

Année 2004



## THÈSE

Pour obtenir le grade de

**DOCTEUR DE L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES**

Spécialité : Structures et Matériaux

présentée et soutenue publiquement par

**ZE YI WU**

Le 26 novembre 2004 au LCPC Paris

Tire:

### **ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT DES POUTRES COURTES EN BETON ARME PRE-FISSUREES ET RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITE SOUS CHARGEMENT STATIQUE ET DE FATIGUE**

**Jury composé de :**

Rapporteurs :	M. Michel GREDIAC	Université de Clermont-Ferrand
	M. Alex LI	Université de Reims
Examineurs :	M. Jean-Luc CLEMENT	LCPC
	M. Benoît LECINQ	Freyssinet International
	M. Patrice HAMELIN	Université Claude Bernard Lyon I
Directeur de thèse :	M. Pierre ROSSI	LCPC

# Remerciements

Mes plus vifs remerciements vont, en premier lieu, à Jean-Luc Clément, chef de section au LCPC, qui m'a offert l'opportunité d'effectuer cette thèse dans son service. Jean-Luc Clément m'a dirigé tout au long de ces trois ans et m'a formé à la recherche. Sa disponibilité, sa compétence et son optimisme ont permis le déroulement de la recherche et son achèvement dans les meilleures conditions. Sans son aide, ce document n'aurait pas vu le jour.

Je remercie vivement Pierre Rossi, chef de division au LCPC, d'avoir accepté d'être le directeur de cette thèse.

Je voudrais également adresser mes remerciements sincères à Jean-Louis Tailhan, chargé de recherche au LCPC et conseiller d'étude dans le cadre de ma thèse. Il m'a encadré dans l'utilisation du logiciel CESAR-LCPC et m'a aidé à me perfectionner à la modélisation numérique. Il a également corrigé régulièrement mes rapports d'essais ainsi que mon manuscrit de thèse. Son aide précieuse et désintéressée s'est révélée indispensable à l'élaboration de cette thèse.

J'adresse également mes remerciements à Claude Boulay, chargé de recherche au LCPC, qui m'a transmis son savoir et m'a aidé à réaliser les essais, de la préparation des ferrillages jusqu'au traitement des résultats expérimentaux. Son aide m'a également été précieuse dans la correction de mes rapports d'essai.

Je tiens à remercier très sincèrement Patricia Fakhri pour sa participation à mes essais et également sa contribution dans la correction de ma thèse. Sa gentillesse et son aide désintéressée m'ont permises de mieux appréhender la vie en France. Mes remerciements vont à Marie Patané pour sa gentillesse et les aides qu'elle a apportées à mon travail.

Mes remerciements sincères s'adressent également à Fabrice Le Maou pour sa collaboration à résoudre les problèmes que j'ai rencontrés au cours de mes essais et à sa patience pour m'expliquer quelques règles de français. Je remercie sincèrement également Robert Le Roy

pour avoir pris le temps de corriger mes défauts de prononciation et pour son aide désintéressée.

J'ai également beaucoup apprécié les relations que j'ai pu avoir avec les autres doctorants de la division, Krisztian Vérok, Anh Tuan Chu, Edouard Parant, Michaël Thierry et Sandrine Bethmont.

Je remercie sincèrement toutes les personnes à la division BCC du LCPC qui m'ont aidé à faire mon apprentissage de la recherche. Jean Joseph Serrano, Daniel Simitambe, Jérôme Carriat et Franck Guirado pour leurs aides lors du coulage de mes éprouvettes.

Je remercie Monsieur Patrice Hamelin de m'avoir fait l'honneur de présider ma thèse. Mes remerciements vont également à Messieurs Michel Grédiac, Alex Li, Benoît Lecinq d'avoir accepté d'être membre du jury de cette thèse.

Je souhaite remercier aussi tous les pongistes au LCPC, Man Yick Lau, Patricia Delauney, Maurice Severi, Wilfrid Borgia et Monsieur Sidoroff, pour le bonheur qu'ils m'ont apporté lors de matchs de Ping Pong avec eux.

Je remercie mes parents Luo Gui Xiang et Wu De Cheng, et également mes beaux parents Wong Xui E et Han Zhong Lin qui m'ont soutenu dans mes choix et m'ont encouragé à les réaliser. Zhi Yan a partagé ma vie ces onze dernières années, je la remercie de son soutien et de sa patience. Enfin, merci aussi à ma fille Clémence (Shan Rui) et mon fils Philippe (Shan Ge) qui, en dormant sagement la nuit, ont été merveilleux avec moi.

*Je dédie cette thèse à mon pays.*

# SOMMAIRE

<b>RESUME.....</b>	<b>7</b>
<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>11</b>
Chapitre I Etude Bibliographique .....	17
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>17</b>
<b>I-1 MATERIAUX COMPOSITES.....</b>	<b>17</b>
I-1.1 Les fibres de carbone .....	17
I-1.2 Les matrices .....	18
I-1.3 Les matériaux composites à fibres de carbone (CFRP).....	20
I-1.4 Propriétés mécaniques des matériaux composites .....	20
I-1.5 Adhésif.....	21
I-1.6 Application des matériaux composites .....	21
I-1.7 Influence de l'environnement sur le comportement des composites.....	22
<i>I-1.7.1 Température.....</i>	<i>22</i>
<i>I-1.7.2 Humidité.....</i>	<i>23</i>
<i>I-1.7.3 Influence des ultraviolets .....</i>	<i>24</i>
<i>I-1.7.4 Fluage, corrosion sous contrainte .....</i>	<i>24</i>
<b>I-2 COMPORTEMENTS DES POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES SOUS CHARGEMENT STATIQUE.....</b>	<b>24</b>
I-2.1 Mécanismes de rupture des poutres renforcées .....	26
I-2.2 Mécanismes de décollement aux extrémités du tissu .....	28
I-2.3 Facteurs ayant une influence sur le comportement des structures renforcées .....	34
<i>I-2.3.1 Influence du rapport de la distance entre la charge et l'appui par rapport à la     hauteur de la section (<math>a/h</math>).....</i>	<i>34</i>
<i>I-2.3.2 Influence du taux de renforcement des armatures tendues.....</i>	<i>36</i>
<i>I-2.3.3 Influence de la longueur du tissu.....</i>	<i>38</i>
<i>I-2.3.4 Influence de la quantité de tissu .....</i>	<i>39</i>
<i>I-2.3.5 Influence de l'ancrage .....</i>	<i>41</i>
<b>I-3 METHODE DE CALCULS DE TYPE REGLEMENTAIRES.....</b>	<b>43</b>
I-3.1 Méthodes de calcul concernant la sollicitation de flexion.....	43

I-3.1.1 Méthodes de calcul aux ELS .....	43
I-3.1.2 Méthodes de calcul à l'ELU.....	47
I-3.2 Méthodes de calcul réglementaire de résistance à l'effort tranchant des poutres renforcées .....	52
I-3.2.1 Mécanismes de rupture sous chargement d'effort tranchant.....	52
I-3.2.2 Analyse des méthodes de calcul réglementaires .....	52
I-3.2.3 Contribution des armatures et du béton à la résistance à l'effort tranchant.....	53
I-3.2.4 Contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant.....	55
<b>I-4 TENUE A LA FATIGUE DES POUTRES RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES .....</b>	<b>68</b>
I-4.1 Fatigue des poutres en béton armé non renforcées .....	68
I-4.1.1 Fatigue du béton.....	68
I-4.1.2 Fatigue des armatures.....	70
I-4.1.3 Fatigue du béton armé .....	74
I-4.2 Fatigue des poutres renforcées par matériaux composites .....	75
I-4.2.1 Fatigue des matériaux composites .....	75
I-4.2.2 Fatigue des colles (adhésifs).....	79
I-4.2.3 Fatigue des poutres renforcées .....	79
I-4.2.4 Analyses des résultats expérimentaux de la littérature et des méthodes de calcul ....	86
Conclusion .....	87
<b>CONCLUSION.....</b>	<b>89</b>
Chapitre II Comportements en service des poutres courtes pré- fissurées et renforcées .....	93
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>93</b>
<b>II-1 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.....</b>	<b>94</b>
<b>II-2 PREPARATION DES COPRDS D'EPROUVETTE-INSTRUMENTATIONS DES ESSAIS .....</b>	<b>96</b>
II-2.1 Dimensionnement des corps d'essai .....	96
II-2.2 Préparation des éprouvettes .....	97
II-2.3 Instrumentation des essais.....	100
<b>II-3 STRATEGIES NUMERIQUES D'ANALYSE DES COMPORTEMENTS.....</b>	<b>102</b>
II-3.1 Introduction.....	102
II-3.2 Présentation rapide du progiciel CESAR-LCPC et des modules utilisés .....	105
<b>II-4 PRE -FISSURATION DES POUTRES COURTES.....</b>	<b>109</b>

II-4.1 Résultats de la pré-fissuration .....	109
II-4.2 Modélisation numérique et méthode analytique.....	113
<b>II-5 COMPORTEMENTS SOUS CHARGEMENT DE FATIGUE.....</b>	<b>121</b>
II-5.1 Histoire de chargement.....	121
II-5.2 Comportement sous chargement répété des poutres courtes non renforcées .....	123
II-5.2.1 <i>Comportements de fatigue sous chargement de service.....</i>	<i>123</i>
II-5.2.2 <i>Comparaison des résultats présentés avec ceux issus de modèles existants.....</i>	<i>126</i>
II-5.3 Comportement sous chargement de fatigue des poutres courtes renforcées .....	128
II-5.3.1 <i>Comportement de fatigue sous chargement de service .....</i>	<i>128</i>
II-5.3.2 <i>Modes de rupture en fatigue des poutres courtes renforcées.....</i>	<i>133</i>
II-5.3.3 <i>Comparaison des résultats d'essai présentés avec les modèles de calcul existants</i>	<i>140</i>
II-5.3.4 <i>Analyse des risques de rupture du composite pendant les essais de fatigue.....</i>	<i>141</i>
II-5.4 Estimation de l'amplitude des contraintes dans les armatures, le composite et à l'interface composite / béton .....	143
II-5.4.1 <i>Amplitude de contraintes dans les armatures et le composite .....</i>	<i>143</i>
II-5.4.2 <i>Amplitude de contrainte à l'interface composite / béton.....</i>	<i>148</i>
<b>COCLUSIONS .....</b>	<b>151</b>
 Chapitre III Comportements ultimes des poutres courtes pré -fissurées et renforcées.....	155
 <b>INTRODUCTION.....</b>	<b>155</b>
<b>III-1 CHARGES ET MODES DE RUPTURE DES POUTRES COURTES RENFORCEES     SOUS CHARGEMENT QUASI- STATIQUE.....</b>	<b>156</b>
III-1.1 Comportements en flexion des poutres témoins .....	156
III-1.2 Comportements ultimes de poutres courtes pré -fissurées puis renforcées par composite	160
III-1.3 Simulation numérique du comportement des poutres courtes pré-fissurées et renforcées	175
<b>III-2 CHARGES STATIQUES RESIDUELLES ET MODES DE RUPTURES DES     POUTRES COURTES RENFORCEES INITIALEMENT SOUMISES A UN     CHARGEMENT DE FATIGUE .....</b>	<b>179</b>
<b>III-3 VALIDATION DES METHODES DE DIMENSIONNEMENT.....</b>	<b>183</b>
III-3.1 Calcul du moment ultime en utilisant les hypothèses conventionnelles du béton armé..	183
III-3.2 Calcul de la résistance ultime à l'effort tranchant.....	185
III-3.2.1 <i>Résistance apportée par le béton et les armatures .....</i>	<i>185</i>
III-3.2.2 <i>Résistance apportée par le composite latéral.....</i>	<i>186</i>

III-3.2.3 Résistance totale à l'effort tranchant .....	186
III-3.3 Analyses sur la contribution du tissu à l'effort tranchant calculée par les différentes méthodes .....	188
<b>III-4 VALIDATION DES METHODES DES DE CALCUL POUR DES POUTRES DIMENSIONNEES NORMALEMENT .....</b>	<b>191</b>
<b>CONCLUSIONS.....</b>	<b>195</b>
Chapitre IV Effet d'un vieillissement des matériaux sur les comportements en service et ultime des poutres courtes renforcées .....	199
<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>199</b>
<b>IV-1 INFLUENCE DU VIEILLISSEMENT SUR LES COMPORTEMENTS SOUS CHARGEMENT DE FATIGUE.....</b>	<b>200</b>
IV-1.1 Comportements d'une poutre témoin sous chargement de fatigue .....	200
IV-1.2 Comportement des poutres renforcées sous chargement de fatigue.....	202
<b>IV-2 INFLUENCE DU VIEILLISSEMENT SUR LES COMPORTEMENTS ULTIMES</b>	<b>206</b>
IV-2.1 Comportement ultime des poutres témoin.....	206
IV-2.2 Comportements ultime des poutres renforcées .....	208
<b>CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES .....</b>	<b>215</b>
 <b>ANNEXES</b>	
<b>ANNEXE 1 : Modélisation élastoplastique du comportement du béton- critère de William Warnke à 3 paramètres .....</b>	<b>223</b>
<b>ANNEXE 2 : Estimation de la contribution de la bande latérale du composite à la résistance d'effort tranchant .....</b>	<b>229</b>
<b>Références Bibliographiques.....</b>	<b>237</b>







## RESUME

Une étude expérimentale du comportement de poutres courtes en béton armé pré-fissurées puis renforcées par matériaux composites à base de fibres de carbone sous chargement quasi statique et de fatigue, a été menée par le biais d'essais de flexion 3 points.

Les essais de fatigue sont d'abord effectués sous chargement répété à l'état limite de service. Les poutres en béton armé non renforcées se rompent en fatigue. La rupture en fatigue des poutres renforcées n'est jamais atteinte pour deux millions de cycles. Le collage du composite en face tendue améliore considérablement la tenue à la fatigue des éléments pré-fissurés.

La rupture en fatigue des poutres courtes pré-fissurées et renforcées, pour des amplitudes et efforts maximaux élevés, est due à la ruine en fatigue des armatures tendues au droit des fissures lorsque l'amplitude de contrainte dans les armatures atteint au moins  $200\text{ MPa}$ .

Le comportement ultime de nos poutres est étudié par le biais d'essais statiques. La rupture est due à l'effort tranchant suivant deux modes: le décollement du composite latéral, ou les fissurations d'effort tranchant. Des essais statiques sont également effectués sur les poutres renforcées ayant subi deux millions de cycles de fatigue (à l'état de service) afin d'étudier leur résistance statique résiduelle.

Une autre étude concerne l'influence du vieillissement des matériaux sur le comportement en fatigue des poutres renforcées, étudiée par les essais de fatigue réalisés sur deux poutres pré-fissurées (une renforcée par composite, l'autre sans renforcement) stockées dans une salle climatisée à 100% de l'humidité relative et à  $38^{\circ}\text{C}$  de température pendant 4,5 mois avant être testées. On ne note pas d'effet détectable de ce vieillissement sur le comportement en fatigue des poutres : la prise en eau potentielle de la résine n'a pas de conséquence structurale.

Une étude numérique (éléments finis) est effectuée pour modéliser le comportement de nos poutres courtes pré-fissurées et renforcées par composite. La validation des méthodes de calcul de type réglementaire est également effectuée. Une amélioration des méthodes existantes de calcul à l'effort tranchant est proposée.

**Mots-clés: matériaux composites – renforcement –pré-fissuration – essais - fatigue – statique – vieillissement - calcul réglementaire**



## ABSTRACT

This thesis deals with the experimental study about the behaviours of short RC beams pre-cracked and then strengthened with CFRP through the three-point bending tests under quasi static and fatigue load.

The fatigue tests were carried out firstly with a fatigue load of service limited state. The non strengthened beams failed before 2 millions of cycles. However, non fatigue failure happened on the strengthened beams after two millions of cycles. The fatigue strength of the beams strengthened with CFRP is considerably improved. And then, the fatigue failure modes of strengthened beams were studied with a more large fatigue load. The fatigue failure of the beams strengthened with CFRP is due to the fatigue failure of steel rebars at the cracks while the stress range arrives at more than 200 *MPa*.

The ultimate behaviour of pre-cracked and then strengthened short beams was studied through static tests. All the failure of this type of beams is the shear failure. The strengthened beams failed due to the lift-off of lateral composite or by large shear cracks. The static tests were also fulfilled on the strengthened beams having suffered from two millions of cycles of fatigue (at the level of service limited state) but without the fatigue failure.

The influence of materials aging to the fatigue behaviour of RC beams strengthened with CFPR was studied through the fatigue tests on the 2 pre-cracked RC beams (one strengthened and another non strengthened) exposed in a room with a relative humidity of 100% and a temperature of 39 °C during 4.5 months before experiment. No visible influence was observed during fatigue tests.

The behaviours of short beams pre-cracked and then strengthened with CFRP are also simulated par finite elements method. The different methods used in the design were also validated. A new method adapted to the test results of present experiment was proposed to calculate the shear resistance of strengthened short RC beams.

**Key words: composite material – strengthening – pre-cracked RC beams – test – static – fatigue – aging – calculation - design**



## INTRODUCTION

La durée de vie souhaitée d'un pont est de l'ordre de 100 ans, mais elle se trouve écourtée du fait de nombreuses pathologies. La pathologie structurelle issue des erreurs de conception lors du dimensionnement ou lors de l'exécution, des défauts de résistance à l'effort tranchant ou en flexion due au chargement excessif, ainsi que celle liée à la fatigue de la structure sous chargement cyclique sont à l'origine de la diminution de la durée de vie théorique d'un pont. Par ailleurs, la dégradation des matériaux, comme la corrosion des aciers d'armature, est souvent la raison principale d'une insuffisance de capacité structurale.

A l'heure actuelle, les besoins en matière de réparation et de renforcement sont donc très importants. Aux Etats-Unis, selon les statistiques de l'Administration Fédérale des Routes, plus que 40% des ponts routiers nécessitent des réparations ou des destructions pour reconstruction. En France, selon une enquête faite par le SETRA, il existe, en 1995, 65000 ouvrages de plus de 5 mètres de portée dont environ 16 % nécessitaient des travaux urgents de réparation et environ 37% nécessitaient un entretien spécialisé. Face à ce problème, la réparation ou le renforcement par collage de matériaux composites s'avère être une technique prometteuse. De nos jours, le collage de matériaux composites est l'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées dans ce marché grâce aux avantages des matériaux composites: la facilité de mise en place, l'inertie à la température ambiante et la très bonne tenue à la fatigue.

Les ponts en béton armé existants à renforcer ou à réparer par composites sont souvent fissurés. Il n'est pas toujours possible d'injecter les fissures, il est donc nécessaire d'obtenir des informations sur le comportement d'éléments fissurés, puis renforcés.

Par ailleurs, les charges extérieures à un ouvrage d'art sont variables dans le temps. Il est donc important d'obtenir des informations sur la tenue dans le temps d'éléments renforcés sous chargements non statiques (fatigue).

Un des objectifs de notre étude est de définir une amplitude maximale de contraintes normales dans les armatures métalliques tendues et dans le composite de renfort pour s'assurer du bon comportement de l'élément renforcé en service sous chargement de fatigue.

Par ailleurs, il s'agit d'obtenir quelques informations relatives à l'influence du vieillissement des matériaux et des conditions atmosphériques, température et humidité, sur la tenue en fatigue des éléments pré-fissurés renforcés.

Enfin, les méthodes de calculs de type réglementaire des éléments à l'effort tranchant (comportement ultime) sont discutées vis-à-vis de nos résultats.

Le premier chapitre comprend une étude bibliographique relative au comportement des matériaux composites à base de fibres de carbone, aux comportements de poutres en béton armé renforcées par composite et soumises à des chargements quasi-statiques, avec en particulier les différents modes de ruptures potentielles et les paramètres influents, aux principes et hypothèses des méthodes de dimensionnement de type réglementaire des éléments renforcés par composite, pour les sollicitations de flexion simple et d'effort tranchant, et à la tenue à la fatigue de poutres en béton armé, renforcés ou non.

Dans le second chapitre, nous allons définir une campagne d'essais sur des poutres courtes de géométrie adaptée à la presse d'essai disponible et capable d'être employée en fatigue, et définir une stratégie numérique d'analyse des comportements que nous utiliserons par la suite, quel que soit le chargement appliqué sur les poutres.

Dans un premier temps, des essais de pré-fissuration seront réalisés: il s'agit de fissurer nos poutres courtes de manière à obtenir des ouvertures de fissures de l'ordre de celles rencontrées sur éléments réels, en service.

Puis, des essais de fatigue sous une sollicitation à l'état limite de service seront effectués sur les poutres courtes pré-fissurées renforcées ou non : les résultats obtenus et les analyses effectuées permettront d'atteindre le premier objectif fixé, en terme de niveau de contrainte et d'amplitude de contraintes dans le composite.

Le troisième chapitre concerne l'étude des comportements ultimes des poutres. Nous allons étudier tout d'abord les modes de rupture des poutres courtes pré-fissurées puis renforcées, sous chargement quasi-statique, et par la suite ceux des poutres renforcées ayant subi 2 millions de cycles de fatigue sans atteindre la rupture.

Les méthodes de dimensionnement de type réglementaire feront également l'objet d'une analyse comparative.

C'est dans le quatrième chapitre que nous allons étudier l'influence de la prise en eau potentielle des résines époxydiques sur le comportement des poutres renforcées, sous chargement de fatigue (en service) et chargement quasi-statique (jusqu'à rupture) : pour cela, une poutre courte pré-fissurée puis renforcée par composite et une poutre témoin pré-fissurée mais sans renforcement, ont été placées dans une salle climatisée à une température de 38°C et à 100 % d'humidité relative pendant 4,5 mois avant d'être testées en fatigue puis à rupture.

Chacun de ces chapitres est terminé par une conclusion partielle, dont le bilan est effectué en conclusion générale, et qui permet d'envisager des perspectives aux travaux présentés ici.





# **Chapitre I**

## **Etude Bibliographique**



## Chapitre I Etude Bibliographique

### INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est d'effectuer une présentation rapide des principales propriétés des matériaux constitutifs des composites employés dans notre étude (paragraphe I-1), puis d'effectuer une revue des différents mécanismes de ruine des poutres renforcées (paragraphe I-2), afin de pouvoir comprendre le comportement, en particulier les modes de ruptures, que l'on observera sur nos poutres courtes (chapitre III). De même, des méthodes de calcul réglementaires sur la résistance au moment fléchissant ainsi que celle à l'effort tranchant des éléments renforcés par matériau composite sont présentés dans le paragraphe I-3. Ces méthodes de calcul, relatives à la contribution du composite latéral à la résistance à l'effort tranchant, seront appliquées à nos résultats expérimentaux. Le comportement en fatigue d'éléments renforcés est introduit paragraphe I-4, avec une présentation des résultats expérimentaux de la littérature et une analyse des méthodes existantes de calcul.

### I-1 MATERIAUX COMPOSITES

Les matériaux composites (**fibres reinforcement polymer- FRP**) sont composés de fibres noyées dans une matrice. Dans le domaine du génie civil, les composites unidirectionnels sont les plus courants.

Une fibre est constituée de plusieurs filaments élémentaires dont les diamètres varient entre 5  $\mu\text{m}$  et 25  $\mu\text{m}$ . La fibre a un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture : les lois de comportement des fibres sont donc de type "élastique fragile". Il y a principalement trois types de fibres: les fibres d'aramide, les fibres de verre et les fibres de carbone. Nous nous intéressons ici aux matériaux composites à base de fibres de carbone.

