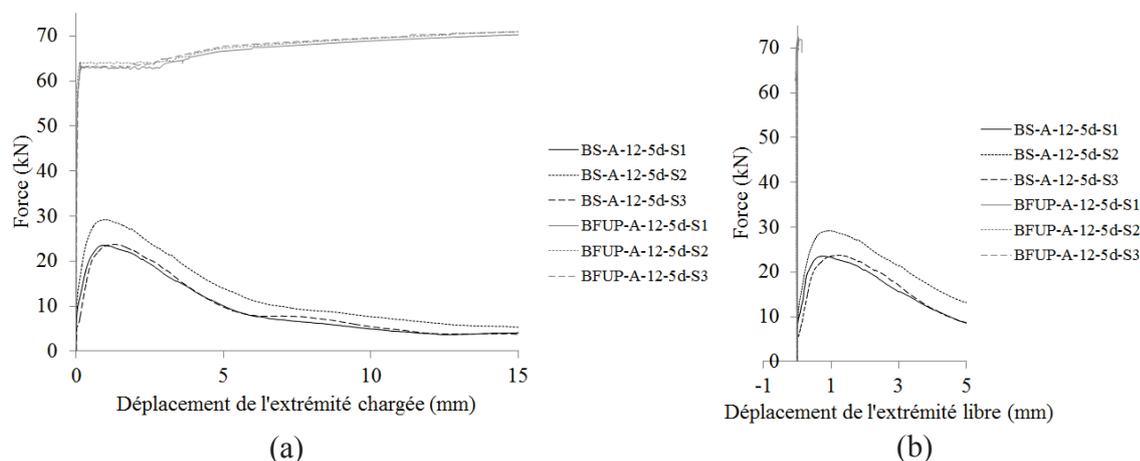


Figure 6. – Observation de la charge en fonction du déplacement pour les armatures en acier
(a) de l'extrémité chargée, (b) de l'extrémité libre

Pour les résultats avec le BFUP, les courbes charge-déplacement de l'extrémité chargée décrivent la loi de comportement d'un matériau en acier tandis que la courbe charge-déplacement de l'extrémité libre ne présente aucun glissement. Par déduction, la longueur d'ancrage 5d de ces

échantillons semble être supérieure à la longueur de développement des contraintes, puisque l'armature se plastifie avant que la perte d'adhérence par adhésion chimique ne survienne. Un comportement similaire a été observé par [Sayed Ahmad et al., 2011].

Pour les armatures sablées et spiralées (SS) dans du béton standard, il semble que l'adhérence initiale soit meilleure (Figure 7.(a)) que pour l'acier. L'adhésion chimique générée par le sable comme revêtement « colle » davantage au béton. La perte d'adhérence se propage progressivement de l'extrémité chargée à l'extrémité libre jusqu'à atteindre la force maximum. On observe ensuite une diminution lente de 10% de la force maximum jusqu'à une valeur de friction résiduelle autour de 2 mm de déplacement de l'extrémité chargée, puis le comportement décrit une phase où l'adhérence est légèrement améliorée avant de diminuer à nouveau. Une explication possible pour ce comportement général viendrait du fait que le diamètre de l'armature varie légèrement en raison du fil qui l'entoure hélicoïdalement (Figure 8.). Ainsi, suivant la position initiale des rainures de la barre le long de la longueur d'ancrage, un léger glissement de l'armature peut être nécessaire pour atteindre le meilleur ancrage possible.

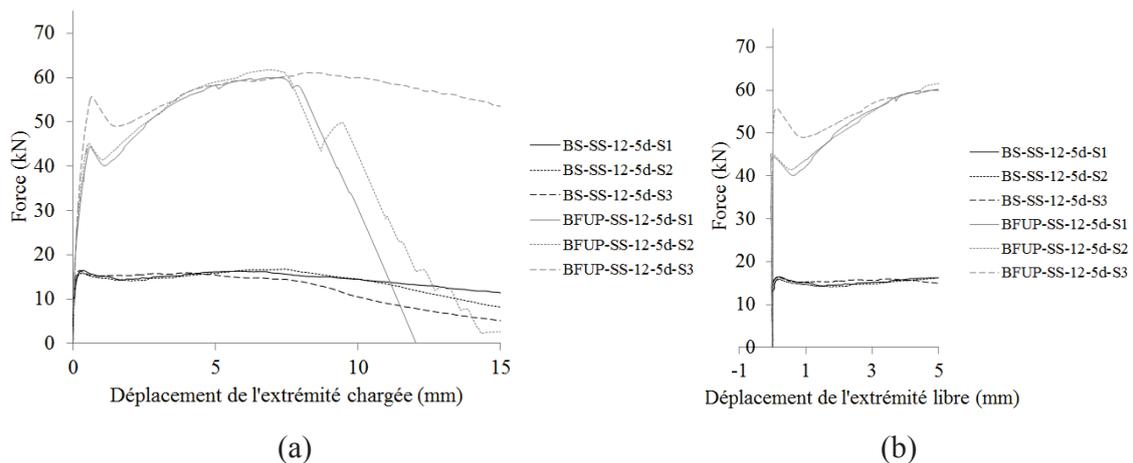


Figure 7. – Observation de la charge en fonction du déplacement pour les armatures en verre SS (a) de l'extrémité chargée, (b) de l'extrémité libre