Le comportement mécanique des matériaux composites dépend de plusieurs facteurs : le type de fibres, la fraction volumique de fibres et le type de matrice.

#### I-1.1 Les fibres de carbone

Il existe deux types de fibres de carbone, celles à haute résistance (HR) issues d'une mise en œuvre par carbonisation, et celles à haut module (HM) issues d'une fabrication par graphitisation (Hamalin et Ferrier, 2001).

La fabrication des fibres de carbone fait appel à une technologie très délicate dont le processus est décrit succinctement ci-dessous:

- Fabrication de précurseur
- Etirage (orientation)
- Oxydation (220°C) dans l'air sous tension
- Carbonisation à 1500°C sous atmosphère inerte pour les fibres de carbone à haute résistance, ou graphitisation à 3000°C sous atmosphère inerte pour les fibres de carbone à haut module

Les Caractéristiques des fibres de carbone sont les suivantes:

Les fibres issues de la carbonisation:

- Pureté : 97 à 98 % de carbone
- Masse volumique : 1800  $kg/m^3$
- Résistance en traction : 3000 à 5000 *MPa*
- Module en traction : environ 250 *GPa*

Les fibres issues de la graphitisation:

- Pureté : 99 % de carbone
- Masse volumique : 2100 à 2200  $kg/m^3$
- Résistance en traction : 2500 à 3000 *MPa*
- Module en traction : environ 500 *GPa*

Les fibres de carbone ont une très bonne tenue thermique et un très faible coefficient de dilatation. De plus, les fibres de carbone sont inertes à température ambiante et vis-à-vis de la plupart des agents chimiques.

Généralement, les armures textiles utilisées en renforcement sont des armures unidirectionnelles, les fils de trame (fil de liaison) sont uniquement destinés à faciliter le conditionnement et la mise en œuvre en maintenant les fils longitudinaux en position.

### **I-1.2 Les matrices**

Les matrices les plus utilisées dans les composites sont les résines thermodurcissables (thermosetting), par exemple, le polyester, le vinylester, l'époxy et le phénolique. Les matrices sont des matériaux isotropes. L'utilisation des matrices dans les composites permet de coller des fibres entre elles et de transférer des efforts aux fibres. De plus, la matrice joue

un rôle très important pour résister aux efforts tranchants, aux forces transversales et aux forces de compression. Par ailleurs, la matrice protège les fibres, en les isolant de l'humidité, de l'oxydation et des agressions chimiques.

L'une des propriétés essentielles des polymères est la température à partir de laquelle il y a un changement d'état. Les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de ce seuil de température: température de transition vitreuse (cf. §I-1.7.1).

Nous nous limitons au cas des matrices époxy.

Les époxy sont des résines thermodurcissables qui réticulent de façon irréversible. Elles polymérisent à l'aide d'un durcisseur et d'un accélérateur et ont une structure macromoléculaire tridimensionnelle. La polymérisation a lieu à température ambiante également.

La faible absorption d'eau et l'absence de post-retrait assurent au polymère une bonne résistance aux divers agents chimiques. Ces deux propriétés permettent d'obtenir une protection importante contre la corrosion chimique.

Les polymères époxy ont de bonnes propriétés en traction, en flexion, en compression. Seule, la résistance aux chocs est un point faible. Les caractéristiques mécaniques typiques de l'époxy sont données dans le Tableau I-1. De plus, les polymères époxy ont une excellente tenue à la fatigue.

Résistance à la traction ( <i>MPa</i> )	50 à 80
Module de traction ( <i>GPa</i> )	3 à 10
Allongement à la rupture (%)	1 à 1,5
Résistance à la compression ( <i>MPa</i> )	140 à 150
Résistance au Choc ( <i>MPa</i> )	7 à 10 $\text{KJ/m}^2$

Tableau I-1 Caractéristiques mécaniques des résines époxydes

Le produit peut être stocké sans altération pendant trois mois à 20 °C et jusqu'à un ou deux ans à une température de -18 °C.

### I-1.3 Les matériaux composites à fibres de carbone (CFRP)

Les fibres de carbone ont un module d'Young en traction de l'ordre de  $230\text{ GPa}$ , une résistance en traction de  $2500$  à  $5000\text{ MPa}$ , et une déformation à la rupture de  $0,5$  à  $2\%$ . Un composite composé de fibres de carbone HR et d'une matrice époxy ou vinylester a les caractéristiques mécaniques suivantes :

Module d'Young longitudinal en traction:  $155 - 165\text{ GPa}$

Résistance longitudinale en traction:  $500 - 3000\text{ MPa}$

Déformation à la rupture:  $1,2 - 1,3\%$ .

### I-1.4 Propriétés mécaniques des matériaux composites

Dans les matériaux composites, les fibres reprennent principalement des efforts dans la direction des fibres. La matrice, quant à elle, transfère les contraintes aux fibres, et les protège. Selon un bulletin de la Fédération Internationale de Béton (FIB bulletin 14, 2001), les propriétés mécaniques de matériaux composites peuvent être estimées ci-dessous:

$$E_f = E_{fib} V_{fib} + E_m V_m \quad (\text{I-1})$$

$$f_f \approx f_{fib} V_{fib} + f_m V_m \quad (\text{I-2})$$

où  $E_f$  est le module d'Young du matériau composite dans la direction des fibres,  $E_{fib}$  le module d'Young des fibres,  $E_m$  le module d'Young de la matrice,  $V_{fib}$  la fraction volumique de fibres,  $V_m$  la fraction volumique de la matrice,  $f_f$  la résistance en traction du matériau composite,  $f_{fib}$  la résistance en traction des fibres,  $f_m$  la résistance en traction de la matrice, avec  $V_m + V_{fib} = 1$ .

La fraction volumique  $V_{fib}$  typique est de l'ordre de  $0,6 - 0,65$ . La résistance et le module d'Young des fibres sont plus importants par rapport à ceux de la matrice, le comportement mécanique des matériaux composites est donc piloté par les propriétés mécaniques des fibres et la quantité de fibres (fraction volumique).

### I-1.5 Adhésif

Un adhésif est nécessaire pour coller le matériau composite sur une surface. Dans notre cas, c'est la même résine qui est employée.

L'objectif de l'adhésif est de transmettre des contraintes de cisaillement entre le béton et le composite.

D'après le bulletin 14 de la FIB (FIB bulletin 14, 2001), les caractéristiques typiques d'un adhésif époxy avec une cure à froid sont les suivantes (Tableau I-2) :

Densité ( $kg/m^3$ )	1100- 1700
module d'Young ( $GPa$ )	0,5 - 20
modules de cisaillement ( $GPa$ )	0,8 - 8
Coefficient de Poisson	0,3 – 0,4
Résistance en traction ( $MPa$ )	9 - 30
Résistance à l'effort tranchant ( $MPa$ )	10 - 30
Résistance en compression ( $MPa$ )	55- 110
Déformation en traction à la rupture (%)	0,5 -5
température de transition vitreuse ( $^{\circ}C$ )	45 - 80

Tableau I-2 Caractéristiques typiques de l'adhésif d'époxy (Täljsten, 1994, cf. FIB bulletin 14, 2001)

### I-1.6 Application des matériaux composites

Il existe deux procédés de réalisation d'un renforcement par composite : le système avec une cure in-situ et le système préfabriqué.

#### *Le système avec une cure in-situ*

Deux processus différents peuvent être utilisés pour mettre en place un composite sur des surfaces de béton :

- le tissu sec peut être appliqué directement sur la résine déjà appliquée sur la surface du béton, suivi de l'application d'une couche de fermeture,
- le tissu peut être pré-imprégné avec la résine dans une machine adaptée, puis déposé avant polymérisation sur la surface de béton.

#### *Le système préfabriqué (cas des pulltrudés)*

Ce processus consiste à pré-fabriquer des bandes qui sont installées, une fois durcies, sur la surface du béton en utilisant l'adhésif.



## I-1.7 Influence de l'environnement sur le comportement des composites

### I-1.7.1 Température

Vis-à-vis de la température, les performances des matériaux composites sont principalement conditionnées par l'adhésif. En revanche, pour une température basse, les performances sont conditionnées par la matrice.

Le point le plus important concerne la température est la température de transition vitreuse  $T_g$ . Les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de ce seuil de température (cf. Figure I-1). Pour éviter une rupture issue de l'adoucissement de l'adhésif ou de la résine, la température maximale de service doit être inférieure à  $T_g$ .

La température de transition vitreuse est de l'ordre de 30°C à 80°C pour les époxy polymérisant à froid. Suivant les conditions de mise en œuvre et la nature du durcisseur, la température de transition vitreuse peut atteindre 170°C pour un système renforcé et recuit. La polymérisation à température ambiante est lente.

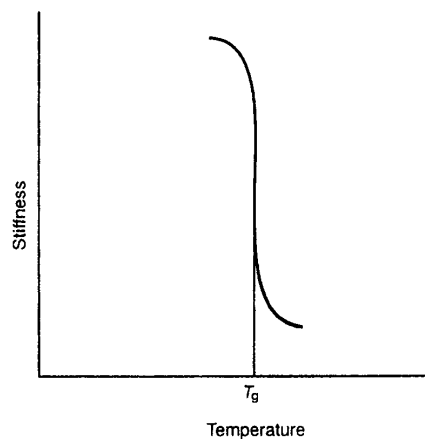


Figure I-1 Température de transition vitreuse (d'après Hollaway et Leeming, 2001)

$T_g$  peut varier en fonction de l'environnement (température, humidité, etc.). Une température élevée pourrait réagir comme une post-cure sur la résine et donc augmenter  $T_g$ . En revanche, l'absorption d'humidité par les résines va conduire à une diminution de  $T_g$ . Pour une structure sensée résister à une température élevée (mais inférieure à  $T_g$ ), deux choix sont possibles : utiliser soit une résine avec une cure en froid mais ayant une haute  $T_g$  initiale, soit une résine ayant une  $T_g$  améliorée après une post-cure.

En cas d'incendie, le renforcement par collage extérieur par matériaux composite doit être protégé par une technique d'isolation.

### I-1.7.2 Humidité

La résine de la matrice absorbe l'eau. La quantité d'eau absorbée dépend du type de résine et de la température de l'eau. Les deux conséquences immédiates en sont la réduction de la température de transition vitreuse et l'adoucissement de la résine. Dans le cas d'une résine époxy, ces deux phénomènes sont partiellement réversibles lors du séchage : d'un point de vue de structure, l'époxy n'a pas de liens ester, les chaînes de polymère ne sont donc pas facilement hydrolysables. L'absorption maximale d'eau par une résine époxy est environ de 3 % en poids.

L'influence de la combinaison de la température et de l'humidité sur les caractéristiques mécaniques d'une résine époxy polymérisée à froid est illustrée sur la Figure I-2.

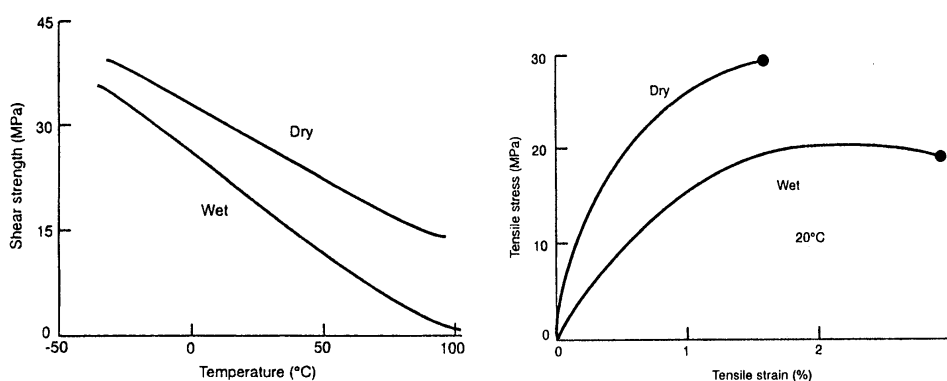


Figure I-2 Influence de la température et de l'humidité sur les caractéristiques mécaniques d'une résine époxy (d'après Hollaway et Leeming, 2001)

Néanmoins, il y a une grande différence entre les conditions de laboratoire où les éprouvettes de résines sont saturées en eau, et les conditions réelles en température et humidité auxquelles sont soumis des matériaux composites en place sur des éléments de structures réelles : la prise en eau potentielle sera plus faible et les conséquences sur le comportement réduites.

### **I-1.7.3 Influence des ultraviolets**

Les ultraviolets peuvent produire une réduction de la transmissibilité des rayons lumineux : la couleur du composite peut changer. Ce changement de couleur ou décoloration est dû à l'influence des rayons ultraviolets sur la résine de la matrice, n'implique aucune dégradation structurale ou physique. Les fibres de carbone ne sont pas affectées par les rayons ultraviolets. Les caractéristiques mécaniques des matériaux composites sont très légèrement influencées par les rayons ultraviolets.

### **I-1.7.4 Fluage, corrosion sous contrainte**

Le fluage des composites à fibres de carbone n'est pas un facteur déterminant pour le dimensionnement du renforcement d'éléments structuraux, car les structures renforcées ont généralement déjà subi leur propre fluage.

L'atmosphère ou l'environnement ambiant en est général insuffisant pour causer une corrosion du composite. Néanmoins, il peut y avoir corrosion lorsque le composite est soumis à un certain niveau de contrainte : c'est la corrosion sous contrainte. Ce phénomène est dépendant du temps, du niveau de contrainte, du type de matrice et de fibres. Les fibres de carbone n'en sont que très légèrement affectées, lorsque le niveau de contrainte reste inférieur à 80 % de la résistance ultime : les niveaux de sollicitations réels des composites en place sont tels que les risques sont très limités.

## **I-2 COMPORTEMENTS DES POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES SOUS CHARGEMENT STATIQUE**

L'utilisation d'un tissu de matériaux composites (FRP) associé à des colles époxy sur des surfaces tendues ou sur des surfaces latérales est un moyen très efficace pour renforcer les poutres en béton armé, plus particulièrement, pour les poutres faiblement armées. Le collage du tissu sur des surfaces tendues augmente la résistance ultime des poutres renforcées et en diminuant la flèche des structures, il augmente également leur raideur (Figure I-3) limitant ainsi la propagation des fissures. Ce phénomène permet de diminuer la corrosion des armatures et d'améliorer la durabilité des structures. Une des applications les plus courantes des matériaux composites pour le renforcement des structures en béton armé concerne les structures soumises aux sollicitations de flexion ou celles d'effort tranchant.

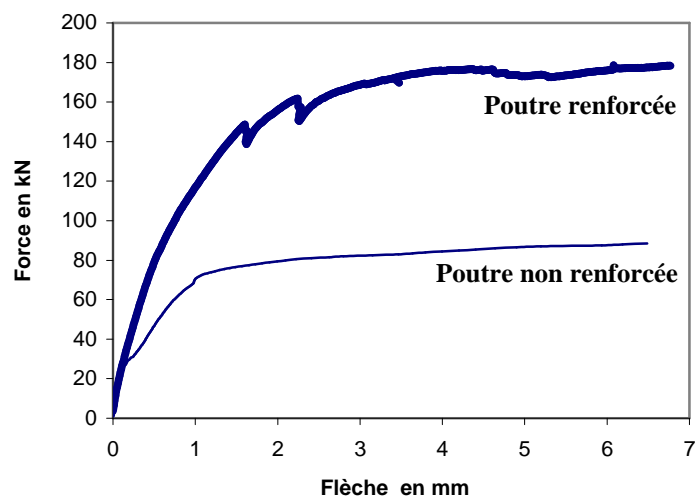


Figure I-3 Comparaison de comportement entre les poutres renforcées et celles non renforcées (étude présente)

Le matériau composite est un matériau élastique dont le comportement diffère de celui du béton et de celui des aciers (cf. Figure I-4). L'adhésion des tissus de FRP sur des surfaces de structures en béton armé provoque donc une modification des comportements structuraux comparativement à ceux des structures en béton armé non renforcées: par exemple, la relation entre la force et la flèche ou le mode de rupture.

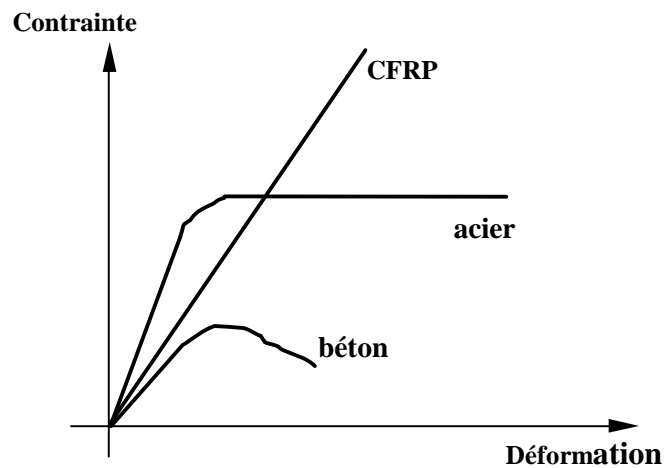


Figure I-4 Comparaison de comportement entre différents matériaux

## I-2.1 Mécanismes de rupture des poutres renforcées

Dans le cas de poutres renforcées sous sollicitation de flexion, quatre modes de rupture sont souvent constatés dans les études expérimentales : la rupture due à la flexion, celle due à l'effort tranchant, celle due au décollement du tissu et celle due à la rupture de l'enrobage du béton (Figure I-5). Parmi celles-ci, le décollement du tissu et la rupture de l'enrobage du béton sont prématurés et souvent brutaux.

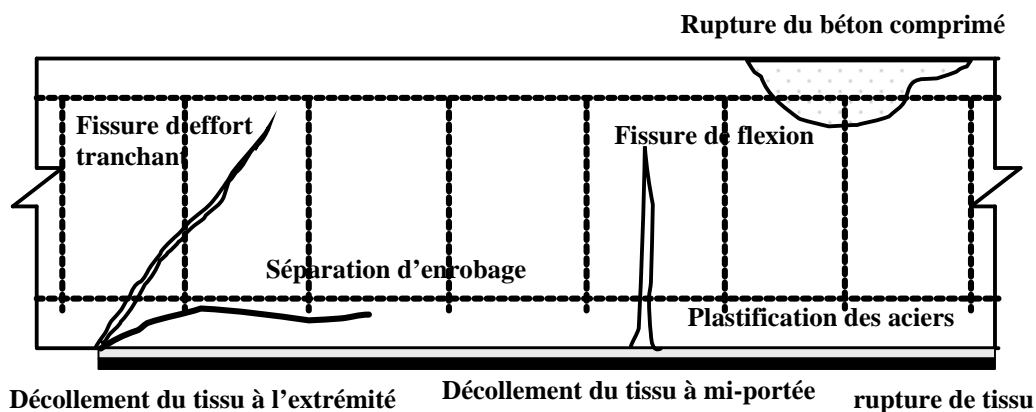


Figure I-5 Modes de rupture des poutres renforcées de matériaux composites

La rupture en flexion des poutres renforcées est provoquée soit par la ruine du béton comprimé, soit par l'importante plastification des armatures tendues, soit par la ruine du tissu de FRP en traction. Le premier cas cité se produit brutalement lorsque les poutres sont fortement armées. Elles sont renforcées soit par trop d'armatures, soit par trop de tissu FRP. En revanche, les deuxième et troisième cas concernent des poutres faiblement ou moyennement armées. Lors du dimensionnement des éléments, c'est la rupture par plastification des armatures qui est visée.

Par ailleurs, les études expérimentales de Arduini (Arduini et Nanni, 1997) indiquent que les comportements statiques des poutres fissurées puis renforcées ne présentent pas de différences notables comparativement avec celui des poutres vierges (sans fissures) renforcées.

La rupture de poutres renforcées due à l'effort tranchant se produit lorsque la résistance à l'effort tranchant des poutres sans renforcement est insuffisante. Les fissures apparaissent d'abord à partir des extrémités du tissu longitudinal et sont inclinées vers le centre des

sections droites de la poutre. Ce phénomène est dû à la concentration de contrainte provenant de la non continuité du tissu.

La rupture due à la rupture de l'enrobage de béton ou délaminage du tissu composite provient de la concentration de contrainte de cisaillement dans la couche de la colle (la couche du béton de l'enrobage). La résistance à la contrainte de cisaillement de la colle est plus élevée que celle du béton, le décollement de tissu se produit donc toujours entre le béton et la colle. Pour cette raison, sur le tissu décollé, il y a toujours des petits morceaux de béton. Dans les paragraphes ci-après, la rupture due à la séparation de l'enrobage ou délaminage du tissu est nommée rupture due au décollement de tissu.

Deux modes de rupture du décollement de tissu ont été observées (Sebastian, 2001) : soit un décollement de tissu débute aux extrémités du tissu, puis se propage vers le centre de la poutre; soit un décollement de tissu se produit localement dans les endroits où le moment fléchissant est le plus important. Ce décollement de tissu se propage éventuellement vers les extrémités de tissu. Le premier mode de rupture provient de la concentration de contraintes à l'extrémité de tissu. La deuxième forme de rupture provient de l'importante déformation du tissu provoquée par la propagation de fissures dues à la combinaison des efforts tranchants et du moment fléchissant.

Le décollement aux extrémités du tissu se produit habituellement lorsque trois conditions sont remplies (Sebastian, 2001): (1) une faible portée de l'effort tranchant, ce qui produit un cisaillement important et un décollement entre le tissu et la poutre, situé proche des appuis; (2) les extrémités du tissu sont éloignées des appuis; (3) l'application de tissu raide empêchant la flèche et produisant une contrainte de cisaillement élevée près des extrémités du tissu. Buyukozturk (Buyukozturk et al.,1998) indique également que le décollement du tissu à partir des extrémités du tissu se produit souvent sur des poutres ayant une faible résistance à l'effort tranchant. En revanche, le décollement à mi-portée se produit sous les conditions suivantes (Sebastian, 2001): (1) une portée importante de l'effort tranchant, un moment de flexion élevé qui se produit proche de la mi-portée; (2) les extrémités du tissu sont très proches des appuis; (3) l'application de tissu mince.

## I-2.2 Mécanismes de décollement aux extrémités du tissu

La rupture prématurée provenant du décollement aux extrémités du tissu a été étudiée par plusieurs auteurs (Shalif et al., 1994, Quantill et al., 1996B, Sebastian, 2001 et Nguyen et al., 2001). Les études expérimentales et théoriques relatives aux poutres renforcées indiquent que la haute concentration de contrainte au niveau des extrémités du tissu est à l'origine du décollement du tissu.

La distribution de la contrainte de traction dans le tissu est celle indiquée sur la Figure I-6. Celle-ci augmente de zéro à une valeur constante, dans le cas d'une sollicitation en flexion 4 points. L'effort de traction dans le tissu est équilibré par une force adhérente fournie par la colle sur une certaine longueur aux extrémités du tissu. Cette distance est la longueur de transfert mesurée à partir de l'extrémité du tissu, appelée longueur d'ancrage par Chajes (Chajes et al., 1996). Sur cette longueur, la contrainte de cisaillement entre la colle et le tissu varie entre un maximum à zéro (cf. Figure I-7). L'effort limite correspondant est l'effort de décollement, qui correspond à la force maximale que des structures renforcées peuvent supporter localement. La charge de décollement est donc déterminée par la résistance de la colle (la contrainte de cisaillement d'interface) et la longueur de transfert ou d'ancrage.

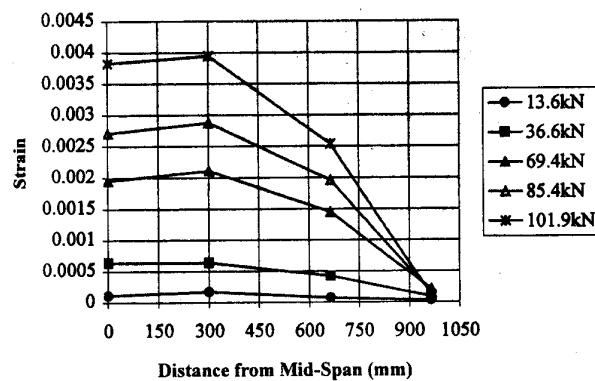


Figure I-6 Distribution de la déformation d'un tissu (d'après Fanning et Kelly, 2001)

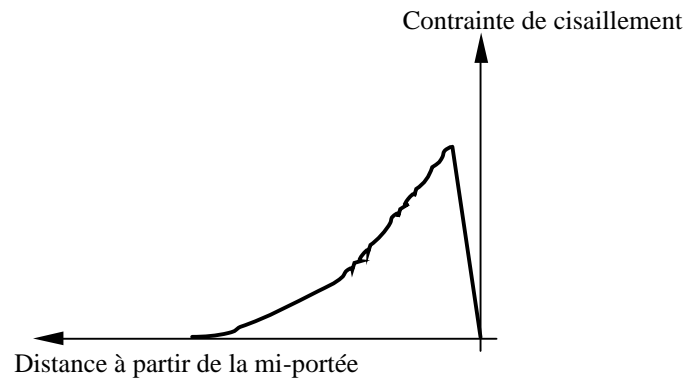


Figure I-7 Distribution de la contrainte de cisaillement d'interface (le béton et le tissu)

Afin d'éviter le décollement aux extrémités du tissu, deux méthodes sont utilisées dans la littérature: soit une limitation de la valeur maximale de contrainte de cisaillement définie par Roberts (Shalif et al., 1994 et Roberts, 1989), soit une limitation de la déformation du tissu à l'extrémité de la longueur de transfert définie par Nguyen (Nguyen et al., 2001). Ces deux méthodes sont présentées dans les paragraphes suivants.

#### - *Méthode de calcul de Roberts*

Pour les poutres renforcées par matériaux composites, le tissu travaille par la transmission des contraintes de cisaillement entre le béton et le tissu par la colle. Afin d'éviter la rupture prématurée due au décollement du tissu, Sharif conseille de limiter la contrainte de cisaillement  $t$  dans la couche de la colle. En utilisant les formules de Roberts et en prenant la limite de  $t = 3,5 MPa$  (provenant d'essais sur la colle utilisée), Sharif a déterminé de la force de décollement P des poutres renforcées de tissu de verre (GFRP). Dans le calcul, on fait l'hypothèse que l'action de composite (full composite action) est parfaite (il n'existe pas de glissement entre le tissu et la poutre). De plus, la structure renforcée se comporte élastiquement.



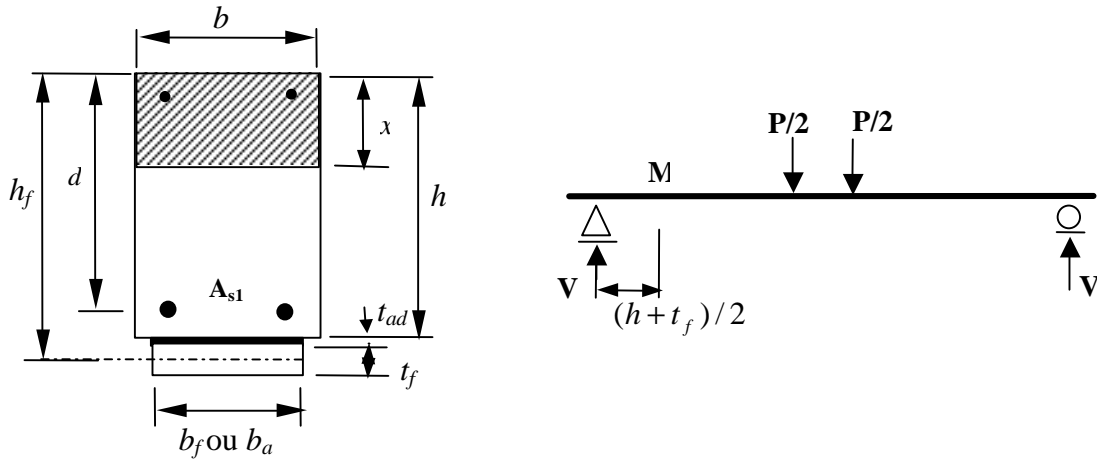


Figure I-8 Dimensions de la section et charges

En utilisant la méthode de Roberts (Roberts, 1989), la contrainte de cisaillement dans la colle  $t$  à une distance de  $(h + t_f)/2$  mesurée à partir de l'appui s'exprime par :

$$t = \left\{ V + \left[ \frac{k_s}{E_f b_f t_f} \right]^{1/2} M \right\} \frac{b_f t_f}{I b_a} (h_f - x) \quad (I-3)$$

avec  $k_s = G_a \frac{b_a}{t_{ad}}$  raideur de la colle en cisaillement

$E_f$  = module d'Young du tissu

$t_f$  = épaisseur du tissu

$h$  = hauteur de la poutre

$b_f$  = largeur du tissu

$b_a$  = largeur de la colle

$x$  = hauteur de l'axe neutre

$$G_a = \frac{E_a}{2(1 + \nu_a)}$$

avec  $G_a$  = module de cisaillement de la colle et  $E_a$  = module d'Young de la colle.

Dans le cas des poutres sous sollicitation de flexion quatre points (Figure I-8), on a :

$$V = \frac{P}{2} \quad \text{et} \quad M = \frac{P}{2} \left( \frac{h + t_f}{2} \right)$$

La charge de décollement du tissu est alors la suivante:

$$P = \frac{2t}{\left[ 1 + \left( \frac{h+t_f}{2} \right) \left( \frac{k_s}{E_f b_f t_f} \right)^{1/2} \right] \frac{b_f t_f}{I b_a} (h_f - x)} \quad (\text{I-4})$$

où  $V$  = effort tranchant

$P$  = force totale appliquée sur la poutre

$M$  = moment fléchissant à une distance de  $(h+t_f)/2$  mesurée à partir de l'appui

$I$  = moment d'inertie

Dans les études expérimentales de Quantrill (Quantill R. J. et al., 1996B), en appliquant les formules de Roberts, les auteurs ont trouvé que la valeur limite de la contrainte de cisaillement à l'origine du décollement aux extrémités du tissu de poutres renforcées de tissu de fibres de verre (GFRP) variait entre 6,97 et 9,62 MPa. En revanche, cette limite calculée par des poutres renforcées de tissu de carbone (CFRP) était environ de 11,5 MPa. Or cette limite est plus importante que celle proposée par Sharif (3,5 MPa). Dans ce cas, les formules de Roberts surestiment la contrainte de cisaillement. De plus, la valeur limite de la contrainte de cisaillement est plus importante dans les poutres renforcées de CFRP (carbone) que celles renforcées de GFRP (verre). Triantafillou (Triantafillou and Plevris, 1992) indique également que le décollement aux extrémités du tissu se produit lorsque la valeur maximale de la contrainte de cisaillement atteint une limite d'environ 8 MPa. Cette valeur dépend de la résistance du béton. Les études de Quantrill (Quantill et al., 1996B) indiquent, par ailleurs, que plus la résistance de béton est élevée, plus la limite de contrainte de cisaillement est élevée. De plus, la valeur des contraintes de cisaillement de poutres renforcées par FRP avec une couche de colle de 1 mm d'épaisseur est plus importante que celles renforcées par FRP avec une couche de colle de 2 mm d'épaisseur.

La méthode de Roberts (Roberts, 1989) a été appliquée aux poutres renforcées par des plats en acier, du fait de la différence de comportements mécaniques entre les aciers et les matériaux composites, son adaptation aux poutres renforcées de matériaux composites n'est pas toujours correcte. En bref, la contrainte maximale de cisaillement provoquant le

décollement aux extrémités du tissu dépend de plusieurs facteurs, comme la résistance du béton, le matériau de renforcement ou l'épaisseur de la colle.

**- Méthode de Nguyen**

Les études de Nguyen (Nguyen et al., 2001) montrent que la distribution des déformations de tissu de carbone peut être distinguée en 3 zones (cf. Figure I-9): la zone sans contrainte (de-stress zone), la zone de développement du collage (bond development zone) et la zone d'action du composite (composite behaviour zone). Entre la zone de développement du collage et celle d'action du composite, un point de transition est défini (transition point, cf. Figure I-10). Dans la zone sans contrainte, la déformation de tissu est quasiment nulle. Dans la zone d'action de composite, quelle que soit la longueur de tissu, avant la rupture du collage, les déformations du tissu de toutes les poutres croissent linéairement de zéro à une valeur comprise entre 0,0017 et 0,0023. Il est donc suggéré de limiter la déformation du tissu au point de transition pour éviter le décollement.

Dans l'hypothèse où la poutre renforcée fonctionne en action de composite parfaite, en négligeant la raideur de flexion du tissu et en utilisant la théorie élastique des poutres, la déformation du tissu au point de transition est calculée par la formule suivante:

$$e_{pe} = \frac{1}{E_c} \frac{M_e}{I} (h_f - x) \tag{I-5}$$

où  $M_e$  = moment fléchissant au point de transition,  $I$  = moment d'inertie de la section fissurée,  $x$  = hauteur de l'axe neutre,  $h_f$  = distance entre le sommet de poutre et le centre de gravité du tissu et  $E_c$  = module d'Young du béton

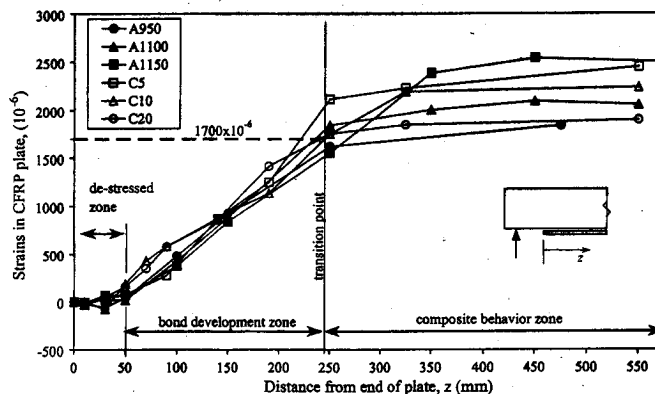


Figure I-9 Distribution des déformations du tissu (d'après Nguyen et al., 2001)

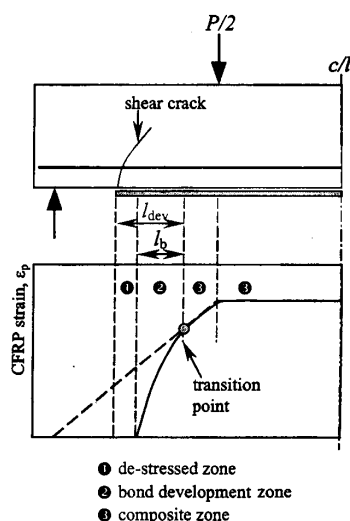


Figure I-10 Modèle de matériau composite de poutre renforcée de CFRP (d'après Nguyen et al., 2001)

La longueur de développement d'ancrage, appelée précédemment longueur de transfert (bond development length) est estimée par la relation suivante :

$$l_{dev} = c_m + \frac{h_f}{2} + \frac{4,61}{I} \quad (I-6)$$

$$\text{avec } I^2 = \frac{1}{E_f t_f} \frac{G_a G_c}{G_c t_{ad} + G_a c_m}$$

où  $c_m$  = épaisseur d'enrobage du béton

$t_f$  = épaisseur du tissu

$t_{ad}$  = épaisseur de la colle

$G_c, G_a$  = module de cisaillement du béton et de la colle respectivement.

La longueur de transfert est indépendante de la charge, de la longueur du tissu et de la longueur de la portée d'effort tranchant.

Par ailleurs, dans les études de Fanning (Fanning et Kelly, 2001), les auteurs ont trouvé que, quelle que soit la longueur de tissu de carbone, le décollement du tissu s'effectue lorsque le gradient de déformation du tissu, défini par la déformation maximale de celui-ci divisée par la longueur de tissu dans la portée d'effort tranchant ( $e_{max} / a_t$ ), atteint une certaine valeur (entre

$4,2 \times 10^{-6}$  et  $5,52 \times 10^{-6}$  par mètre dans cette étude). Dans l'hypothèse de la combinaison des déformations et de l'équilibre des forces dans la section, la charge de décollement du tissu peut être en être déduite.

En bref, le décollement aux extrémités du tissu est contrôlé soit par la valeur limite de contrainte de cisaillement dans la colle (Roberts, 1989 et Schalif et al., 1994), soit par la déformation dans le tissu au point de transition (Nguyen et al., 2001), soit par la valeur du gradient des déformations du tissu (Fanning et Kelly, 2001). Toutes ces valeurs limites visent à éviter le décollement aux extrémités du tissu et sont conditionnées par la charge extérieure. Mais les études des autres auteurs (Triantafillou et Plevris, 1992, Quantill et al., 1996B) nous montrent que la résistance de béton joue aussi un rôle important vis-à-vis du décollement du tissu : il n'y a pas de consensus sur les méthodes de dimensionnement.

### **I-2.3 Facteurs ayant une influence sur le comportement des structures renforcées**

Les poutres en béton armé renforcées par matériaux composites sont constituées de quatre matériaux : le béton, les armatures, la colle et le tissu. Le béton a un comportement différent en traction et en compression. Le comportement des armatures est élasto-plastique. La colle transfère des contraintes de cisaillement entre le béton et le composite. La modification du comportement ou la modification de la quantité de chacun ces quatre matériaux, comme la résistance du béton, le taux de renforcement des armatures tendues, les différents types de tissu, l'épaisseur de la colle ou celle du tissu, va affecter la réponse des structures renforcées. En outre, des paramètres géométriques, comme la proportion de la distance entre la charge et l'appui par rapport à la hauteur de poutre, la longueur de tissu, affectent également le comportement des structures renforcées.

#### **I-2.3.1 Influence du rapport de la distance entre la charge et l'appui par rapport à la hauteur de la section ( $a_v/h$ )**

Le rapport de la distance entre la charge et l'appui à la hauteur de section ( $a_v/h$ , cf. Figure I-11) est un paramètre important vis-à-vis du mode de rupture des poutres renforcées. Une petite valeur de  $a_v/h$  provoque souvent une rupture brutale par effort tranchant.

Pour des poutres en béton armé, un rapport  $a_v/h$  supérieur à 6 conduit normalement à une rupture de flexion, un rapport  $a_v/h$  entre 2,5 et 6 conduit à une rupture par combinaison du moment de flexion et de l'effort tranchant (Hollaway et Leeming, 2001).

Dans le projet de recherche ROBUST relatif aux poutres en béton armé renforcées par matériaux composites (Hollaway et Leeming, 2001), des poutres ayant un rapport variable:  $a_v/h = 3,0, 3,4$  et  $4,0 \sim 7,72$  respectivement, ont été étudiées.

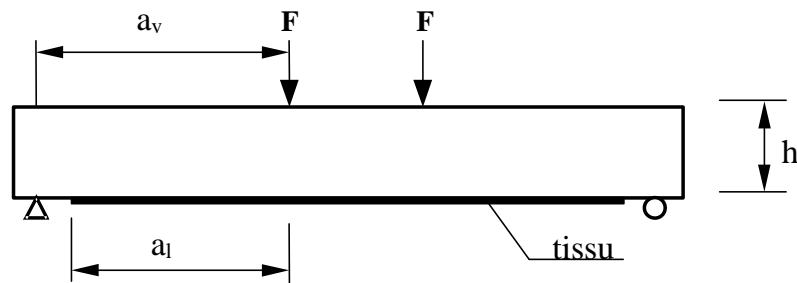


Figure I-11 Définition des paramètres

Les résultats d'essais sont présentés sur la Figure I-12. On constate que plus les valeurs du rapport  $a_v/h$  sont élevées, plus les moments de flexion ultime sont élevés, mais lorsque ce rapport  $a_v/h$  est supérieure à 6, l'influence sur la résistance ultime est quasiment nulle. Aussi, afin d'éviter une rupture prématurée, provenant du décollement du tissu, ancrer le tissu aux extrémités est un moyen très efficace. Mais, pour des poutres ayant un rapport  $a_v/h$  élevé (supérieure à 6), ce type d'ancrage ne modifie que très peu la résistance ultime de la poutre.

Enfin, le mode de rupture des poutres renforcées dépend de la valeur du rapport  $a_v/h$  :

- $a_v/h = 3,0$  un décollement, qui provient de fissures d'effort tranchant, se produit aux extrémités du tissu.
- $a_v/h = 3,4$  rupture par cisaillement à l'interface des poutres et du tissu, due aux fissures d'effort tranchant;
- $a_v/h = 4,0 \sim 7,72$  rupture par cisaillement à l'interface des poutres et du tissu. Cette rupture provient de la combinaison du moment de flexion et de l'effort tranchant.

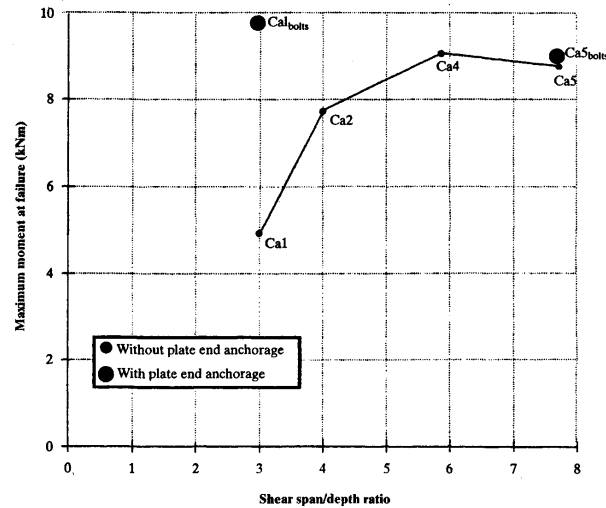


Figure I-12 Moment ultime des poutres renforcées en fonction de la valeur  $a_v/h$  (d'après Hollaway et Leeming, 2001)

Dans le cas de nos poutres courtes ( $a_v/h = 1,5$ ), sans ancrages aux extrémités et sans renforcement latéral, le mode de rupture probable sera un décollement du tissu induit par des fissures d'effort tranchant.

### I-2.3.2 Influence du taux de renforcement des armatures tendues

Pour les poutres en béton armé renforcées par matériaux composites, le mode de rupture et le gain de résistance ultime apportée par le composite sont conditionnés par le taux de renforcement des armatures tendues.

Nguyen (Nguyen et al., 2001) a étudié des poutres  $120 \times 150 \times 1500 \text{ cm}^3$  dont les taux de renforcement sont respectivement égaux à 0,39% et 4,36%. La rupture de la poutre faiblement armée renforcée (CFRP) est déterminée par une fissure d'effort tranchant près de l'extrémité du tissu. En revanche, la rupture de la poutre fortement armée provient de la rupture d'enrobage vers la mi-portée de poutre.

Rahimi (Rahimi et Hutchinson, 2001) a effectué une étude similaire sur des poutres  $200 \times 150 \times 2300 \text{ cm}^3$  renforcées par CFRP, dont le taux de renforcement des armatures est  $\rho = 0,65\%$  et  $1,68\%$  (Figure I-13). On constate que l'augmentation de la résistance ultime des poutres où  $\rho = 1,68\%$  (poutre type C, suffisamment armée à l'effort tranchant), est beaucoup plus limitée comparativement à celles où  $\rho = 0,65\%$  (poutre type A, faiblement armée à

l'effort tranchant; poutre type B, suffisamment armée à l'effort tranchant). Les ruptures des poutres de type C proviennent de la ruine du béton comprimé associé au décollement du tissu.

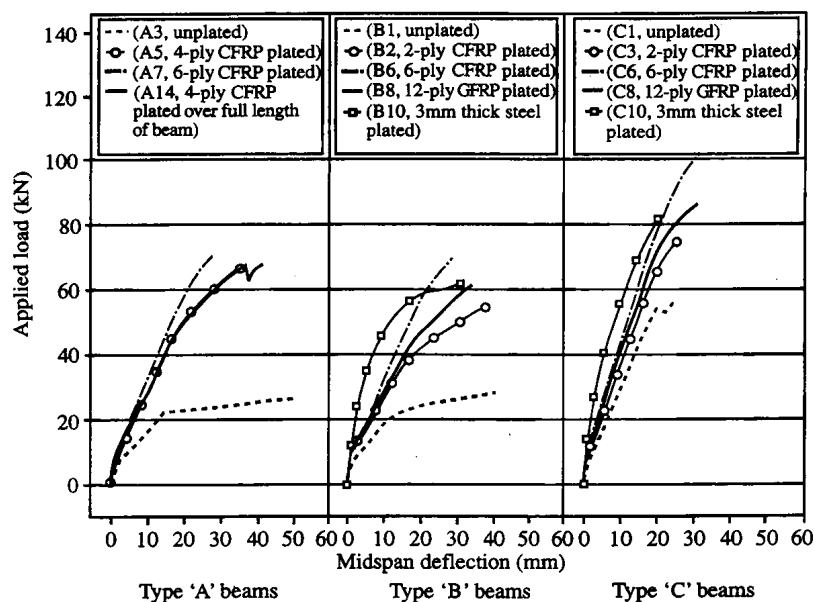


Figure I-13 Influence du taux de renforcement des armatures tendues (d'après Rahimi et Hutchinson, 2001)

Ainsi, dans le cas d'une poutre renforcée fortement armée en partie tendue et suffisamment armée à l'effort tranchant, la rupture est provient de la ruine du béton comprimé et la résistance des armatures est loin d'être atteinte. C'est une rupture brutale et prématurée.

Pour des poutres faiblement ou moyennement armées, le renforcement par composite est efficace en terme de résistance ultime, d'où leur domaine d'application.

Néanmoins, dans le cas d'une poutre sans armature tendue et renforcée d'un tissu de verre (GFRP), la charge ultime mesurée est très inférieure à la valeur de calcul (Saadatmanesh et Ehsani, 1991) : la rupture prématurée de cette poutre provient de fissures très ouvertes dues au moment fléchissant, le tissu dans les zones fissurées se décolle : une quantité minimale d'armatures est ainsi nécessaire afin de limiter la largeur des fissures de flexion, et donc, d'éviter la rupture prématurée due au décollement du tissu.



### I-2.3.3 Influence de la longueur du tissu

La distribution de contrainte en traction dans le FRP sur la longueur du tissu est schématisée sur la Figure I-6. Elle augmente de zéro aux extrémités du tissu jusqu'à une valeur constante au milieu de la poutre. Dans certains cas, la différence de longueur de tissu provoque des modes de ruptures différents. Afin d'étudier l'influence de la longueur de tissu, Fanning (Fanning et Kelly, 2001) a réalisé des essais en flexion quatre points sur des poutres renforcées du tissu de CFRP en utilisant différentes longueurs de tissu et en faisant varier le rapport de la longueur du tissu par rapport à la distance entre la charge et l'appui ( $a_l/a_v$ , cf. Figure I-11). Les poutres avec  $a_l/a_v = 1$  (extrémités du tissu au niveau des appuis) se sont rompues du fait des fissures d'effort tranchant, situés au niveau du point de chargement, qui provoquent une rupture d'enrobage. En revanche, la rupture des poutres renforcées ayant une valeur de  $a_l/a_v$  plus petite (0,5, 0,58, 0,65) provient d'une rupture d'enrobage près des extrémités du tissu.