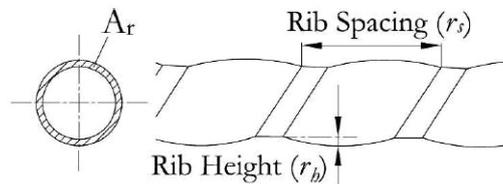


Figure 8. – Déformation du revêtement de l'armature et variation du diamètre des barres SS

Pour les armatures SS coulées dans du BFUP, le comportement est le même jusqu'à atteindre la valeur de friction résiduelle. La force à laquelle la perte d'adhérence par adhésion chimique survient est clairement identifiée autour de 55 kN. La force atteinte est presque deux fois

supérieure pour les BFUP que pour les bétons standards. La phase où l'adhérence est améliorée due à la géométrie des armatures est visible plus nettement, avec une pente assez forte au début (vers 2 mm de glissement de l'extrémité chargée, Figure 7. (a)) qui ralentit progressivement. Aux alentours de 60 kN, la résistance en traction de l'armature est atteinte, les fibres cassent de manière fragile.

Les armatures sablées (S) n'ont pas été utilisées dans du BFUP, nous ne présenterons donc que les résultats concernant le béton standard. En revanche, il est intéressant de comparer les comportements des armatures S par rapport aux armatures SS (Figure 9.).

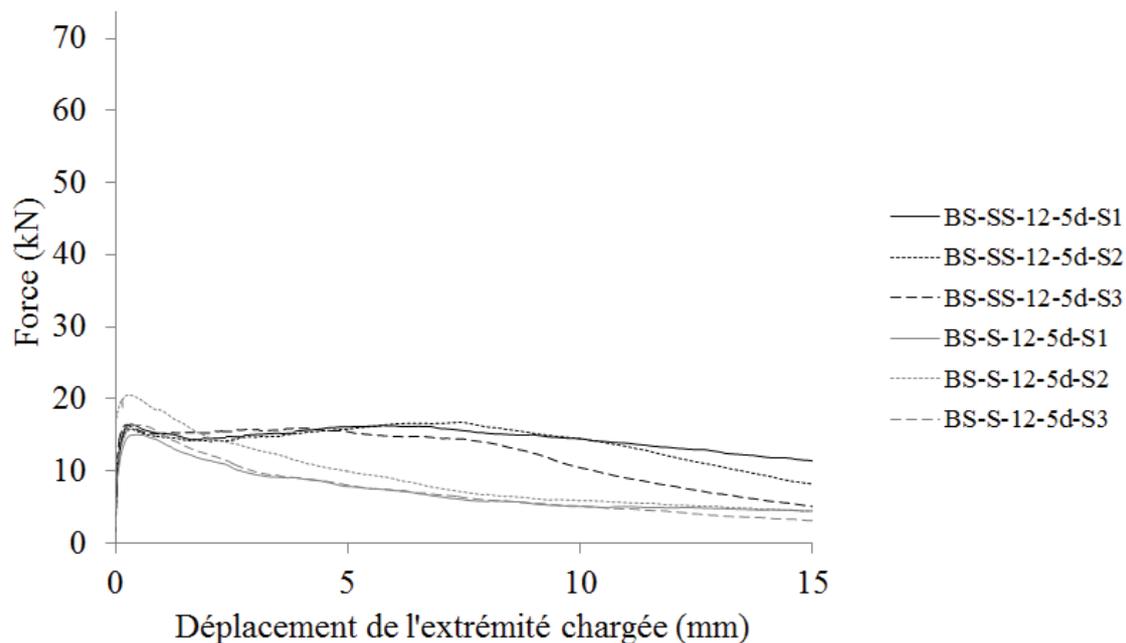


Figure 9. – Comparaison du déplacement de l'extrémité chargée pour les armatures S et SS dans du béton standard

On observe que l'adhérence par adhésion chimique est bonne pour les armatures S également, ce qui confirme que le sable participe activement à cette performance. De plus, après atteinte de la force maximum, la courbe charge-déplacement des armatures S diminue de manière continue jusqu'à la valeur de friction résiduelle. Cette dernière observation est en accord avec le fait que ce soit bien la géométrie de l'armature SS qui influence l'amélioration de l'adhérence aux alentours de 5 mm.