L'influence de la longueur de tissu sur la résistance ultime a été également étudiée par Nguyen (Nguyen et al., 2001) et Quantrill (Quantrill et al., 1996) sur des poutres ayant une valeur  $a_l/a_v$  relativement petite (environ 3). Pour les poutres renforcées avec un tissu où  $a_l/a_v > 1$ , les appuis fonctionnent comme des ancrages d'extrémités du tissu, qui empêchent le décollement, et augmentent considérablement la résistance ultime des éléments.

Les études réalisées sur des poutres réelles de 18 mètres de longueur dans le projet ROBUST (Hollaway et Leeming, 2001) montrent que, quelle que soit la longueur de tissu, la rupture des poutres renforcées provient du décollement local de tissu.

Les résultats expérimentaux des études précédentes sur les poutres renforcées de tissu de carbone sont synthétisés dans le Tableau I-3. Dans ce tableau, on constate que :

- pour  $a_v/h < 3$  (poutres courtes), la longueur du renforcement inférieur ( $a_l/a_v < 1$ ) n'a que peu d'influence sur la valeur de résistance ultime ;
- pour  $a_v/h = 4,58$ , la longueur du tissu influe sur la résistance de la poutre renforcée ;
- pour  $a_v/h = 10,6$  (poutres longues), la longueur du renforcement ( $a_l/a_v < 1$ ) influe peu sur la valeur de résistance ultime ;
- les ancrages du tissu ( $a_l/a_v > 1$ ) conduisent dans tous les cas aux charges de ruptures les plus élevées.

Etude	portée de la poutre (cm)	Acier tendus	$a_v/h$	$a_t/a_v$	Charge ultime (kN)	Modes de rupture
Fanning et al., 2001	280	3R12 $\rho=1,04\%$	4,58	1	115	Rupture d'enrobage et décollement du tissu
				0,65	102	tissu et l'enrobage séparés à l'extrémité de tissu
				0,58	81	
				0,5	72	
Nguyen et al., 2001	133	3R10 $\rho=1,64\%$	2,93	>1	118	ruine du béton comprimé
				0,8	58,9	tissu et l'enrobage séparés aux extrémités du tissu
				0,74	57,3	
				0,57	56,2	
Quantrill et al., 1996	90	3R6 $\rho=1,2\%$	3	0,93	40,8	tissu et l'enrobage séparés à l'extrémité de tissu
				>1	63,5	ruine du béton comprimé
Hollaway et Lemming (2001)	1800	précontraint	10,6	0,85	72	décollement local du tissu
				0,63	77	
				0,2	60	

Tableau I-3 Influence de la longueur du renforcement sur la résistance ultime et le mode de rupture ( $\rho$ : taux de renforcement des armatures tendues)

#### I-2.3.4 Influence de la quantité de tissu

La résistance ultime de poutres renforcées augmente avec la quantité de renforcement composite, mais pas de manière linéaire, du fait des différents modes de ruptures potentielles évoqués précédemment.

L'influence de la quantité de tissu longitudinal, sur la résistance ultime de poutres renforcées a été étudiée par plusieurs auteurs. Grace (Grace, 2001) a employé différentes quantités de tissu de carbone en renforçant les zones de moment négatif de poutres faiblement ou fortement armées à l'effort tranchant (taux de renforcement à l'effort tranchant égal à 0,13% et 0,38%).

Dans les études de Rahimi (Rahimi et Hutchinson, 2001), le tissu de carbone de différentes épaisseurs a été appliqué au renforcement de poutres faiblement ou normalement armées à l'effort tranchant (taux de renforcement à l'effort tranchant égal à 0,19% et 0,38%). Les résultats de ces études sont synthétisés dans le Tableau I-4.

auteur	section de tissu (mm <sup>2</sup> )	$\rho$	charge ultime (kN)	Modes de rupture
poutres faiblement armées à l'effort tranchant (cadres : 0,13~0,19%)				
Grace (2001)	60	1,4%	163	décollement du tissu dû aux fissures d'effort tranchant
	120	1,4%	156	
Rahimi (2001)	120	0,65%	63	séparation d'enrobage et décollement de tissu provenant de l'effort tranchant
	180	0,65%	65	
poutres fortement armées à l'effort tranchant (cadres : 0,38%)				
Grace (2001)	120	1,4%	163	décollement du tissu dû à la combinaison de l'effort tranchant et du moment fléchissant
	180	1,4%	178	
Rahimi (2001)	60	0,65%	54	séparation d'enrobage et décollement du tissu
	180	0,65%	70	
	60	1,68%	76	ruine du béton comprimé et décollement du tissu
	180	1,68%	102	

Tableau I-4 Influence de la quantité de tissu sur la résistance ultime

Dans ce tableau, on constate que l'augmentation de la section droite du tissu n'améliore pas la résistance ultime des poutres faiblement armées à l'effort tranchant, quel que soit le taux de renforcement longitudinal d'armatures. Les ruptures observées sont principalement provoquées par les fissures d'efforts tranchants, le tissu longitudinal n'améliore quasiment pas la résistance à l'effort tranchant.

En revanche, l'augmentation de la section droite du tissu améliore efficacement la résistance ultime des poutres fortement armées à l'effort tranchant quel que soit le taux de renforcement des armatures tendues. La rupture provient soit du décollement du tissu, soit d'une fissure locale très ouverte due à la combinaison de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

Les études paramétriques d'Arduini (Arduini et Nanni, 1997) indiquent par ailleurs que l'amélioration de la capacité des poutres renforcées au moment fléchissant ne peut pas se faire en augmentant l'épaisseur du tissu, dès que la rupture provient du décollement du tissu ou de la rupture locale de l'enrobage du béton.

### I-2.3.5 Influence de l'ancrage

Le décollement aux extrémités du tissu et celui à la proximité de la mi-portée sont les raisons principales qui provoquent la rupture prématurée des poutres renforcées par matériaux composites. Ancrer le tissu aux extrémités ou aux voisinages de la mi-portée peut éviter cette rupture prématurée. L'ancrage améliore la résistance ultime, et augmente la ductilité des poutres renforcées. Il peut être réalisé de plusieurs façons: par des verrous, des plats ou des pinces en acier, par des mèches de carbone, par un collage du tissu ceinturant la section ou en forme de "U", ou bien encore par ancrage réalisé par un tissu longitudinal plus long que la portée (ancrage d'appuis).

Les résultats expérimentaux concernant des poutres de 1 mètre de long renforcées et ancrées aux extrémités dont la valeur  $a_v/h$  est égale à 3 (Hollaway et Leeming, 2001, Quantrill et al., 1996) indiquent que l'ancrage des verrous ou des appuis est efficace (tableau I-5). Mais l'utilisation des verrous nécessite des trous dans le tissu, ce qui provoque des concentrations de contrainte et diminue donc localement la résistance du tissu. De plus, ces verrous métalliques peuvent être soumis à des sollicitations de fatigue.

L'ancrage du tissu par des plats en acier aux extrémités et à mi-portée a été étudié par Spadea (Spadea et al., 1998) sur des poutres renforcées de 5 mètres de longueur et avec  $a_v/h = 6$ . L'utilisation de cette technique n'améliore pas la charge de plastification des armatures longitudinales, mais améliore la charge ultime et la ductilité structurale de l'élément.

Des poutres précontraintes de 18 mètres de longueur renforcées de tissu de CFRP ont été étudiées dans le projet ROBUST (Hollaway et Leeming, 2001). La longueur du tissu de carbone est de 6 mètres ( $a_l/a_v = 0,2$ ), et des verrous métalliques ont été employés: la charge ultime et la ductilité structurale sont améliorées.

Les résultats de ces études précédentes sont synthétisés dans Tableau I-5. Quelle que soit la valeur  $a_v/h$ , l'augmentation de la charge ultime avec ancrage par rapport à celle sans ancrage est d'environ 30%. C'est l'ancrage d'appuis qui le plus efficace (+56%), mais difficilement réalisable pour des éléments réels de structures.

Etudes	$a_v/h$	Charge ultime (kN)	Amélioration	Ancrage	Modes de rupture
Quantrill et al., 1996	3	41	1	non	Séparation du tissu et de l'enrobage
		64	1,56	<i>appuis</i>	<i>Ruine du béton comprimé</i>
		52	1,28	GFRP en forme U	Séparation du tissu et de l'enrobage
		51	1,25	Epingle en acier	Rupture d'enrobage
Spadea et al., 1998	6	74,8	1	non	décollement brutal du tissu
		98,8	1,32	Plat en acier en forme U	décollement de l'ancrage
		98,3	1,31		glissement du tissu
Hollaway et Leeming, 2001	10,6	60	1	non	décollement local du tissu
		75	1,25	Verrous en acier	

Tableau I-5 Influence du type d'ancrage sur la résistance ultime des poutres renforcées

## Conclusions

Le collage de tissu de matériaux composites sur les surfaces tendues ou les surfaces latérales est un moyen très efficace pour renforcer ou réparer des structures en béton armé. La présence de tissu de matériaux composites sur les surfaces tendues améliore considérablement la résistance ultime et la raideur structurale de poutres renforcées en diminuant la propagation de fissures, particulièrement en cas d'une poutre faiblement ou moyennement armée en partie tendue. Cette efficacité est conditionnée par plusieurs facteurs, comme le taux de renforcement des armatures tendues, la résistance à l'effort tranchant de poutre sans renforcement, les paramètres géométriques de la poutre, la résistance de béton etc. Pour une poutre faiblement armée à l'effort tranchant (taux de renforcement  $< 0,2\%$ ), l'augmentation de la quantité de tissu longitudinal n'améliore que faiblement la résistance ultime. Par ailleurs, dans le cas de poutre avec  $a_v/h$  plus petite que 3 ou plus importante que 10, l'augmentation de la longueur de tissu ne produit que peu d'amélioration.

Le décollement du tissu aux extrémités du renforcement ou celui proche de la mi-portée de la poutre est la raison principale provoquant la rupture prématurée des poutres renforcées. Le décollement de tissu est dû à la concentration de contrainte de cisaillement ou à une fissure très ouverte due au moment fléchissant. Ancrer le tissu aux extrémités ou à mi-portée est un

moyen efficace pour éviter ce type de rupture prématurée, avec un gain d'environ 30% sur la charge ultime.

### **I-3 METHODE DE CALCULS DE TYPE REGLEMENTAIRES**

Les calculs réglementaires des éléments de structures en béton armé renforcées par matériaux composites, qui visent à se prémunir des ruptures présentées précédemment, s'appuient sur les hypothèses conventionnelles du calcul du béton armé :

- les sections droites restent droites après déformation;
- la résistance à la traction du béton est négligée;
- non glissement des aciers et du matériau composite par rapport au béton.

Ils s'effectuent aux Etats Limites de Service (ELS) et aux Etats Limites Ultimes (ELU).

Dans les paragraphes ci-dessous, sont présentées les méthodes de calcul de type réglementaire concernant les poutres sous sollicitation de flexion aux ELS et ELU, et d'effort tranchant (ELU). Dans la suite de notre étude (chapitre III), une comparaison entre nos résultats expérimentaux et ces méthodes sera effectuée.

#### **I-3.1 Méthodes de calcul concernant la sollicitation de flexion**

##### **I-3.1.1 Méthodes de calcul aux ELS**

Dans ce paragraphe, les méthodes de calcul de la Fédération Internationale de Béton (FIB bulletin 14, 2001) et celle de l'Association Française de Génie Civil (AFGC, 2003) sont rapidement présentées. Par hypothèse, la section droite est fissurée et le béton tendu n'est pas pris en compte. Les valeurs de contraintes du béton comprimé, des armatures tendues et du tissu longitudinal, la flèche et l'ouverture de fissure sont également à vérifier.

##### ***- Formules de calcul***

Les contraintes dans une section droite de poutre renforcée sont calculées en appliquant la théorie élastique linéaire. Sous une sollicitation de flexion  $M$ , les calculs sont effectués en section fissurée comme suit (cf. Figure I-14).

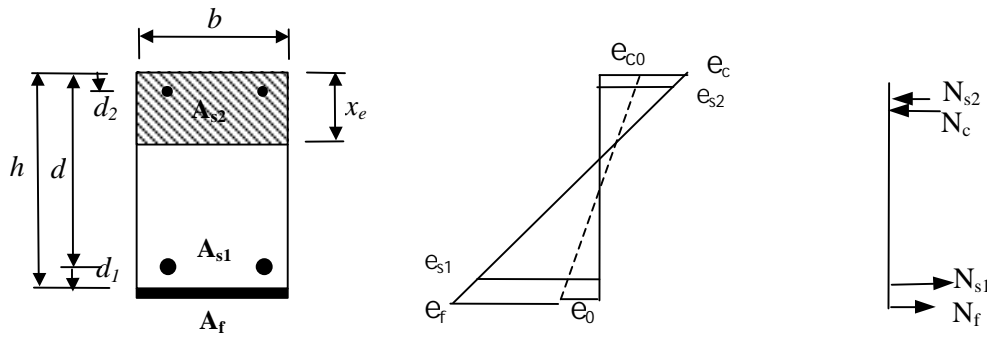


Figure I-14 Analyse élastique linéaire d'une section fissurée et renforcée

? La contrainte des fibres de béton le plus comprimé est :

$$s_b = \frac{Mx_e}{I} \quad (I-7)$$

? La contrainte dans les armatures tendues est :

$$s_s = n_s M \frac{(x_e - d)}{I} \quad (I-8)$$

? La contrainte dans le renfort composite est :

$$s_f = n_f M \frac{(x_e - h)}{I} \quad (I-9)$$

Le coefficient d'équivalence entre acier et béton  $n_s$  est pris égale à 15 dans la méthode de l'AFGC (AFGC, 2003). Dans la méthode de la FIB (FIB bulletin 14, 2001)  $n_s = E_s / E_b$ . Le coefficient d'équivalence entre composite et béton  $n_f = E_f / E_b$  pour la FIB et  $n_f = (E_f / E_b) \times 1,5$  pour l'AFGC. Ici,  $E_f$ ,  $E_s$  et  $E_b$  sont respectivement les modules d'Young du composite, de l'acier et du béton.

La hauteur de l'axe neutre  $x_e$  dans le cas d'une section rectangulaire renforcée est calculée par la formule (I-10) dans la méthode AFGC.

$$b \frac{x_e^2}{2} + (n_s A_s + n_s A_s' + n_f A_f) x - n_s A_s d - n_s A_s' d' - n_f A_f h = 0 \quad (I-10)$$

Dans la méthode FIB, la hauteur de l'axe neutre  $x_e$ , dans le cas d'une section rectangulaire renforcée, est calculée par la formule suivante:

$$b \frac{x_e^2}{2} + (n_s A_s + (n_s - 1) A_s' + n_f A_f) x - n_s A_s d - (n_s - 1) A_s' d' - n_f A_f (h - \frac{e_0}{e_c} x) = 0 \quad (I-11)$$

où  $e_0$  = déformation initiale dans le tissu (valeur virtuelle)

$e_c$  = déformation actuelle des fibres extrémités du béton comprimé

Le moment d'inertie de la section renforcée est la suivante:

$$I = \frac{bx^3}{3} + n_s A_s (d-x)^2 + n_s A_s' (d'-x)^2 + n_f A_f (h-x)^2 \quad (\text{I-12})$$

Dans la méthode de la FIB, le coefficient d'équivalence  $n_s$  pour les aciers comprimée est remplacé par  $(n_s-1)$ . Ceci signifie la section du béton occupée par les armatures comprimées est enlevée. Mais cela influe peu sur les résultats de calcul du fait de l'importante surface de béton par rapport à celle d'aciers. De plus, en tenant compte de la déformation virtuelle du tissu avant renforcement, la hauteur  $h$  est remplacée par  $(h - \frac{e_0}{e_c} x)$  dans la méthode FIB.

Dans le cas où la déformation  $e_0$  est très petite par rapport à  $e_c$ , les hauteurs de l'axe neutre  $x_e$  calculées par la méthode FIB et par celle AFGC sont quasiment identiques.

#### - Limites en contraintes

Les contraintes limites de la méthode FIB sont indiquées ci-dessous.

? Pour le béton comprimé et les armatures longitudinales, les contraintes limites de l'Eurocode 2 sont utilisées:

$$s_c \leq 0,60 f_{ck} \quad \text{dans le cas de la combinaison rare}$$

$$s_c \leq 0,45 f_{ck} \quad \text{dans le cas de la combinaison de charge quasi-permanente}$$

où  $f_{ck}$  = résistance caractéristique à la compression de béton

$$s_s = E_s e_c \frac{d-x_e}{x_e} \leq 0,80 f_{yk} \quad \text{dans le cas de la combinaison rare}$$

où  $f_{yk}$  = limite d'élasticité et  $E_s$  = module d'Young de l'acier d'armature

$x_e$  = hauteur de l'axe neutre

? Pour le tissu, dans le cas de la combinaison de charge quasi-permanente

$$s_f = E_f (e_c \frac{h-x_e}{x_e} - e_0) \leq h f_{fk}$$

où  $h$  = coefficient de réduction qui dépend du type de tissu. ( $h = 0,8$  les tissus CFRP),

$f_{fk}$  = résistance caractéristique du tissu et  $E_f$  = module d'Young du tissu.



Dans les recommandations de l'AFGC, les valeurs limites des contraintes du béton comprimé et celle des armatures proposées par la BAEL91 (BAEL 91, 1992) sont appliquées.

? Pour le béton comprimé:

$$s_c \leq 0,60 f_{cj} \quad (\text{Article A.4.5.2 du BAEL91})$$

avec  $f_{cj}$  = résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

? Pour l'acier d'armature, la contrainte limite dépend des conditions de fissuration (A.4.5.3 du BAEL91)

? Pour le tissu, la contrainte limite de traction est la suivante:

$$s_f = \text{Min}\{s_{f,d} \text{ à l'ELS}; 450 \text{ MPa}\}$$

avec  $s_{f,d} = a_f \frac{f_{fk}}{g_f}$  (contrainte en traction du composite pour calcul à l'ELS)

où  $a_f = 0,65$  et  $g_f = 2$  dans le cas des stratifiés in situ carbone – époxy.

De plus, il y a une condition complémentaire, pour assurer la stabilité de la structure réparée, quelle que soit la technique de réparation retenue et quels que soient les matériaux composites utilisés, le moment ultime de la poutre conduisant à la plastification des aciers, sans prendre en compte des efforts repris par le composite, devra être inférieur aux moment induits par les charges extérieures pondérées suivant la combinaison de type accidentelle.

Par ailleurs, il faut noter que, dans la méthode de calcul AFGC aux ELS, le moment fléchissant appliqué à une section donnée se décompose en un moment avant renforcement et en un autre moment après renforcement.

### ***- Comparaison des contraintes limites***

Les contraintes limites imposées par les deux méthodes sont représentées dans le Tableau I-6. La contrainte limite du composite de la méthode FIB est plus élevée que la valeur imposée par l'AFGC : la méthode FIB n'intègre pas des dégradations éventuelles de caractéristiques mécaniques du composite (vieillissement, fluage, etc...), ce qui est le cas de l'AFGC.

Matériaux	FIB	AFGC
Béton	$s_c \leq 0,60 f_{ck}$ (combinaison rare) $s_c \leq 0,45 f_{ck}$ (quasi-permanente)	$s_c \leq 0,60 f_{cj}$
Acier	$s_s \leq 0,80 f_{yk}$ (combinaison rare)	$\text{Min} \{ 2/3 f_{yk}, 110 \sqrt{h f_{ij}} \}$ (préjudiciable) $\text{Min} \{ 0,5 f_{yk}, 90 \sqrt{h f_{ij}} \}$ (très préjudiciable)
CFRP	$s_f \leq 0,8 f_{fk}$ (quasi-permanente)	$s_f = \text{Min} \{ s_{f,d} \text{ à l'ELS; } 450 \text{ MPa} \}$

Tableau I-6 Comparaison des contraintes limites des différentes méthode de calcul à l'ELS

De plus, le taux de travail réel des composites en place n'atteindra pas, en service, des valeurs aussi élevées que  $0,8 f_{fk}$ .

### I-3.1.2 Méthodes de calcul à l'ELU

Dans les paragraphes ci-après, les méthodes de calcul à l'ELU de la FIB (FIB bulletin 14, 2001) et de l'AFGC (AFGC, 2003) seront présentées.

#### - *Modèle de calcul à l'ELU de la FIB*

La ruine idéale des poutres renforcées provient de la plastification parfaite des armatures tendues associée à la rupture du béton comprimé, le tissu étant encore intact. Autrement dit, la poutre renforcée fonctionne en action composite parfaite. Mais la rupture prématurée due à la perte d'action composite, comme le décollement de tissu ou la séparation d'enrobage du béton, se produit assez fréquemment. La méthode de calcul FIB distingue ces deux cas.

#### ? **Action composite parfaite**

L'hypothèse de compatibilité des déformations dans une section étant retenue pour ce calcul, l'influence de la charge initiale sur la poutre non renforcée doit donc être prise en compte. La position de l'axe neutre, les valeurs de déformations dans le béton comprimé  $\epsilon_{c0}$  et en fibre tendue  $\epsilon_0$  dans une poutre fissurées et non renforcée sont déterminés par une approche ELS (cf. § I-4.1.1)

La déformation initiale  $e_0$  du composite s'écrit, avec  $h$  la hauteur de la poutre renforcée et  $x_0$  la hauteur de la zone comprimée :

$$e_0 = e_{c0} \frac{h - x_0}{x_0} \quad (I-13)$$

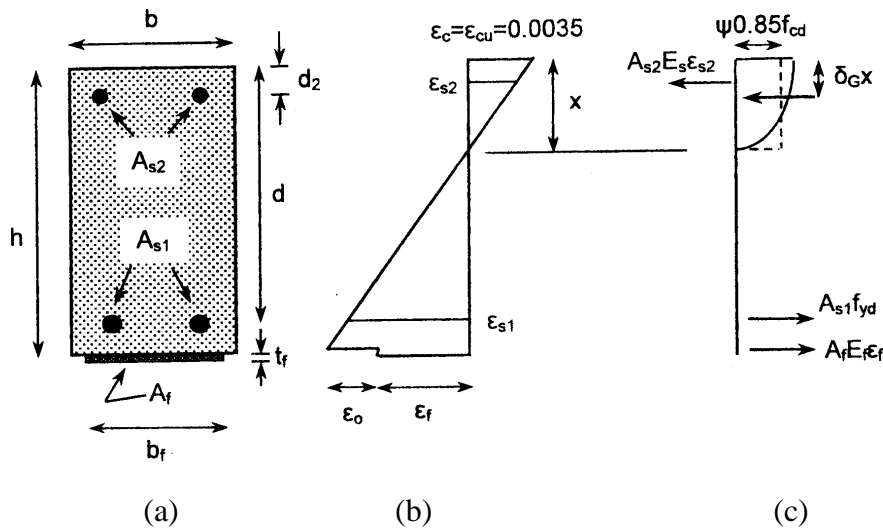


Figure I-15 Analyse de la section en flexion à l'ELU: (a) géométrie, (b) distribution des déformations et (c) distribution des contraintes (d'après FIB bulletin 14, 2001)

Pour calculer la résistance d'une poutre renforcée en action composite parfaite, il faut déterminer la position de l'axe neutre  $x$  en utilisant la condition d'équilibre des forces dans la section (cf. Figure I-15):

$$0,85\gamma f_{cd}bx + A_{s2}E_s e_{s2} = A_{s1}f_{yd} + A_f E_f e_f \quad (I-14)$$

avec  $\gamma = 0,8$  (hypothèse conventionnelle du béton armé) et les conditions suivantes:

$$e_{s2} = e_{cu} \frac{x - d_2}{x} \quad (\text{déformation des armatures comprimées}) \quad (I-15)$$

$$e_f = e_{cu} \frac{(h - x)}{x} - e_0 \quad (\text{déformation du composite}) \quad (I-16)$$

et  $E_s e_{s2} \leq f_{yd}$ , avec  $f_{yd}$  = limite d'élasticité de calcul des armatures

la capacité d'une poutre renforcée au moment fléchissant est alors la suivante:

$$M_{Rd} = A_{s1}f_{yd}(d - d_Gx) + A_f E_f e_f (h - d_Gx) + A_{s2}E_s e_{s2}(d_Gx - d_2) \quad (I-17)$$

$$d_G = 0,4$$

La déformation des armatures tendues et celle du composite doivent vérifier les conditions suivantes (cf. formule I-18):

- 1) les armatures tendues sont plastifiées,
- 2) la déformation du composite ne doit pas dépasser la valeur limite  $e_{fud}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{s1} = e_{cu} \frac{d-x}{x} \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \\ s_f = e_{cu} \frac{d-x}{x} - e_0 \leq e_{fud} \end{array} \right. \quad (I-18)$$

### ? Perte d'action composite

Pour une poutre renforcée, la perte d'action composite provient du décollement du composite dû aux fissures de flexion, du décollement aux extrémités du composite, du décollement dû à un défaut de planéité de la surface du béton et des fissures d'effort. Les méthodes de calcul qui tiennent comptes de ces ruptures potentielles sont présentés dans le bulletin FIB (cf. FIB bulletin 14, 2001).