2.6 Extrémité chargée VS extrémité libre

Le comportement simultané des extrémités chargées et libres sont observés dans les graphiques suivants.

Pour les armatures en acier, dans un béton standard les deux extrémités se déplacent de manière identique très tôt dans l'expérience (Figure 10.). Cela confirme que l'adhésion chimique est très faible avec le béton et que très vite des fissures de cisaillement se propagent dans le béton autour de l'armature.

Pour le BFUP, la plastification de l'armature en acier est nettement visible, aucun déplacement de l'extrémité libre n'est observé.

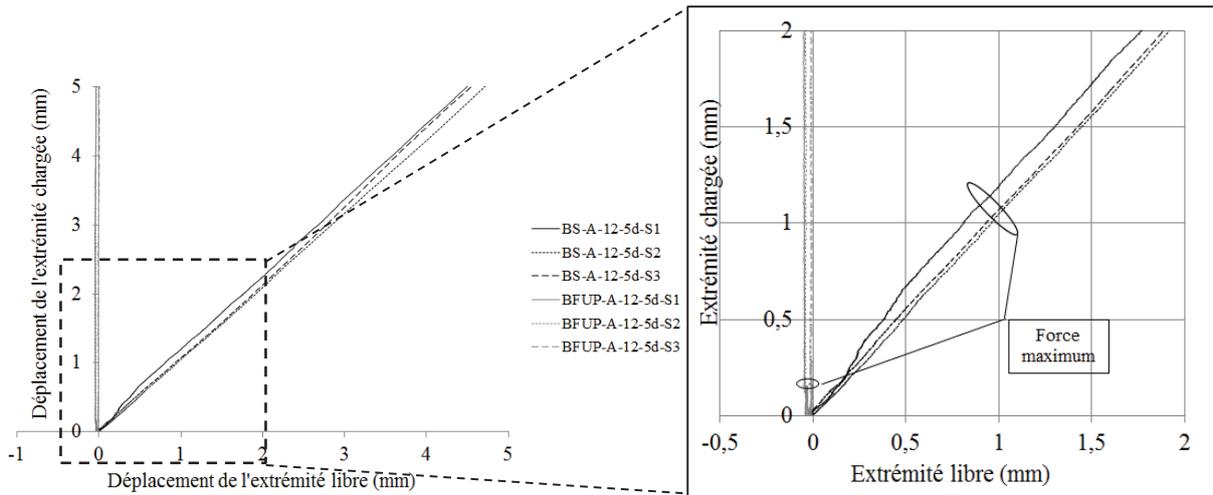


Figure 10. – Extrémité chargée VS extrémité libre pour les armatures en acier

L'observation du graphique « extrémité chargée VS extrémité libre pour les armatures SS » permet de mettre en évidence la bonne résistance au glissement apportée par l'adhésion chimique du sable avec le béton (Figure 11.). Une fois la perte d'adhérence par adhésion, le comportement de l'interface semble conduit par la résistance à la friction. La distribution des forces de friction le long de la longueur d'ancrage est non linéaire jusqu'à atteindre la force maximum.