#### - *Modèle de calcul à l'ELU des recommandations de l'AFGC*

Comme pour la méthode FIB, les hypothèses d'action composite parfaite et de compatibilité des déformations dans une section droite sont également posées dans la méthode AFGC.

L'allongement unitaire des armatures tendues est de 1%, la limite du raccourcissement unitaire du béton de 0,35% et l'allongement unitaire de calcul du composite égale à

$$e_{fud} = \text{Min}(f_{fd} / E_f ; 0,85\%) \text{ avec } f_{fd} = \frac{\mathbf{a}_f \cdot f_{fu}}{\mathbf{g}_{fu}}, \text{ dans le cas des stratifiés in situ carbone -}$$

époxy et  $\mathbf{g}_{fu} = 1,6$ .

En plus des deux pivots A et B du BAEL91, la notion de pivot D, qui correspond à l'atteinte de l'allongement ultime de calcul du composite  $e_{fud}$ , est introduit dans ce calcul pour les poutres renforcées (cf. Figure I-16). Ici,  $e_{s0}$  est la déformation des armatures au moment du renforcement. Il y a donc 3 cas de calcul introduits ci- dessous:

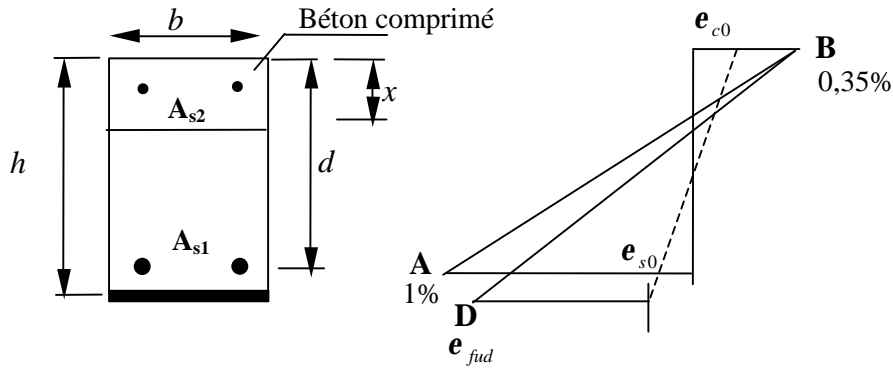


Figure I-16 Diagramme des pivots (A, B et D) (d'après AFGC, 2003)

? Le premier cas concerne la droite AB. En prenant  $\frac{h-x}{d-x} = 1,1$ , la condition à remplir est la suivante :

$$1,1(1\% - e_{s0}) < e_{fud} \quad (I-19)$$

L'expression du moment fléchissant résistant correspondant au diagramme de déformations AB est la suivante:

$$M_{cu} = 0,8xbf_{cu} (d - 0,4x) \quad (I-20)$$

avec les notations de la figure I-17 et  $f_{cu} = \frac{0,85f_{cj}}{qg_c}$  la résistance de calcul du béton à la compression, fonction de la résistance caractéristique  $f_{cj}$ , et avec  $g_c = 1,5$  pour les combinaisons fondamentales et  $q$  un coefficient en fonction de la durée d'application des charges.

Dans ce cas, le moment maximal repris par les armatures tendues supposées plastifiées et celui repris par le composite sont les suivants :

$$M_s = Af_{yd}Z_a \quad (\text{armature}) \quad (I-21)$$

$$M_f = A_f E_f e_{fd} Z_f \quad (\text{composite}) \quad (I-22)$$

avec  $Z_a = d - 0,4x \approx 0,9d$ ,  $Z_f = h - 0,4x \approx d$ ,

$$e_{fd} = \min\{1,10 \times (1\% - e_{s0}); e_{fud}\} \text{ et } f_{yd} = \text{limite d'élasticité de l'armature.}$$

le moment ultime de la poutre renforcée est alors :

$$M_u = \text{Min}\{M_{cu}; M_s + M_f\}$$

? Le deuxième cas concerne la droite BD, les armatures sont plastifiées, la déformation des armatures tendues  $e_{se}$  doit vérifier, avec  $e_{se}$  la déformation élastique limite de l'acier d'armature et le coefficient de sécurité  $g_s = 1,15$  :

$$e_{se} = \frac{f_{yk} / g_s}{E_s} = 0,217\% < e_{fu,d} < 1,10 \times (1\% - e_{s0}) \quad (I-23)$$

Le moment ultime de la poutre renforcée est  $M_u = \text{Min}\{M_{cu}; M_s + M_f\}$ .

? Le troisième cas concerne la droite BD, mais les armatures passives ne sont pas plastifiées :

$$s_s = e_{s0} + 0,91e_{fud} < e_{se} = \frac{f_{yk} / g_s}{E_s} \quad (I-24)$$

avec  $s_s$  = déformation élastique des armatures tendues

$$\text{le moment repris par les aciers tendus est cette fois } M_s = AE_s e_s Z_a \quad (I-25)$$

### - Conclusion

La différence essentielle entre les méthodes FIB et AFGC réside dans les limites en déformations des matériaux ; comme l'indique le tableau I-7.

Matériaux	FIB	AFGC
Béton	$e_c \leq 0,35\%$	$e_c \leq 0,35\%$
Acier	$e_{s1} \geq \frac{f_{yd}}{E_s}$	$e_{s1} \leq 1\%$
CFRP	$s_f \leq e_{fud}$	$e_f \leq e_{fud} = \text{Min}(f_{fd} / E_f ; 0,85\%)$

Tableau I-7 Comparaison des déformations limites AFGC et FIB

Un seul cas idéal de rupture est pris en compte par la FIB : plastification des armatures tendues associée à la rupture du béton comprimé, le tissu étant encore intact, avec prise en compte des armatures comprimées. L'AFGC impose, comme dans le cas du BAEL, une déformation limite à l'armature, qui de plus peut ne pas être plastifiées.

### **I-3.2 Méthodes de calcul réglementaire de résistance à l'effort tranchant des poutres renforcées**

#### **I-3.2.1 Mécanismes de rupture sous chargement d'effort tranchant**

Pour des structures renforcées par matériaux composites sous chargement de flexion, le renforcement vis-à-vis des efforts tranchants est souvent nécessaire. Comme on a pu le constater précédemment, les poutres renforcées uniquement en surface tendue présentent des risques de dégradation (cf.§I-3.1). Afin d'optimiser l'utilisation du composite en renforcement, il est indispensable de renforcer les structures aux efforts tranchants en collant latéralement des bandes de composite par exemple.

Plusieurs méthodes de renforcement à l'effort tranchant peuvent être employées: des bandes de tissu en forme de "U", des bandes du tissu entourant des poutres sur toutes leurs périphéries et des bandes du tissu collées verticalement ou inclinées sur les surfaces latérales. L'usage de tissus latéraux empêche l'évolution des fissures d'effort tranchant. De plus, ils fonctionnent comme un ancrage pour les tissus situés en surfaces tendues. Le composite contribue donc à la résistance aux efforts tranchants.

Dans le cas de renforcement par des bandes sur toute la périphérie des poutres, la rupture des bandes composites à proximité des fissures d'effort tranchant peut être obtenue lorsque l'ouverture de ces dernières est importante. Mais, la contrainte moyenne dans les bandes composite est plus petite que la résistance ultime du tissu: ceci est dû à la concentration de contrainte à proximité des fissures (Triantafillou et Antonopoulos, 2000).

La rupture d'éléments, dont les bandes du renforcement à l'effort tranchant ne sont pas fermées, par exemple en forme de "U" ou des bandes isolées, est provoquée par le décollement du composite latéral. Comme la résistance au cisaillement de la colle est plus élevée que celle du béton, le décollement des bandes composites est provoqué par la rupture de la couche de béton situé sous les bandes. C'est une rupture prématurée et brutale.

#### **I-3.2.2 Analyse des méthodes de calcul réglementaires**

Un modèle de calcul de type "truss model" est toujours appliqué afin d'estimer la résistance ultime à l'effort tranchant des poutres en béton armé dans les codes actuels: Eurocode2,

BAEL91, l'ACI318-89 etc. On distingue alors les contribution individuelle du béton  $V_c$ , des armatures transversales  $V_w$  (cadres, étriers et parfois les armatures tendues), à la résistance à l'effort tranchant, avec l'hypothèse que les matériaux peuvent atteindre leur capacité ultime. Dans le cas des éléments en béton armé renforcés à l'effort tranchant par des composites, un modèle de même type est utilisé, avec la prise en compte de la contribution des composites situés latéralement  $V_f$ , qui se comportent comme une armature externe complémentaire aux armatures existantes.

La résistance à l'effort tranchant des éléments renforcés  $V_R$  est de la forme :

$$V_R = V_c + V_w + V_f \quad (\text{I-26})$$

Pour les trois codes précédents, la formule pour calculer la contribution des armatures transversales  $V_w$  est presque identique. Bien que les formules de calcul de  $V_c$  soient différentes, les résultats ne présentent pas de grandes différences. Les différences résident essentiellement dans le calcul de la contribution du tissu de composite à l'effort tranchant  $V_f$ .

### I-3.2.3 Contribution des armatures et du béton à la résistance à l'effort tranchant

Les expressions de  $V_c$  et de  $V_w$  de l'EC2, le BAEL91 et l'ACI sont présentés ci-dessous.

#### - Méthode EC2

Dans l'EC2 (EC2, 2002), les contributions de l'acier et celle du béton sont les suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{cd} = C_{rd,c} k (100 r_l f_{ck})^{1/3} b_w d \end{array} \right. \quad (\text{I-27})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{wd} = \frac{A_t}{s_t} f_{ywd} 0,9 b_w d (\cot \mathbf{q} + \cot \mathbf{a}) \sin \mathbf{a} \end{array} \right. \quad (\text{I-28})$$

avec  $C_{rd,c} = 0,18 / r_c$ ,  $r_c = 1,5$ , et  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$  (d en mm)

et  $A_t$  la section des armatures transversales,  $s_t$  l'espacement des cadres,  $f_{ywd}$  la résistance à la traction de l'acier des cadres,  $b_w$  la largeur de la section,  $d$  la hauteur utile de la section,  $\mathbf{a}$  l'angle entre la direction de cadres et l'axe horizontal de la poutre,  $\mathbf{q}$  l'angle des bielles de béton avec la fibre moyenne ( $45^\circ$ ),  $r_l$  le taux de renforcement longitudinal et  $f_{ck}$  la résistance caractéristique à la compression de béton.



**- Méthode BAEL91**

Dans le BAEL91 (BAEL91, 1992), il faut vérifier :

$$\frac{A_t}{b_w s_t} \geq \frac{g_s (t_u - 0,3 f_{ij} k)}{0,9 f_e (\cos \mathbf{a} + \sin \mathbf{a})} \quad (\text{I-29})$$

Cette formule conduit, avec  $V_u = t_u b_w d$

$$\frac{A_t f_e 0,9 d (1 + \cot \mathbf{a}) \sin \mathbf{a}}{g_s s_t} + 0,3 f_{ij} k b_w d \geq V_u \quad (\text{I-30})$$

avec  $A_t$  la section des armatures transversales,  $s_t$  l'espacement des cadres,  $f_e$  la limite d'élasticité de l'acier des armatures transversales,  $f_{ij}$  la résistance caractéristique à la traction du béton âgé de  $j$  jours,  $d$  la hauteur utile de la section,  $b_w$  la largeur de la section,  $\mathbf{a}$  l'angle entre la direction des cadres et l'axe horizontal de la poutre, et  $k = 1$  dans le cas de la flexion simple.

Dans cette formule, le premier concerne la contribution des armatures transversales à l'effort tranchant, et le second concerne celle du béton.

**- Méthode ACI**

Dans l'ACI318-89 (Kalifa et al., 1999), la résistance des structures en B.A. à l'effort tranchant est calculée comme suit:

$$V_R = \frac{\sqrt{f_{ck}} b_w d}{6} + \frac{A_t f_{yk} d}{s_t} \quad (\text{I-31})$$

avec  $A_t$  la section des armatures transversales,  $s_t$  l'espacement des cadres,  $f_{ck}$  la résistance caractéristique du béton à la compression (en  $MPa$ ),  $f_{yk}$  la résistance caractéristique des armatures transversales (en  $MPa$ ),  $b_w$  la largeur de la section (en  $mm$ ) et  $d$  la hauteur utile de la section (en  $mm$ ).

Avec ces unités,  $V_R$  s'exprime en Newton. Dans cette formule, le premier terme est relatif à la contribution de béton à l'effort tranchant, et le second à celle des armatures transversales.

**Comparaison des règlements**

Dans le cas où  $\mathbf{a} = 90^\circ$ , l'EC2 et le BAEL conduisent à la même valeur de la contribution des armatures transversales. Dans l'ACI318-89 il ne manque qu'un coefficient 0,9 par rapport aux deux autres codes précédents.

Par contre, les formules concernant la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant sont différentes : dans le BAEL91 et l'ACI318-89, on ne tient pas compte d'une contribution des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant ce qui est le cas pour l'EC2 (paramètre  $r_t$ ). Néanmoins, pour des cas pratiques comme celui relatif à nos essais, il n'y a pas de différence importante entre les valeurs de calcul de la contribution du béton à la résistance aux sollicitations tangentes (cf. § III-3.2.1).

#### **I-3.2.4 Contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant**

Il n'y a pas de consensus quant au calcul de la contribution du composite à la reprise de l'effort tranchant.

Dans la littérature, plusieurs auteurs ont proposé des modèles de calcul discutés ci-après. Ils se différencient par la valeur de déformation effective du composite et celle de la hauteur effective du composite utilisées pour réaliser les calculs, et qui proviennent du fait que la distribution des déformations n'est pas uniforme sur toute la hauteur de la bande.

Deux méthodes sont développées pour estimer la résistance apportée par le composite à l'effort tranchant pour deux modes de rupture : rupture du composite latéral en traction ou décollement du composite.

Dans ce qui suit, deux méthodes de calculs où les déformations effectives n'ont pas de lien avec la résistance du béton sont tout d'abord présentées (Chajes et al., 1998 et Chen et Tang, 2001). Puis, les méthodes de Shehata (Shehata et al., 2001) et de Freyssinet (Freyssinet, 2002), où les déformations effectives sont fonction de la contrainte limite de cisaillement du béton sont détaillées. Ensuite, la méthode de calcul des recommandations de l'Association Française de Génie Civil (AFGC, 2003), et où la contrainte limite du composite à l'ELU est conditionnée par une longueur d'ancrage, sera introduite. Enfin, deux méthodes réglementaires où les déformations effectives sont fonction de la résistance de béton et de la géométrie du composite seront présentées (ACI- Khalifa et al., 1998 et Khalifa et al., 1999 et l'FIB- FIB bulletin 14, 2002).

Une comparaison entre ces méthodes de calcul est également effectuée.

Des paramètres utilisés au cours de ces calculs sont présentés sur la Figure I-17.

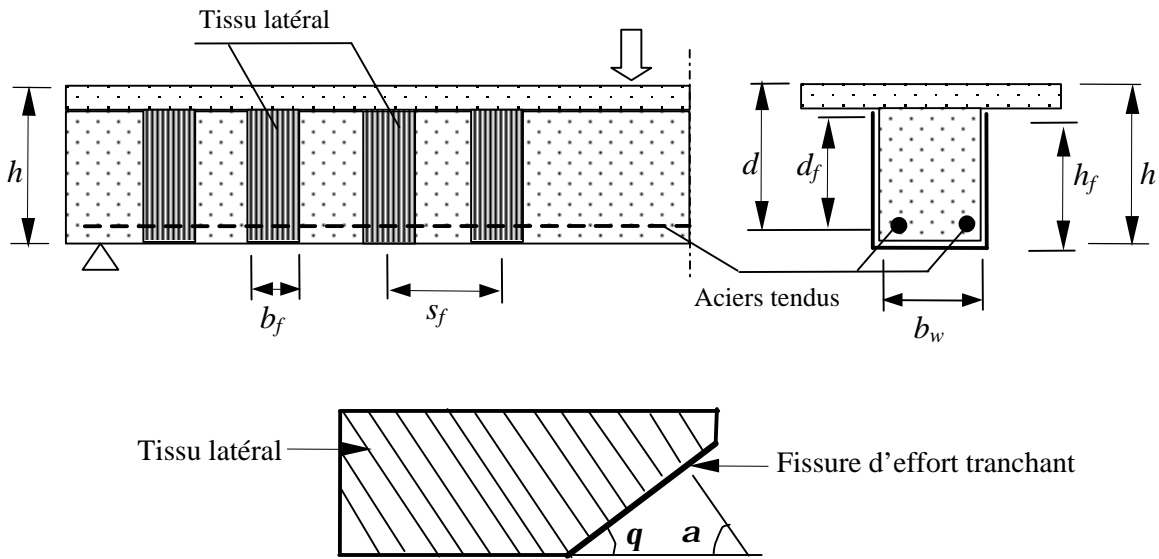


Figure I-17 Schématisation des paramètres d'une poutre renforcée latéralement

**- Méthodes de Chajes**

Dans les études de Chajes (Chajes et al., 1998), une série d'essais a été réalisée sur 8 poutres en "T" renforcées (entourées ou non) à l'effort tranchant par trois types de composite (aramide, verre-E et graphique). Les 8 poutres renforcées ont tout été rompues suite au développement des fissures d'effort tranchant, ce qui a provoqué la rupture du composite. Aucune rupture n'a été provoquée par le décollement du composite. Après analyse des résultats d'essais, une valeur ultime de déformation du tissu est proposée  $\epsilon_{fud} = 0,5 \%$ , qui correspond à une contrainte limite de calcul  $s_{fud} = E_f \epsilon_{fud}$ , avec  $E_f$  le module d'Young du composite latéral.

La résistance à l'effort tranchant  $V_f$  apportée par le composite est alors calculée comme suit:

$$V_f = A_f s_{fud} d (\sin a + \cos a) \tag{I-32}$$

où  $A_f = 2t_f$  est la section totale des composites latéraux par unité de longueur de la poutre, et les notations de la figure I-17.

Dans le cas où  $a = 90^\circ$ , on a :

$$V_f = A_f E_f \epsilon_{fud} d \tag{I-33}$$

### - Méthode de Chen

Le modèle de Chen (Chen et Tang, 2001) est utilisé dans le cas où la rupture est provoquée par le décollement du composite. Par rapport à l'expression de Chajes,  $d$  est remplacé par la hauteur effective du tissu  $h_{fe}$  et  $s_{fud} = E_f e_{fud}$  par la résistance effective du tissu latéral  $f_{fe}$  divisée par un coefficient de sécurité partielle  $g_f$  :

$$V_f = 2 \frac{f_{fe}}{g_f} t_f b_f \frac{h_{fe} (\cot \alpha + \cot \beta) \sin \alpha}{s_f} \quad (\text{I-34})$$

avec  $f_{fe}$  la valeur de calcul de la résistance du composite latéral à la traction,  $h_{fe}$  la hauteur effective du composite latéral (cf. Figure I-18).

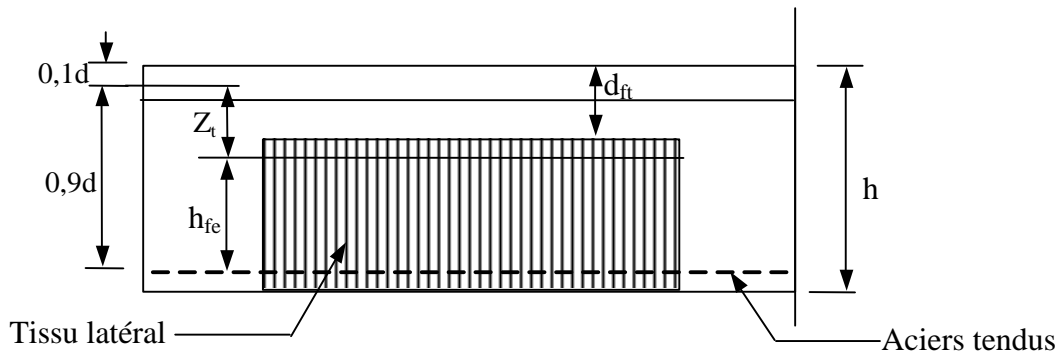


Figure I-18 Schématisation des paramètres de la méthode de Chen

La valeur de résistance du composite est donnée par :

$$\begin{cases} f_{fe} = 0,8D_f f_{fu} & \text{si } f_{fu} / E_f \leq e_{\max} \\ f_{fe} = 0,8D_f e_{\max} E_f & \text{si } f_{fu} / E_f > e_{\max} \end{cases}$$

où  $D_f$  est un coefficient de distribution des déformations dans le composite,  $e_{\max}$  une déformation limite, choisie égale à 1,5 %,  $f_{fu}$  la résistance ultime en traction et  $E_f$  le module d'Young du composite.

La hauteur effective du tissu latéral  $h_{fe}$  est donnée par :

$$h_{fe} = 0,9d - Z_t \quad (\text{I-35})$$

avec  $Z_t = \max(0,1d; d_{ft}) + 0,1d$  : la hauteur effective obtenue est ainsi inférieure à  $h_{fe}$ .

Le coefficient de distribution  $D_f$  dépend du rapport  $z = Z_t / 0,9d$  et s'écrit :

$$D_f = (1 - z) / 2 \quad (\text{I-36})$$

lorsque les bandes de composites couvrent toute la hauteur de la poutre,  $d_{ft} = 0$ ,  $Z_t = 0$ ,  $h_{fe} = 0,9d$  et  $z = 0$ , d'où  $D_{f_{\max}} = 0,5$ . Dans ce cas, lors de la conception,  $f_{fe} = 0,8D_{f_{\max}}f_{fu} = 0,4f_{fu}$ .

Lorsque le composite latéral est continu sur toute la longueur de la poutre, avec  $\alpha = 90^\circ$  et  $\mathbf{q} = 45^\circ$ ,  $b_f = s_f$  et :

$$V_f = \frac{f_{fe}}{g_f} 2t_f h_{fe} \quad (\text{I-37})$$

Dans le modèle de Chajes (Chajes et al., 1995), on impose la déformation limite de 0,5% issue de résultats expérimentaux. Dans celui de Chen (Chen et Tang, 2001), on détermine une contrainte de traction limite dans le composite, fonction de la géométrie du renfort latéral. Ces approches sont empiriques.

Le décollement du composite est principalement provoqué par la rupture du béton de surface, due aux contraintes de cisaillement. La rupture du composite est principalement provoquée par la concentration de contrainte à proximité des fissures d'effort tranchant. Alors, afin d'estimer plus correctement la contribution de bandes composite vis-à-vis de l'effort tranchant, une contrainte de cisaillement limite à l'interface composite/béton est introduite par d'autres auteurs (Shehata et al., 2001, Fressinet, 2002 et AFGC, 2003), qui remplace remplaçant la limite de contrainte de traction du composite des deux modèles précédents.

#### **- Méthode de Shehata**

Shehata (Shehata et al., 2001) a développé une méthode particulière pour calculer la contribution du composite latéral à l'effort tranchant, à partir de constatations expérimentales. Deux poutres en béton armé renforcées à l'effort tranchant par des bandes collées verticalement ou inclinées ont été testées. Deux types de rupture sont obtenus: un délaminage du composite latéral pour déformation mesurée  $\epsilon_{fud} = 0,5\%$  (comme dans la proposition de Chajes et al., 1995), ou une rupture de la couche du béton sous les bandes dû au dépassement de la contrainte limite de cisaillement  $t_{\lim}$ , définie par  $t_{\lim} = 0,45f_{ij}$  : la résistance du béton en traction  $f_{ij}$  joue ici un rôle important vis-à-vis du décollement potentiel des bandes composite.

Les contraintes limites  $\mathbf{s}_{fw,lim}$  qui correspondent à ces deux modes de rupture ( $\mathbf{s}_{fw,lim}$ ) sont définies par :

? *Délamination du tissu*

$$\mathbf{s}_{fw,lim} = \mathbf{e}_{fud} E_f = 0,005 E_f \quad (\text{I-38})$$

? *Rupture du béton d'enrobage*

$$\mathbf{s}_{fw,lim} = \frac{2\mathbf{t}_{lim} h_f b_f}{2t_f b_f} = \frac{\mathbf{t}_{lim} h_f}{t_f} \quad (\text{I-39})$$

où  $h_f$  est la hauteur totale de la bande latérale.

Avec la contrainte limite  $\mathbf{s}_{fw,lim}$  ci-dessus, la contribution du tissu à l'effort tranchant vis-à-vis des deux types de rupture s'écrit:

$$V_f = \frac{2b_f t_f \mathbf{s}_{fw,lim} z (\sin \mathbf{a} + \cos \mathbf{a})}{s_f} \quad (\text{I-40})$$

avec  $z = 0,9d$

Dans le cas de la rupture du béton d'enrobage, et lorsque  $\mathbf{a} = 90^\circ$ , la résistance à l'effort tranchant apportée par le composite latéral est :

$$V_f = 2\mathbf{t}_{lim} h_f z \frac{b_f}{s_f} \quad (\text{I-41})$$

### - *Méthode de Freyssinet*

Dans la méthode Freyssinet (Fressinet, 2002), le composite latéral est également considéré comme étant une armature passive externe.  $V_f$  est estimé par :

$$V_f = \frac{A_f}{s_f} z_f \mathbf{s}_f \frac{\sin(\mathbf{a} + \mathbf{q})}{\sin \mathbf{q}} = \frac{2t_f b_f}{s_f} z_f \mathbf{s}_f \frac{\sin(\mathbf{a} + \mathbf{q})}{\sin \mathbf{q}} \quad (\text{1-42})$$

Avec les notations de la figure I-19,  $\mathbf{s}_f$  la résistance du tissu à l'ELU, et  $z_f = h_f$  lorsque les bandes ceinturent complètement la poutre ou s'ancrent à l'aide de mèches.

Dans les autres cas, l'utilisation de l'équation d'équilibre  $2\mathbf{t}_{fu} b_f l_{fe} = 2b_f t_f \mathbf{s}_f$  conduit à  $\mathbf{s}_f =$

$\frac{\mathbf{t}_{fu} l_{fe}}{t_f}$  avec :

$z_f = h_f - l_{fe}$  pour des bandes latérales en forme de "U",

$z_f = h_f - 2l_{fe}$  pour des bandes latérales isolées (sans retour horizontal)

$l_{fe}$  = longueur effective d'ancrage, qui est fixée à 10 cm,

$t_{fu}$  est la contrainte de cisaillement ultime du béton, qui est donnée par:

$t_{fu} \leq \{f_{ij}; s_{t,min}; 3MPa\}$ , avec  $s_{t,min}$  la contrainte de rupture garantie à 95% mesurée par l'essai de traction directe du béton dans la zone concernée par le renforcement.

Avec  $q = 45^\circ$ , nous avons:

$$V_f = \frac{2t_f b_f}{s_f} z_f s_f (\sin a + \cos a) \quad (1-43)$$

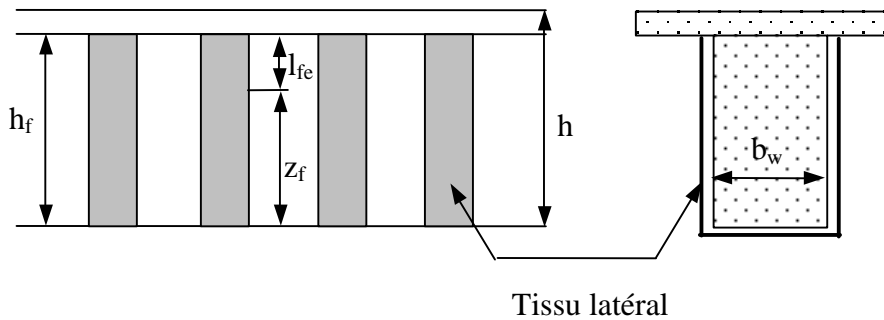


Figure I-19 Schéma de paramètres utilisés lors de calcul (en cas d'une section en "T" sans ancrage par mèches)

Dans cette approche, deux valeurs sont fixées :  $l_{fe} = 10\text{ cm}$  et  $t_{fu} \leq \{f_{ij}; s_{t,min}; 3MPa\}$ . La première signifie que le transfert d'effort du béton au composite s'effectue après 10 cm. La seconde prend en compte une valeur de cisaillement limite du béton à l'interface béton / composite, déterminée en fonction de résultats d'arrachement et bornée par une valeur supérieure.

#### - Méthode AFGC

Dans les recommandations de l'Association Française de Génie Civil (AFGC, 2003), la résistance à l'effort tranchant apportée par des tissus composites est calculée avec la formule suivante, dans le cas de bandes verticales d'espacement  $s_f$  :

$$V_f = a_v \frac{2t_f b_f f_{f,d} \min(0,9d, (h_f - l_{anc,Vu}))}{s_f} \quad (I-44)$$

avec la contrainte de dimensionnement du composite  $f_{f,d} = a_f \frac{f_{fu}}{g_{fu}}$ , où  $a_f = 0,65$ ,  $g_{fu} = 1,6$

dans le cas des stratifiés in situ en carbone – époxy, et  $g_{fu} = 1,25$  dans le cas des pulltrudés carbone – époxy,

Dans la relation (I-44) intervient la longueur d'ancrage d'effort tranchant  $l_{anc,Vu}$ , qui peut être choisie inférieure à la longueur d'ancrage de dimensionnement  $l_{anc,d}$  déterminée à partir de résultats expérimentaux. Alors, du choix de la valeur de  $l_{anc,Vu}$  va dépendre de la valeur du coefficient  $\mathbf{a}_v$  minorant la contrainte de traction dans le composite transversal à  $\mathbf{a}_v f_{f,d}$  avec :

$$\mathbf{a}_v = \frac{l_{anc,Vu}}{l_{anc,d}} \quad 0 \leq \mathbf{a}_v \leq 1$$

### Longueur d'ancrage de calcul de composite

La longueur d'ancrage de dimensionnement  $l_{anc,d}$  du composite est définie par la formule ci-dessous:

$$l_{anc,d} = \text{Min}(\mathbf{a}_f l_{anc,exp}; l_{anc,th}) \quad (\text{I-45})$$

avec  $\mathbf{a}_f = 0,65$ ,  $l_{anc,exp}$  la longueur d'ancrage expérimentale, et  $l_{anc,th}$  est la longueur d'ancrage théorique. Cette dernière est définie en cherchant à équilibrer l'effort de traction repris par le composite  $F_f$  par l'intégration des contraintes moyennes de cisaillement à l'interface :

$$F_f = f_{fu} A_f = \mathbf{t}_{adh,d} l_{anc,th} b_f \quad (\text{I-46})$$

avec  $\mathbf{t}_{adh,d} = \max(\mathbf{t}_{ad,d}; 2MPa)$ , contrainte de cisaillement de calcul à l'interface et  $f_{fu}$  la contrainte ultime du composite.

La position des fissures n'est pas connue a priori. Pour qu'aucune fissure potentielle n'apparaisse entre les bandes de renforcement composites, une condition sur l'espacement des bandes est alors :  $s_f \leq (h_f - l_{anc,d})$

### - Méthode de l'ACI

Cette méthode est issue des travaux de Khalifa (Khalifa et al., 1998 et Khalifa et al., 1999). La contrainte effective  $f_{fe}$  de composite latéral lors du décollement des bandes de composite est calculée en introduisant un coefficient de réduction tel que  $f_{fe} = R f_{fu}$ , avec  $f_{fu}$  la résistance ultime en traction de tissu. Les notions de longueur effective d'ancrage  $l_{fe}$  (longueur de transfert) et de la largeur effective des bandes de composites  $w_{fe}$  interviennent dans cette méthode.



La longueur effective d'ancrage est définie empiriquement d'après les études de Maedatal (Khalifa et al., 1998), avec  $t_f$  l'épaisseur du composite en mm et  $E_f$  le module d'Young de tissu en GPa :

$$l_{fe} = \exp(6,134 - 0,58 \ln(t_f E_f)) \quad (I-47)$$

La largeur effective de bande  $w_{fe}$  est donnée par (cf. Figure I-20):

$$w_{fe} = d_f - l_{fe} \text{ pour une bande en forme de "U" sans ancrage}$$

$$w_{fe} = d_f - 2l_{fe} \text{ pour une bande isolée}$$

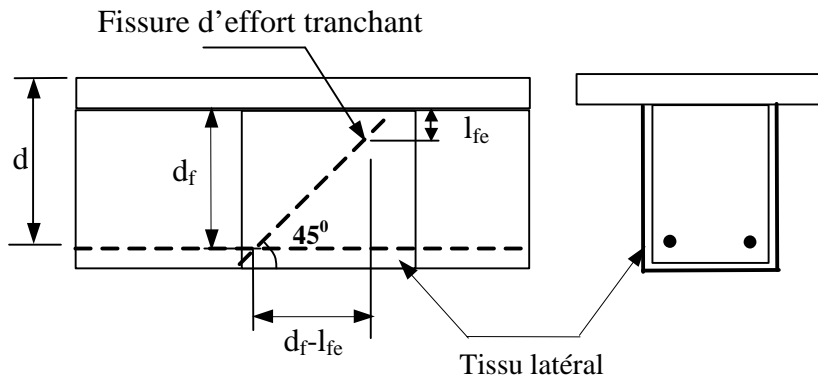


Figure I-20 Paramètres utilisés lors du calcul de la largeur effective de bande (ACI)

Lors d'utilisation des bandes de composites indépendantes de largeur  $b_f$ ,  $w_{fe}$  est égale à la somme de toutes les largeurs des bandes sur la distance de  $w_{fe}$  calculée précédemment.

Le coefficient de réduction R est le minimum des valeurs suivantes:

- rupture potentielle du composite

$$R = 0,5622(\mathbf{r}_f E_f)^2 - 1,2188(\mathbf{r}_f E_f) + 0,778 \text{ avec } \mathbf{r}_f E_f \leq 0,7Gpa \quad (I-48)$$

- décollement potentiel des bandes composites

$$R = \frac{(f_{cm})^{2/3}}{e_{fu} d_f} w_{fe} [738,93 - 4,06(t_f E_f)] \times 10^{-6} \quad (I-49)$$

$$\text{avec } R_{\max} = \frac{0,006}{e_{fu}}$$

où  $E_f$  le module d'Young du tissu en GPa,  $t_f$  l'épaisseur du composite en mm,  $f_{cm}$  la

résistance moyenne à la compression de béton,  $\mathbf{r}_f = \frac{2t_f b_f}{b_w s_f}$  le taux de renforcement du

composite latéral,  $s_f$  la distance entre les bandes ( $s_{f \max} \leq w_{fe} + d/4$ ) et  $e_{fu}$  la déformation ultime du composite

La résistance du béton au cisaillement est fonction de sa résistance à la traction, qui est proportionnelle à  $f_{cm}^{2/3}$  : on retrouve naturellement ce terme dans la formule (I-49), qui traite du risque de décollement du composite par cisaillement excessif d'interface.

La contribution à l'effort tranchant du tissu est la suivante:

$$V_f = \frac{2t_f b_f f_{fe} (\sin \mathbf{a} + \cos \mathbf{a}) d_f}{s_f} \quad (\text{I-50})$$

avec une valeur limite fonction de la contribution des armature latérales à l'effort tranchant  $V_s$  donnée par :

$$V_f \leq \left( \frac{2\sqrt{f_{cm}} b_w d}{3} - V_s \right) \quad (\text{I-51})$$

#### - Méthode de la FIB

Dans le modèle de calcul de la FIB (FIB bulletin 14, 2001), après une étude approfondie sur des résultats d'essais publiés dans la littérature, des formules empiriques ont été établies afin de pouvoir estimer  $V_f$ , qui s'écrit :

$$V_f = 0,9 e_{fd,e} E_{fu} \mathbf{r}_f b_w d (\cot \mathbf{q} + \cot \mathbf{a}) \sin \mathbf{a} \quad (\text{I-52})$$

avec  $E_{fu}$  le module d'Young du tissu latéral,  $\mathbf{r}_f$  le taux de renforcement du tissu latéral

$\mathbf{r}_f = \frac{2t_f b_f}{b_w s_f} \cdot e_{fd,e}$  est une valeur de calcul de la déformation du composite latéral,

déterminée à partir de la déformation effective du tissu latéral  $e_{fe}$  lors des ruptures, avec un coefficient de réduction  $e_{fd,e} = 0,8 e_{fe}$ .

Dans le cas de renforcement latéral en forme de "U" ou par bandes isolées, la rupture d'un élément renforcé est principalement conditionnée par le décollement du composite latéral. Dans ce cas, la déformation effective est donnée déterminée par la formule ci-dessous, pour les composites à fibres de carbone :

$$e_{fe} = \min \left[ 0,65 \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} r_f} \right)^{0,56} \times 10^{-3} ; 0,17 \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} r_f} \right)^{0,3} e_{fu} \right] \quad (I-53)$$

avec  $f_{cm}$  en *MPa* et  $E_{fu}$  en *GPa*. Dans cette formule, le premier terme est relatif au décollement du composite, et le second à sa rupture. Là encore, la résistance du béton intervient dans ces formules, par l'intermédiaire du terme  $f_{cm}^{2/3}$ .

De plus, afin d'éviter qu'apparaissent des fissures d'effort tranchant entre des bandes isolées de composite, une condition portant sur l'espacement des bandes  $s_f$  est à vérifier :

$$s_f \leq (0,9d - b_f / 2) \text{ pour une section rectangulaire}$$

et  $s_f \leq (0,9d - t_s - b_f / 2)$  pour une section en forme de "T", avec  $t_s$  est la hauteur du hourdis.

Pour un renforcement latéral continu,  $b_f = s_f$ , et lorsque  $\mathbf{q} = 45^\circ$  et  $\mathbf{a} = 90^\circ$ , on a :

$$V_f = 0,9 e_{fd,e} E_{fu} 2t_f d \quad (I-54)$$

### - Comparaison les différentes méthodes de calcul

Comme l'a indiqué la revue précédente des modèles existants, les méthodes de calcul de la contribution des composites latéraux à l'effort tranchant se différencient par le choix des valeurs de contrainte effective (déformation effective) et de hauteur effective du composite latéral. Dans ce paragraphe, nous comparons ces sept méthodes de calcul. Ceci est synthétisé dans le Tableau I-8.

Méthodes	Contrainte (déformation) effective	Hauteur de calcul des bandes latéral	Modes de rupture
Chajes et al (1995)	$e_{fd,e} = 0,5\%$	$d$	Rupture du composite
Chen (2001)	$f_{fe} = 0,8D_f f_{fu} \leq 0,4f_{fu}$	$h_{fe} = 0,9d - Z_t$	Décollement du composite
Shehata et al. (2001)	$e_{fd,e} = 0,5\%$ $s_{fv,lim} = \frac{t_{lim} h_f}{t_f}$	$0,9d$	Décollement du composite ou rupture du béton d'enrobage
Freyssinet (2002)	$s_f = \frac{t_{fu} l_{fe}}{t_f}$ ou $s_f = s_{fu}$	$z_f = h_f - l_{fe}$ ou $z_f = h_f - 2l_{fe}$	Rupture ou décollement du composite
AFGC (2003)	$a_v f_{f,d}$	$\min(0,9d, (h_f - l_{anc,vu}))$	Décollement du composite
ACI (Khalifa et al., 1999)	$f_{fe} = Rf_{fu}$ , en cas de décollement du tissu: $R = \frac{(f_{cm})^{2/3}}{e_{fu} d_f} w_{fe} [738,93 - 4,06(t_f E_f)] \times 10^{-6}$	$d_f = d - t_s$	Rupture ou décollement du composite
FIB (2001)	$e_{fe} = \min \left[ 0,65 \left( \frac{f_{cm}}{E_{fu} r_f} \right)^{0,56} \times 10^{-3}; 0,17 \left( \frac{f_{cm}}{E_{fu} r_f} \right)^{0,3} e_{fu} \right]$ (en cas de décollement de tissu)	$0,9d$	Rupture ou décollement du composite

Tableau I-8 Comparaison entre les différentes méthodes de calcul

A partir de ce tableau, nous pouvons effectuer les remarques suivantes:

- Pour les méthodes de calcul de Chajes, de Chen et de Shehata (cas du décollement du composite latéral), la résistance à l'effort tranchant est conditionnée par la déformation effective, qui est une valeur expérimentale. Par ailleurs, il n'y a pas de lien entre la résistance à la compression du béton et la contribution du composite à l'effort tranchant.
- Dans l'approche de l'AFGC, la capacité du béton à transmettre un effort au composite s'effectue par le biais de la longueur d'ancrage conditionnée par la contrainte de

cisaillement de calcul à l'interface  $t_{ad,d}$ . Dans les modèles de Shehata (cas de rupture du béton d'enrobage), de Freyssinet, de l'ACI et de la FIB, la résistance du béton au cisaillement ( $t_{lim}$  ou sous la forme de  $f_{cm}^{2/3}$ ) joue également un rôle important pour l'estimation de la charge de décollement. Ces 4 méthodes sont plus proches de la réalité, car le décollement des bandes de composite se produit principalement à cause de la rupture de cisaillement de la couche du béton d'interface : lors de ce type de rupture, les déformations dans les bandes de composite atteignent des valeurs inférieures aux déformations ultimes des composites.

- Lors du décollement du composite latéral, pour la méthode de Shehata et celle de Freyssinet, une valeur empirique de contrainte de cisaillement de béton est choisie. Pour l'ACI et la FIB, la déformation effective ou la contrainte effective sont données par des formules empiriques fonction de  $f_{cm}^{2/3}$  et de la raideur de tissu  $t_f E_f$ . Par ailleurs, la contrainte effective de l'ACI est conditionnée par la hauteur et la largeur du renforcement latéral. Par contre, celle de la FIB n'est conditionnée que par la largeur du composite (dans le cas d'un espacement constant).
- La notion de hauteur effective (ou efficace) du composite, inférieure à sa hauteur réelle, est employée dans les méthodes de Chen, de Freyssinet, de Shehata et AFGC. La définition de la hauteur effective est fonction soit de la longueur de transfert du composite, soit d'un pourcentage de la hauteur utile. Les autres méthodes (Chajes, ACI et FIB), utilisent la distance  $0,9d$  ou  $d_f$  sans tenir compte de la longueur de transfert. Ce choix est probablement raisonnable dans le cas où la hauteur de section est relativement importante, mais ne l'est plus pour des sections courantes.

Pour conclure, nous pouvons synthétiser les différentes méthodes de calcul présentées ci-dessus en utilisant une formule générique pour calculer la résistance à l'effort tranchant apportée par le composite latéral :

$$V_f = \frac{2t_f b_f}{s_f} h_{fe} s_{fe} (\cot \mathbf{q} + \cot \mathbf{a}) \sin \mathbf{a} \quad (\text{I-55})$$

avec  $h_{fe}$  la hauteur effective du composite latéral et  $s_{fe}$  la contrainte effective dans le composite latéral.

## Conclusions

Les calculs à l'ELU d'un élément renforcé par composite sous une sollicitation de flexion sont effectuées en posant les hypothèses conventionnelles appliquées au calcul du béton armé, avec les limitations sur les déformations du béton comprimé, des armatures tendues et du composite (FIB, bulletin 14, 2001, AFGC, 2003).

La résistance ultime à l'effort tranchant d'un élément renforcé par composite est calculée à partir d'un modèle treillis "truss model," en distinguant les contributions du béton, des armatures transversales et du composite latéral.

Vis-à-vis de l'effort tranchant, deux modes de rupture sont pris en compte : la rupture en traction du composite latéral et son décollement. Lorsque les composites ceinturent complètement la poutre, la ruine est due à la rupture du composite en traction. En revanche, lorsque les tissus sont en forme de "U" ou sous forme de bandes isolées sans ancrage, la rupture est principalement issue du décollement du composite. Ce décollement est dû à la rupture en cisaillement de la couche de béton d'interface. Pour ces deux cas, différentes méthodes de calcul sont utilisées.

A partir de l'analyse de 7 méthodes concernant la contribution du composite à l'effort tranchant  $V_f$ , on peut conclure que le point le plus ambigu est le choix des valeurs de contrainte effective (déformation effective) et de la hauteur effective des bandes composites. Ces différentes méthodes seront appliquées à nos résultats d'essais.

Afin d'améliorer l'efficacité des bandes à l'effort tranchant, il est possible de coller le composite dans la direction des fibres principales, perpendiculairement aux fissures potentielles d'effort tranchant. La direction des fibres principales est alors celle des contraintes principales de traction. En réalité, la façon la plus pratique est de coller des bandes perpendiculairement à l'axe des éléments. Entourer des poutres par des bandes conduit à  $V_f$  élevé, mais n'est pas toujours réalisable : il est alors préférable de coller des bandes sur toute la hauteur de section, en forme de "U".

## **I-4 TENUE A LA FATIGUE DES POUTRES RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES**

Dans les codes de calculs ou recommandations existantes traitant du renforcement par composites, il n'est jamais fait état de la tenue des renforts composites en fatigue, et de leur conséquence en terme de dimensionnement. Il s'agit alors, afin d'établir une base de connaissance qui sera utilisée dans l'analyse des résultats d'essais de fatigue sur éléments pré-fissurés puis renforcés du chapitre II, d'effectuer une revue des différents phénomènes relatifs à la fatigue du béton armé et du béton armé renforcé.