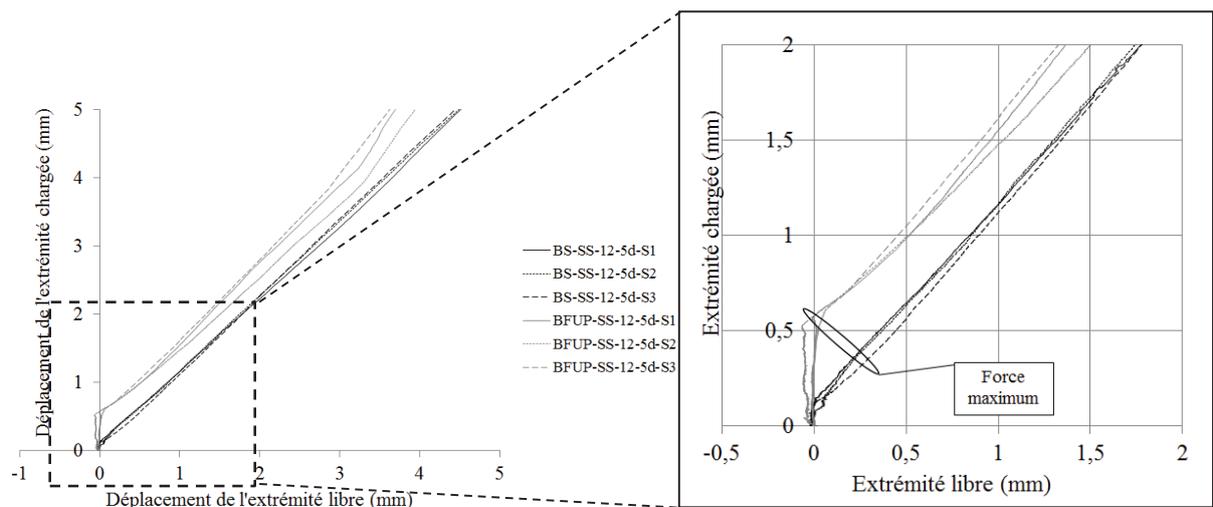


Figure 11. – Extrémité chargée VS extrémité libre pour les armatures SS

Au niveau du comportement post-pic, la valeur de la friction augmente constamment pour le béton standard jusqu'à 2 mm, ce qui est en accord avec l'augmentation de résistance à l'adhérence observée. Le même phénomène est encore mieux observé pour le BFUP, où l'augmentation de la pente est plus forte.

D3. Effet de la résistance en compression du béton

Les résultats expérimentaux montrent que la résistance en compression du béton a une influence importante sur la résistance à l'arrachement des armatures, la force et la contrainte d'adhérence maximum atteintes sont plus grandes dans le cas du BFUP quel que soit la nature des armatures (Figure 12.).

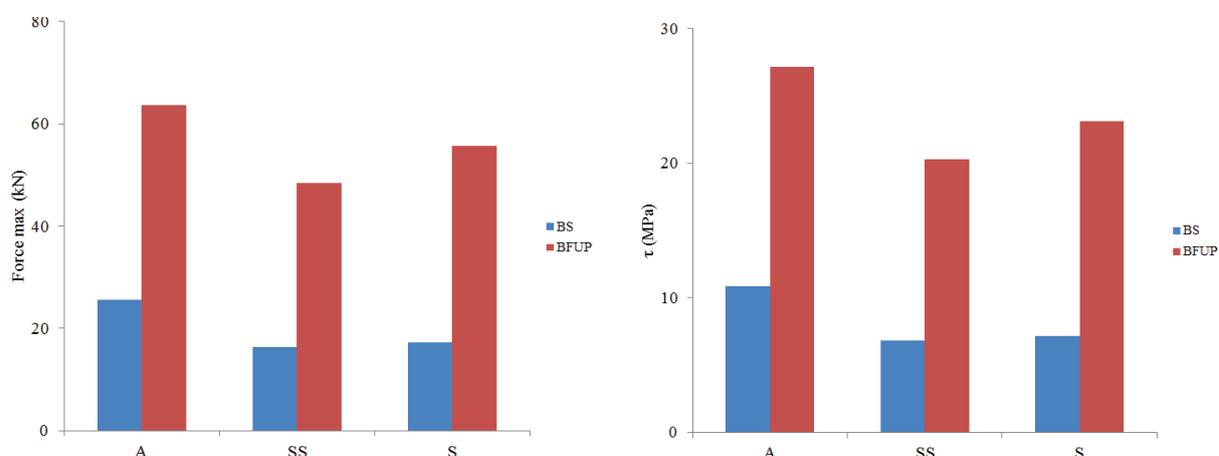


Figure 12. – Force et contrainte maximum pour différents bétons et types d'armatures

Enfin, en comparant les contraintes d'adhérence normalisées, on observe que l'influence du béton est plus importante dans le cas des armatures PRF de verre que pour les armatures en acier (Figure 13.), ce qui justifie l'utilisation du BFUP à la jonction poteau-poutre des portiques.

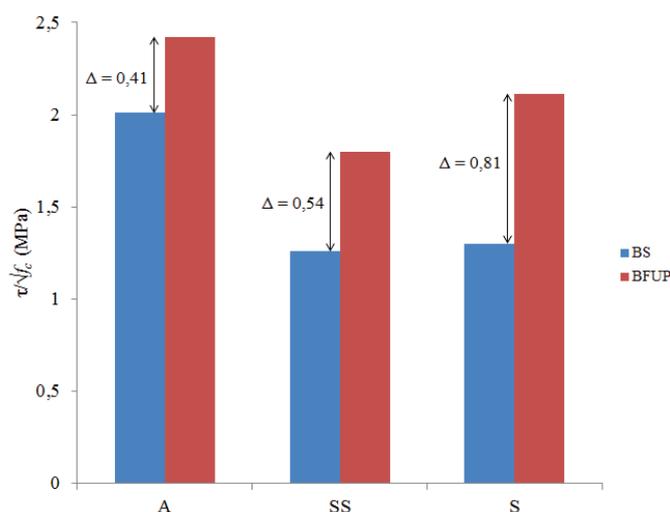


Figure 13. – Influence de la résistance des bétons pour la contrainte d'adhérence normalisée