### **I-4.1 Fatigue des poutres en béton armé non renforcées**

La fatigue est caractérisée par des déformations irréversibles sous forme de fissures. Ces dernières se forment et se développent jusqu'à rupture soudaine des structures. La fatigue du béton armé concerne celle du béton et surtout celle des armatures. Les différentes études sur la fatigue ont conduit à la définition de courbes "S-N" (courbes de Wöhler). Ces courbes présentent le point de rupture d'un élément soumis à une variation de contrainte  $S$  définie en ordonnée en fonction du nombre de cycle défini en abscisse. L'échelle en abscisse est logarithmique. Les courbes S-N constituent les principaux outils permettant aux concepteurs de dimensionner les structures à la fatigue.

#### **I-4.1.1 Fatigue du béton**

La première courbe S-N concernant le béton date de 1903 (Mallet, 1991). Depuis, de nombreuses études ont concerné ce problème. La fatigue du béton fait l'objet d'un processus progressif : dans un premier temps des micro-fissures apparaissent et se propagent. Puis, ce premier phénomène provoque des macro-fissures. La diffusion de ces dernières achève le processus en provoquant la rupture brutale du béton. Généralement, trois étapes se distinguent dans le développement des déformations au cours du processus de fatigue: une première étape de croissance rapide jusqu'à 10% de l'endurance totale, une deuxième étape de croissance uniforme de 10% à 80% de l'endurance totale, et enfin une troisième étape de croissance rapide jusqu'à rupture (cf. Figure I-21)

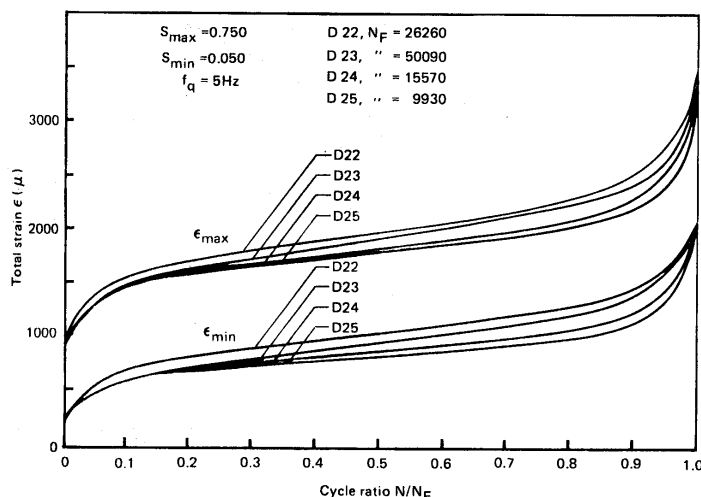


Figure I-21 Développement des déformations (Holmen, 1979 – d'après Mallet, 1991)

Le comportement en fatigue du béton diffère selon le type de chargement. Le comportement sera différent selon qu'il s'agisse d'un chargement en traction ou en compression. De plus, la variation de la déformation volumique est influencée par le niveau de chargement en compression cyclique (Hamelin et Ferrier, 2001) :

- si l'éprouvette est soumise à un chargement faible (inférieur à 30% de la charge de rupture), l'éprouvette se compacte davantage à chaque cycle. Il y a consolidation du béton,
- sous un chargement moyen (entre 30 et 80% de la charge de rupture), l'éprouvette se consolide dans un premier temps, puis une expansion se crée pour aboutir rapidement à une rupture,
- sous un chargement élevé (au-delà de 80% de la charge de rupture), il n'y a plus de consolidation, la phase d'expansion commence dès le début et la rupture survient rapidement.

Gao (d'après Hamelin et Ferrier, 2001) décrit l'endommagement du béton sous sollicitation de fatigue. Il distingue trois types de déformations qui en s'accumulant provoquent l'endommagement du béton : les déformations dues au fluage cyclique sous les actions des contraintes moyennes, les déformations irréversibles dues à l'endommagement du béton, les déformations dues à la variation du module d'élasticité.

La résistance à la fatigue du béton sous chargement en compression et en traction est définie par Aas-Jackobsen, Tepfers et Kutti (Mallet, 1991 et Wang, 2001) ci-après:



Fatigue du béton en compression:

$$s_{\max} / f_{cm} = 1 - \mathbf{b}(1 - R)\text{Log}N \quad (\text{I-56})$$

Fatigue du béton en traction:

$$(s_{\max} - s_{\min}) / f_t = 1 - \mathbf{b}(1 - s_{\min} / f_t)\text{Log}N \quad (\text{I-57})$$

avec  $R = s_{\max} / s_{\min}$ ,  $\mathbf{b}$  un coefficient de matériau ( $0,064 < \mathbf{b} < 0,08$ ),  $f_{cm}$  la résistance statique du béton en compression,  $f_t$  la résistance statique du béton en traction et  $N$  le nombre de cycles à la rupture.

Généralement, pour les bétons courants, il y a peu de risque de rupture due à la répétition de variation de contraintes. Lors d'absence de données sûres, la résistance à la fatigue du béton à 10 millions de cycles peut être prise égale à environ 55% de la résistance statique en compression (Mallet, 1991). Dans le règlement français BPEL91, le problème de la fatigue du béton ne se pose pas lorsque les contraintes sont inférieures à 60% de la contrainte ultime du béton en compression.

#### **I-4.1.2 Fatigue des armatures**

L'endurance d'un élément métallique (en traction ou en flexion) est liée à deux phénomènes compétitifs:

- d'une part les concentrations de contraintes locales créent des déformations plastiques et engendrent des glissements irréversibles au cours des cycles successifs, ce qui provoque l'endommagement du métal. Ces phénomènes entraînent la formation de fissures et leur propagation.
- d'autre part, le métal a une capacité d'adaptation et d'accommodation. En effet, les contraintes internes sont relaxées suite à la création des déformations plastiques, ce qui entraîne la disparition des concentrations des contraintes. L'accommodation est la faculté du métal à modifier son aptitude à supporter les chargements cycliques par la consolidation liée à l'érouissage et par le durcissement qu'entraîne le vieillissement du métal écroui.

La complexité des mécanismes liés au comportement et aux propriétés de l'acier (plasticité, érouissage, relaxation, et accommodation) entraîne une sensibilité de la résistance en fatigue des aciers à de nombreux paramètres.

Par ailleurs, on remarque que lors d'essais sur des barres de diamètre différents, la résistance en fatigue diminue lorsque le diamètre des barres augmente (Figure I-22). En effet, il existe une plus grande probabilité qu'il y ait un défaut sur une section plus importante. La soudure et la corrosion diminuent la tenue en fatigue des armatures. Et le crantage des armatures augmente l'adhérence entre les aciers et le béton, mais diminue leur résistance en fatigue.

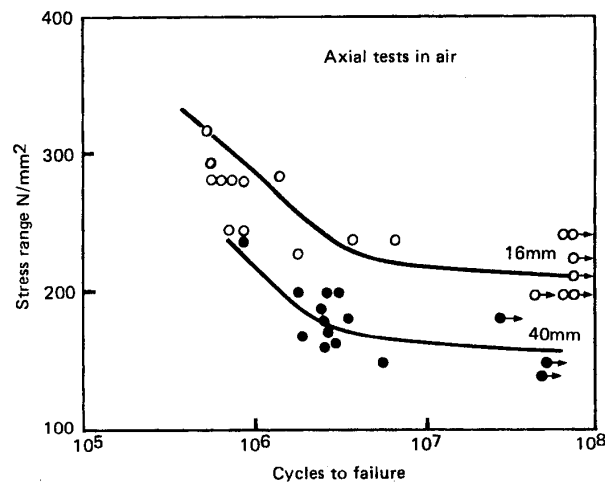


Figure I-22 Influence du diamètre d'armature sur la tenue à la fatigue (Tilly, 1979 - d'après Mallet, 1991)

Les courbes S-N d'un acier sont composées trois domaines (cf. Figure I-23). L'endurance illimitée correspond au domaine des grands nombres de cycles ( $N > 10^6$  cycles). Le domaine d'endurance limitée est le domaine pour lequel la rupture du matériau se produit systématiquement. Le domaine de faible durée de vie ( $N < 10^4 \sim 10^5$  cycles) est le domaine de fatigue oligocyclique.

Les risques de rupture en fatigue des armatures se situent dans les domaines oligocyclique et d'endurance limitée, donc pour des amplitudes de contraintes relativement élevées.

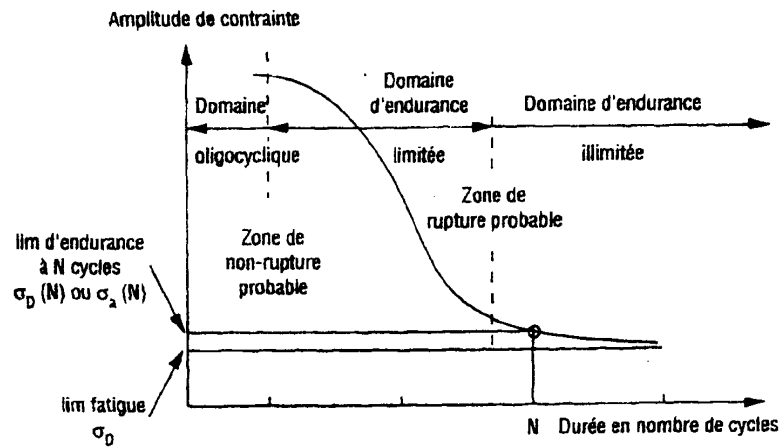


Figure I-23 Courbe de S-N pour aciers (d'après Hamelin et Ferrier, 2001)

Dans nos essais, nous viseront des ruptures relativement rapides pour des éléments en béton armé non renforcés, pour des niveaux de contraintes représentatifs de charges de service réelles, et un nombre de cycle à rupture supérieur à  $2 \cdot 10^6$  cycles pour les éléments renforcés.

#### - Méthodes de calcul

Pour des poutres fissurées en béton armé, les contraintes maximales dans les armatures sont localisées normalement au niveau des fissures, ce qui diminue l'éventualité de la coïncidence avec des défauts de l'acier. La résistance à la fatigue d'une armature noyée dans le béton est donc améliorée par rapport à celles testées seules en fatigue. Par ailleurs, les études de Tilly et Moss (Mallet, 1991) concernant des essais réalisés sur des armatures de diamètre 16 mm montrent que l'amplitude de contrainte d'une armature noyée dans le béton, sous une charge de flexion, est améliorée d'environ 20% par rapport à celle de la traction axiale, pour un même nombre de cycles.

Dans les paragraphes suivants, deux méthodes d'estimation de la tenue à la fatigue des armatures de béton armé sont présentées.

#### ? Méthode de Tilly et Moss

Tilly et Moss (Mallet, 1991) proposent les formules ci-après pour estimer l'endurance à la fatigue des armatures de béton armé, en fonction de l'amplitude de contraintes  $s_r$ .

$$N \times (s_r)^9 = K \times 10^{27} \quad (I-58)$$

avec  $K = 0,75$  pour  $f \leq 16mm$ ,

$K = 0,07$  pour  $f \geq 16mm$ ,

### ? Méthode du BPEL91

Dans les textes réglementaires BPEL 91, on donne les courbes de type S-N concernant les aciers passifs, qui permettent d'estimer l'endurance d'éléments de béton armé (cf. Figure I-24) :

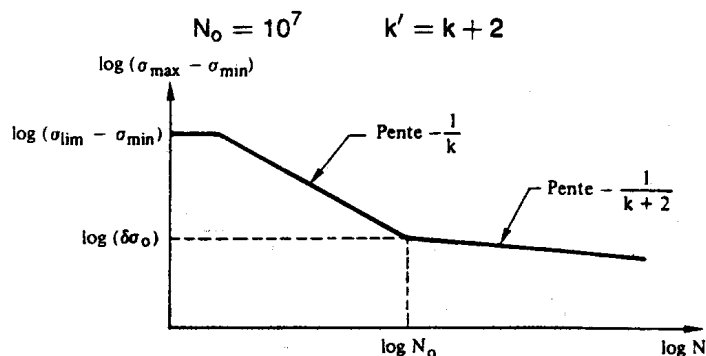


Figure I-24 Courbe de Woehler (d'après BPEL 91, 1992)

Avec la condition  $s_{\max} \leq s_{\lim} = f_e$ ,  $f_e$  limite d'élasticité de l'acier d'armature, on a:

$$N = N_0 \left( \frac{ds_0}{s_{\max} - s_{\min}} \right)^k \quad \text{si } s_{\max} - s_{\min} \geq ds_0 \quad (\text{I-59})$$

$$N = N_0 \left( \frac{ds_0}{s_{\max} - s_{\min}} \right)^{k'} \quad \text{si } s_{\max} - s_{\min} \leq ds_0 \quad (\text{I-60})$$

où  $k = 9$   $k' = k + 2 = 11$   $N_0 = 10^7$  et  $ds_0 = 0,30 f_e$

Dans le cas de barres courbes, ainsi que dans ceux celui des assemblages par soudure ou par dispositif mécanique,  $ds_0$  est à réduire par l'emploi du coefficient minorateur 0,6.

Dans règles BPEL 91 (BPEL, 1992), on ne tient pas compte de l'influence des diamètres des barres à la résistance en fatigue. Si on prend  $f_e = 500$  Mpa, dans le cas où  $s_{\max} - s_{\min} \geq ds_0$ , la formule (I-59) s'écrit :

$$N \times (s_r)^9 = 0,38 \times 10^{27} \quad (\text{I-61})$$

On constate que, par rapport à la forme de Tilly et Moss (formule (I-58)), le coefficient K du BPEL 91 se situe entre les deux coefficients de Tilly et Moss pour les aciers de diamètre supérieurs ou pour ceux de diamètre inférieur à 16 mm.

**- Limites d'amplitude des contraintes proposées dans les armatures**

Pour s'affranchir des risques de fatigue des armatures, une méthode consiste à imposer une limite de l'amplitude des contraintes.

Le "Department of Transport of United Kingdom (1973)" indique que si l'amplitude de contrainte dans les armatures est inférieure à  $325\text{MPa}$ , on peut éviter la vérification de la fatigue (Mallett., 1991).

Pour le comité 215 de l'ACI (Papakonstantinou, 2001), l'amplitude maximale de contrainte  $s_r$  admissible pour les armatures de béton armé est donnée par:

$$s_r = 161 - 0,33s_{\min} \quad (\text{I-62})$$

avec  $s_{\min}$  la contrainte minimale (positive en traction et négative en compression) en  $\text{MPa}$ .

Pour des armatures tendues, l'amplitude maximale admissible est donc égale à  $161\text{MPa}$ .

Cette valeur est du même ordre de grandeur que celle de Helgason (Papakonstantinou et al., 2001) où l'amplitude minimale de contrainte qui provoque la rupture en fatigue des structures en BA est de  $165\text{MPa}$ .

Ainsi, Hambly a proposé les limites conservatives sur l'amplitude de contrainte pour éviter la vérification de la fatigue comme suit (Mallett., 1991):  $155\text{MPa}$  pour les armatures avec  $f \leq 16\text{mm}$  et  $120\text{MPa}$  pour les armatures avec  $f \geq 16\text{mm}$ .

**I-4.1.3 Fatigue du béton armé**

Il existe deux types de ruptures en fatigue d'éléments en béton armé (Mallet, 1991): en flexion ou en effort tranchant. En flexion, la ruine provient soit de la rupture en fatigue du béton comprimé, soit de la rupture en traction des armatures tendues pour des poutres moyennement armées.

Dans le deuxième cas, qui concerne des poutres fortement armées où des fissures d'effort tranchant se développent et interceptent des fissures de flexion, et il est quasiment impossible d'estimer le nombre de cycles à la rupture.

## **I-4.2 Fatigue des poutres renforcées par matériaux composites**

Sous chargement statique et de fatigue, une part des efforts est reprise par le composite collé en face tendue, et les amplitudes de contraintes dans les armatures métalliques sont plus faibles que pour un élément non renforcé soumis à la même histoire de chargement.

De plus, le composite a une action de pontage des fissures existantes, en diminue la propagation, et améliore ainsi l'endurance en fatigue des poutres renforcées.

Comme la résistance à la fatigue du composite est supérieure à celle de l'acier d'armature, pour un même niveau d'amplitude de contraintes, la rupture en fatigue des poutres renforcées est principalement déterminée par la rupture en fatigue des armatures.

### **I-4.2.1 Fatigue des matériaux composites**

La fatigue est un processus de dégradation. La variation répétée de sollicitation de contraintes provoque la modification des propriétés mécaniques des matériaux composites. La limite de fatigue dépend de la nature des fibres et de la matrice, du drapage du composite et de la qualité des interfaces fibre/matrice. La résistance à la fatigue de la matrice est inférieure à celle des fibres. La résistance à la fatigue des composites dépend donc, pour une grande part, de cette matrice.

Sous une sollicitation de fatigue parallèle aux fibres sur des composites unidirectionnels, on distingue quatre mécanismes de rupture (cf. Figure I-25): (a) un décollement provenant de la rupture à l'interface des fibres, (b) la fissuration de la matrice, (c) la rupture des interfaces suivie de l'arrachement des fibres et (d) la rupture brutale.

Une combinaison de ces quatre types élémentaires de rupture, est souvent constatée dans les essais de fatigue des composites. L'endommagement accumulé pendant la fatigue est fréquemment caractérisé par la fissuration de la matrice, la rupture longitudinale de fibres, le délaminage et la rupture des fibres.

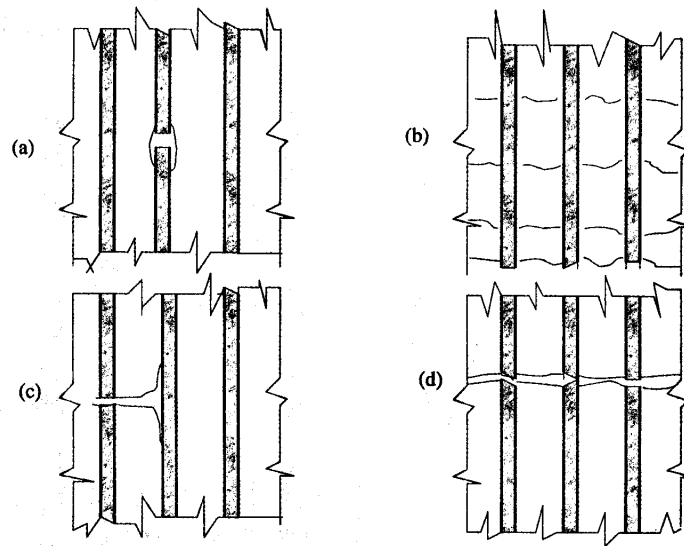


Figure I-25 Mécanismes de rupture des composites unidirectionnels (d'après Hollaway et Head, 2001)

Selon Bathias (Bathias et Baïlon, 1997), il y a trois phases dans l'endommagement des matériaux composites par fatigue (cf. Figure I-26). Une première phase courte, qui n'excède pas 20% du nombre de cycles à la rupture  $N_f$ , pendant laquelle des fissures vont se créer en traversant la matrice. Une deuxième phase, la plus longue, correspond à la multiplication de ces fissures transversales jusqu'à atteindre une certaine densité critique. Enfin, la dernière phase, de l'ordre de 10%  $N_f$ , correspond à l'endommagement final par des fissures longitudinales, au délaminage et à la rupture des fibres.

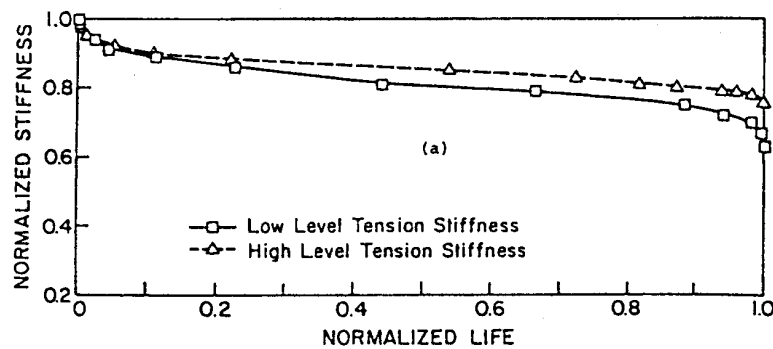


Figure I-26 Variation de la rigidité en fonction de l'endommagement cyclique dans un composite à fibres de carbone (d'après Bathias et Baïlon, 1997)

Le composite de fibres de carbone peut résister à des chargements en fatigue d'environ de 70% de sa contrainte de rupture et ne subir aucune diminution de sa résistance jusqu'à proximité de la rupture. L'influence du chargement de fatigue sur la résistance résiduelle des composites de fibres de carbone est du type de mort brutale ('sudden-death') (cf. Figure I-27).

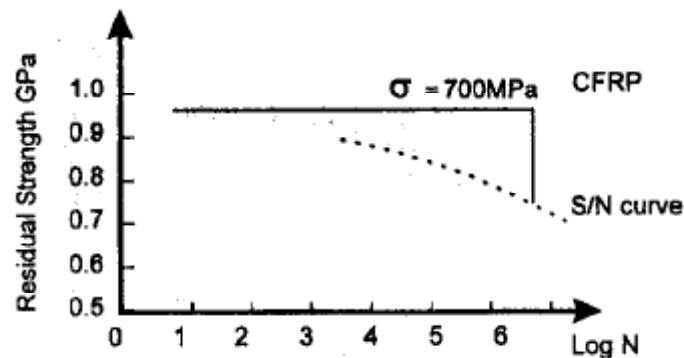


Figure I-27 Résistance résiduelle des matériaux composites (d'après Hollaway et Head, 2001)

#### - Facteurs influençant la limite en fatigue des composites

Les composites utilisés dans le domaine du renforcement sont principalement ceux à base de fibres unidirectionnelles. Sous les sollicitations de fatigue, la résistance des fibres est relativement élevée, lorsque des forces de traction sont appliquées dans la direction des fibres. En revanche, sous les sollicitations de fatigue de traction-compression, la résistance des composites à la fatigue est considérablement réduite.

Cette résistance dépend des propriétés des matériaux dont ils sont composés (fibres et matrice). Par exemple, la tenue à la fatigue d'un composite époxy est supérieure à la plupart des autres composites polymères. Le comportement de l'époxy se caractérise ainsi : une résistance importante, une résistance entre les fibres et la matrice élevée, un faible retrait pendant la cure et une déformation importante à la rupture.

L'emploi d'une résine époxy plus résistante (toughened epoxy) avec le même type de fibres améliore la tenue en fatigue du composite. Par contre, l'utilisation des fibres de carbone de propriété différente avec la même résine n'améliore que très légèrement la résistance à la fatigue (cf. Figure I-28).



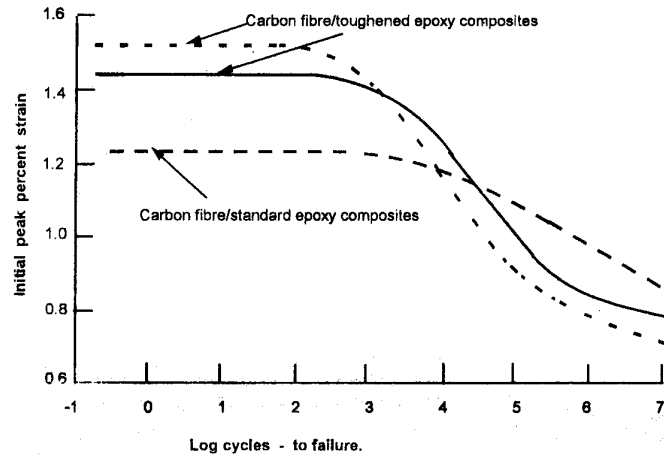


Figure I-28 Influence de la matrice sur la tenue en fatigue du composite carbone unidirectionnel (d'après Hollaway et Head, 2001)

La distribution statistique de la résistance des fibres influence, pour une grande part, la résistance à la rupture du composite. Les fibres les moins résistantes vont se rompre localement. Cet endommagement local va générer des sur-contraintes dans la matrice et au niveau de l'interface fibre/matrice au voisinage des fibres rompues. La matrice est fissurée, et les fibres voisines plus sollicitées, et vont se rompre au bout d'un certain temps. Ce processus d'endommagement conduit à la rupture prématurée du matériau.

Le matériau composite est très sensible à l'effet d'entaille sous sollicitations monotones. En revanche, en présence d'entaille et sous sollicitation de fatigue, sa tenue à la fatigue est encore performante (Bathias et Bâillon, 1997).

**- déformation ou contrainte limite des composites vis-à-vis de la fatigue**

Selon Bathias (Bathias et Bâillon, 1997), les composites à fibres unidirectionnelles sont sensibles à la fatigue oligocyclique. Leur rupture est fortement contrôlée par le rôle mécanique joué par la résine. Les auteurs proposent un modèle d'évolution des déformations  $\Delta e$  d'un composite carbone-époxy unidirectionnel en fonction du nombre de cycles  $N_f$  :

$$\Delta e = a - b \ln(N_f) \tag{I-63}$$

où  $a$  et  $b$  des coefficients constants relatifs au matériau testé.

Les règles ISIS du Canada (Hollaway et Head, 2001) limitent le niveau de contrainte dans les composites à celui proposé vis-à-vis du fluage.

Pour les composites à fibres de carbone, la contrainte  $s_{fu}$  est limitée à  $0,5 s_{fd}$ , où  $s_{fd}$  est la résistance ultime en traction du composite, définie en fonction de la résistance à la traction garantie  $s_f^*$  par  $s_{fd} = f_{fe} s_f^*$ .

$f_{fe}$  est un coefficient de réduction fonction de l'environnement égal, pour les composites à base de carbone, à 0,85 dans un environnement agressif et 0,95 dans les autres cas.

Pour un cas courant,  $s_{fu} = 0,475 s_{fd}$ .

#### I-4.2.2 Fatigue des colles (adhésifs)

La température de transition vitreuse  $T_g$  de la colle est un paramètre important vis-à-vis du comportement de la colle en fatigue. Pour un essai de fatigue à  $T < T_g$ , le mécanisme de rupture en fatigue est associé au développement de fissures dans la colle, qui dépend probablement de la contrainte maximale. Pour un essai de fatigue à  $T > T_g$ , il se produit un phénomène d'accumulation (rate process), la rupture n'est plus ductile et la résistance à la fatigue est considérablement diminuée (Hollaway et Lemming, 2001).

Une étude simulant un pont sous chargement de fatigue pendant 120 ans ( $7 \times 10^8$  cycles) indique que l'amplitude de contrainte de traction correspondante dans la colle époxy est de  $4,0 \text{ MPa}$  (Hollaway et Lemming, 2001). Comme le niveau de contrainte dans une colle, à l'ELS n'excède pas  $1,0 \sim 1,5 \text{ MPa}$ , la durée de vie sera supérieure. Les auteurs en déduisent, lorsque les conditions de température sont comprises entre  $-25^\circ\text{C}$  et  $+45^\circ\text{C} < T_g$ , la fatigue de la colle n'est pas prépondérante.

#### I-4.2.3 Fatigue des poutres renforcées

La répétition de charges de service élevées provoque la propagation de fissures d'éléments en béton armé, induit une diminution de leur rigidité et de leur résistance. L'application de composites améliore considérablement le comportement à la fatigue des éléments renforcés, ce qui est illustré par les résultats de plusieurs études présentées ci-après.

Clarke (Clarke, 1993) présente des essais de fatigue effectués à l'EMPA (The Swiss Laboratories for Materials Testing and Research de Dübendorf).

Un premier essai de flexion 4 points a été réalisé sur une poutre de section  $30\text{cm} \times 25\text{cm}^{\text{ht}}$  et de longueur  $2,0\text{m}$ , renforcée par un tissu hybride de fibres de verre et de carbone. La fréquence de chargement de fatigue est de  $4\text{Hz}$ . L'amplitude calculée de contrainte dans les armatures est de  $386\text{MPa}$ , celle dans le tissu de  $194\text{MPa}$ . La contrainte maximale calculée pour le tissu est égale à  $205\text{MPa}$ , soit environ 20% de sa résistance ultime. Les deux armatures tendues se sont respectivement rompues à la fatigue à 480 000 et 560 000 cycles. Après 805 000 cycles, le composite s'est rompu.

Un deuxième essai a été effectué sur une poutre en forme de "T", d'une portée de  $6,0\text{m}$  et renforcée par un composite de carbone de section  $200 \times 1\text{mm}^2$  (cf. Figure I-29). L'amplitude de contrainte dans les armatures métalliques est de  $131\text{MPa}$ , celle du composite de  $108\text{MPa}$ . La contrainte maximale calculée dans le tissu est de  $210\text{MPa}$ , soit environ 11% de sa résistance ultime. Après 10,7 millions de cycles sous conditions ambiantes, les essais de fatigue ont été poursuivis dans une salle climatisée en température et humidité relative ( $40^\circ\text{C}$  ;  $95\% \text{HR}$ ). L'objet de cette série d'essais est de vérifier que le composite collé peut supporter une forte humidité sous chargement de fatigue. Après 1,3 millions de cycles supplémentaires, (12,0 millions de cycles au total), une armature s'est rompue en fatigue. A cet endroit, la connexion entre le composite et le béton est encore assurée. A 14,09 millions cycles au total, la deuxième armature tendue s'est rompue. Le composite de Carbone s'est détaché après la rupture d'une troisième armature.

Un troisième essai a été effectué sur une poutre identique à celle utilisée précédemment, mais cette fois le composite est précontraint à 50 % de sa résistance ultime. Au bout de 30 millions de cycles, aucun endommagement évident n'a été constaté.

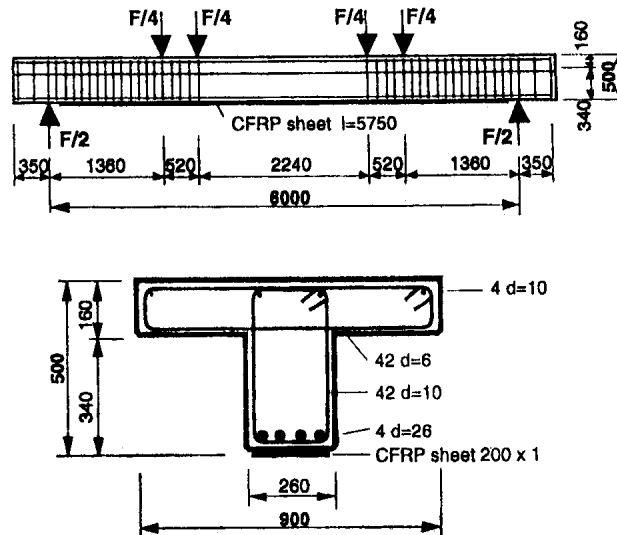


Figure I-29 Dimensions des poutres (unité: mm, d'après Clarke, 1993)

Masoud (Masoud et al., 2001) a effectué des essais de fatigue en flexion 4 points sur des poutres renforcées de tissu de carbone dont les armatures tendues ont été corrodées. La fréquence de chargement est de 3 Hz. Le chargement est compris entre 10% et 80% de la résistance statique de la poutre non renforcée. Le niveau de contrainte dans les armatures métalliques varie entre 25 et 300 MPa durant un cycle. Le composite a été appliqué en partie tendue de la poutre avec des verrous assurant l'ancrage aux extrémités, et sur les surfaces latérales par un composite en forme de "U".

La rupture à la fatigue des poutres renforcées est provoquée par la rupture à la fatigue des armatures tendues. Ces essais mettent en évidence une augmentation significative de la tenue à la fatigue des poutres renforcées, mais le niveau de résistance à la fatigue atteint est inférieur à celui des poutres vierges (non corrodées) et non renforcées : l'endurance des armatures en fatigue joue le rôle principal vis-à-vis de la tenue à la fatigue des poutres renforcées.

Shahaway (Shahaway et Beitelman, 1998) a effectué des essais de fatigue, en flexion 4 points, sur des poutres pré-fissurées ou non, et renforcées par différentes couches de composites à fibres de carbone (cf. Figure I-30). Le niveau du chargement appliqué se situe entre 25% et 50% de la résistance ultime statique des poutres non renforcées. La fréquence est de 1 Hz.

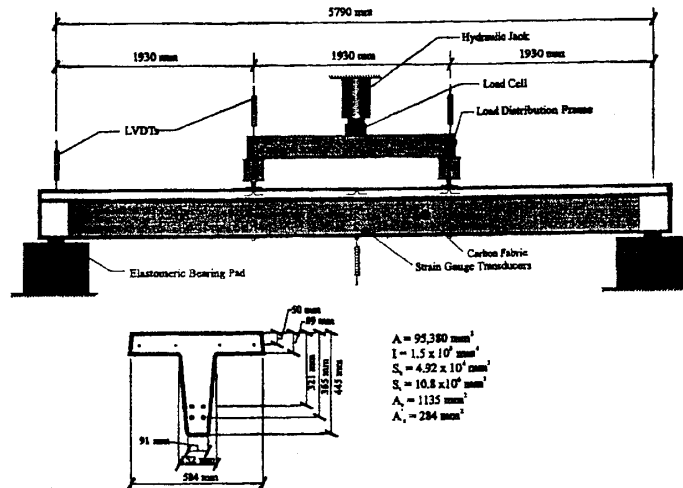


Figure I-30 Dimensions des éprouvettes (d'après Shahaway et Beitelman, 1998)

Une poutre non renforcée est soumise à 150 000 cycles, correspondant à la demi-endurance en fatigue de la poutre non renforcée (la tendue en fatigue d'une poutre non renforcée est de 300 000 cycles), puis 2 couches de CFRP ont été collées sur la fibre inférieure. L'essai de fatigue s'est poursuivi jusqu'à rupture à 2 millions de cycles.

D'autres essais de fatigue ont été réalisés sur des poutres vierges renforcées par deux ou trois couches de composite, et soumises au même chargement de fatigue que précédemment.

Pour les deux poutres renforcées par 2 couches de composite, la rupture à la fatigue s'est produite au bout d'environ 1,8 millions de cycles. En revanche, deux autres poutres renforcées par trois couches de composite ont supporté 3 millions de cycles de sollicitation de fatigue. Néanmoins, sur la Figure I-31, on constate que la rigidité de la poutre renforcée diminue après environ 1,5 millions de cycles : à ce stade, des armatures sont déjà rompues et une fissure principale est apparue.

D'après ces résultats expérimentaux, les conclusions sont les suivantes :

- l'endurance à la fatigue d'une poutre fortement endommagée peut être améliorée par l'emploi d'un renforcement externe composite,
- l'endurance en fatigue des poutres renforcées par deux ou trois couches de composites est respectivement améliorée de 6 à 10 fois.

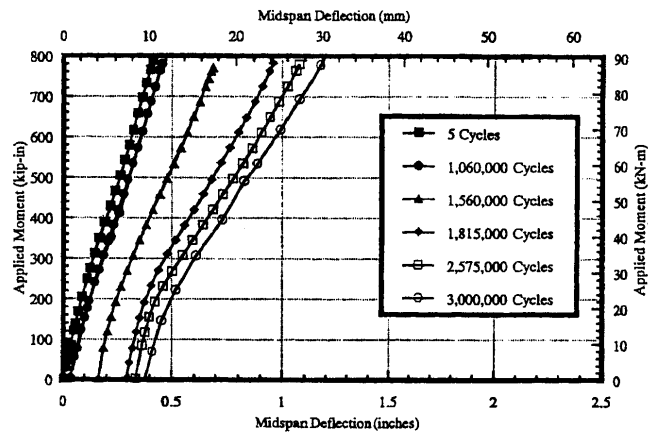


Figure I-31 Variation de la rigidité d'une poutre renforcée (d'après Shahaway et Beitelman, 1998)

Barnes (Barnes et Mays, 1999) a effectué des essais de fatigue à  $1\text{ Hz}$  sous plusieurs niveaux de chargement sur 4 poutres, 2 renforcées par composites par composite à base de carbone et 2 non renforcées. Les dimensions et les ferrailages sont présentés sur la Figure I-32.

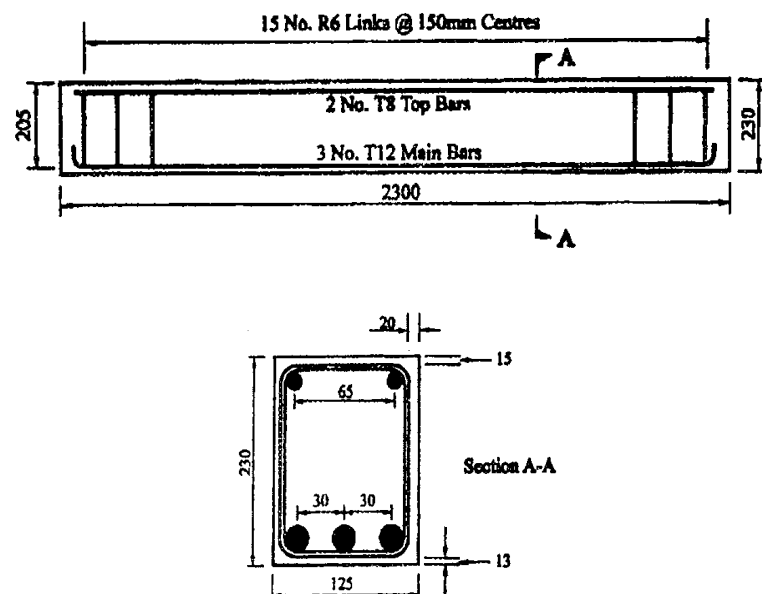


Figure I-32 Dimensions des éprouvettes (d'après Barnes et Mays, 1999)

Les niveaux de chargement, les pourcentages de chargement des poutres par rapport aux charges ultimes calculées, et les amplitudes de contraintes correspondantes, également calculées, sont reportées dans le tableau I-9.

Poutre	Chargement $F_{\max} - F_{\min}$	$\frac{F_{\max} - F_{\min}}{F_{ultime}^{calculée}}$	$(s_s^{\max} - s_s^{\min})$ calculée	$N_f$ cycles à rupture
n°1 non renforcée	4 – 40 kN	48%	274 MPa	$2.10^4$
n°2 renforcée	4 – 40 kN	32%	222 MPa	$1,9.10^6$
n°3 non renforcée	3 – 32 kN	39%	220 MPa	$7,3.10^5$
n°4 renforcée	5 – 49 kN	39%	272 MPa	$5,1.10^5$

Tableau I-9 Résultats d'essais de Barnes (Barnes et Mays, 1999)

Pour chacun des essais réalisés, la flèche mesurée a augmenté lentement, puis brutalement à l'approche de rupture. Dans le cas des poutres non renforcées, les armatures se sont plastifiées. Dans le cas des poutres renforcées, les armatures métalliques se sont rompues. Après cette rupture, le composite avec une couche du béton d'enrobage s'est détaché de la poutre.

Lorsque les mêmes charges sont appliquées (poutres n°1 et 2), le composite améliore considérablement l'endurance en fatigue des poutres en diminuant les niveaux de contraintes dans les armatures métalliques.

Lorsque la même amplitude de contrainte est imposée dans les armatures (poutres n°1 et 4, ou poutres n°2 et 3), l'évolution de la flèche est relativement similaire pour les deux poutres, et les poutres renforcées présentent une endurance à la fatigue plus importante.

Lorsque le même pourcentage de chargement par rapport à la résistance statique calculée est imposé (poutres n°3 et 4), le nombre de cycles à la rupture des poutres renforcées est plus faible, du fait de l'augmentation de l'amplitude (calculée) de contrainte dans les armatures. L'auteur recommande alors que lors du dimensionnement, le niveau de l'amplitude de contrainte admissible dans les armatures des poutres renforcées ne dépasse pas celui des armatures des poutres non renforcées.

Papakonstantinou (Papakonstantinou et al., 2001) a également conduit des essais de fatigue en flexion 4 points, à une fréquence de 2 ou 3 Hz sur 14 poutres en béton armé, 8 renforcées par un tissu de verre (GFRP), et 6 non renforcées (cf. Figure I-33). Différents niveaux de chargements de fatigue a été appliqués.

La rupture en fatigue des poutres renforcées est dans un premier temps provoquée par la rupture en fatigue des armatures tendues après plastification des armatures. Le décollement du

tissu de verre est la rupture secondaire. De plus, pour les poutres renforcées, l'apparition de fissures d'efforts tranchants a été constatée aux moments proches de la rupture, ce qui n'est pas le cas pour les poutres non renforcées.

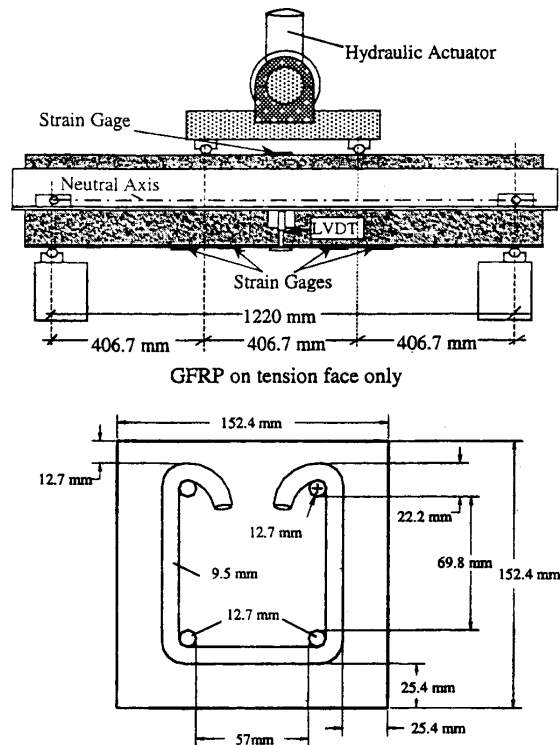


Figure I-33 Dimensions des éprouvettes (d'après Papakonstantinou et al., 2001)

Les courbes d'évolution de la flèche en fonction du nombre de cycles sont tracées sur la Figure I-34, pour les poutres renforcées (indices S) et non renforcées (indice N).

L'allure des courbes est similaire: après l'atteinte d'une valeur initiale, la flèche reste quasiment constante puis croît rapidement jusqu'à rupture.

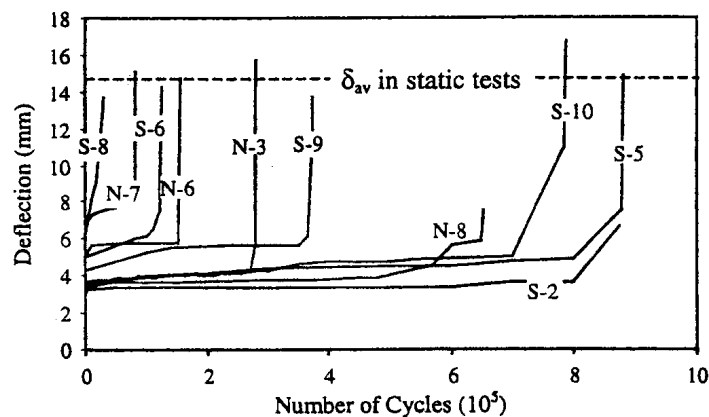


Figure I-34 Evolution de la flèche en fonction du nombre de cycles de fatigue (d'après Papakonstantinou et al., 2001)



L'auteur propose la formule suivante pour estimer l'endurance à la fatigue des poutres renforcées :

$$\log(N) = 6,677 - 0,00613s_r \quad (\text{I-64})$$

avec  $N$  le nombre de cycles à la rupture de fatigue et  $s_r$  la variation de contrainte dans les armatures métalliques, en  $MPa$ .

Papakonstantinou conclut que, lorsque la même amplitude de contraintes dans les armatures aciers est appliqué au cours des essais de fatigue, l'endurance des poutres renforcées est la même que celles des poutres non renforcées, ce qui semble en désaccord avec la conclusion précédente de Barnes (Barnes et Mays, 1999), dont les résultats indiquent que les poutres renforcées sont plus durantes. Cela provient sans doute de la différences entre les matériaux composites employés : le tissu de verre reprend moins de contrainte que les plats carbone, et ainsi la redistribution des contraintes est réduite.

#### **I-4.2.4 Analyses des résultats expérimentaux de la littérature et des méthodes de calcul**

Les courbes S-N de tenue en fatigue de l'acier et les résultats expérimentaux de fatigue sur des poutres renforcées des études présentées ci-dessus sont synthétisés sur la Figure I-35.

La courbe du BPEL91 est très proche de celle de Tilly et Mosse dans le cas où le diamètre des armatures est inférieur à 16  $mm$ .

Lorsque l'amplitude de contrainte dans les armatures des poutres renforcées se situe entre 200  $MPa$  et 300  $MPa$ , ces deux courbes concordent avec les résultats expérimentaux. En revanche, pour des amplitudes de contraintes supérieures à 300  $MPa$ , la courbe de Helgason est proche des résultats expérimentaux relatifs aux poutres renforcées par tissu de fibres de verre.

Le nombre de cycles à la rupture estimé par la formule de Papakonstantinou est toujours inférieur aux valeurs expérimentales.

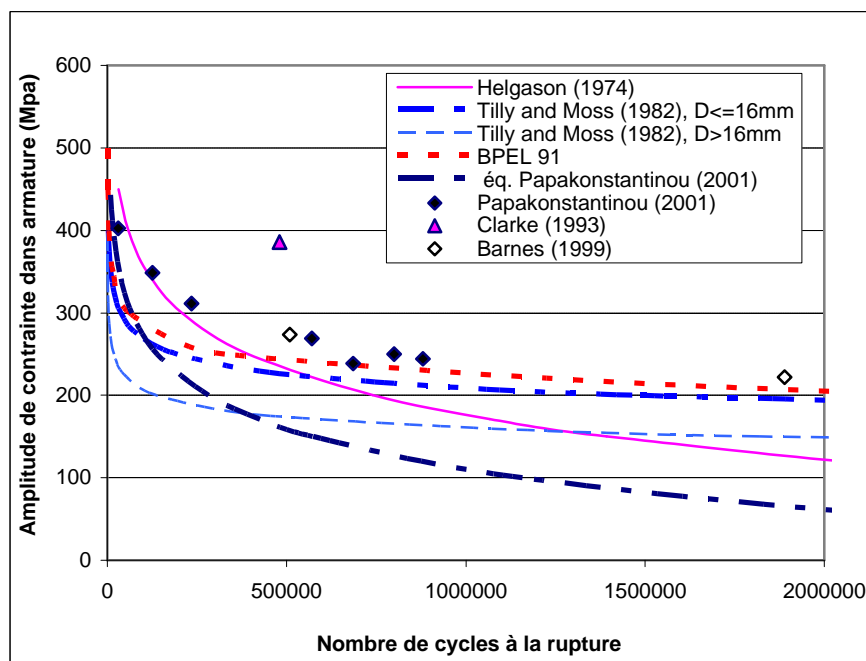


Figure I-35. Synthèse des courbes S-N théorique et des résultats expérimentaux

On remarque également que les points correspondant aux amplitudes de calcul de Barnes se situent dans la même zone que les valeurs expérimentales de Papakonstantinou: les estimations des contraintes dans les armatures métalliques et les renforts composites basés sur les méthodes de dimensionnement en flexion présentés précédemment sont alors applicables. Dans la suite, nous ne retiendrons que l'approche du BPEL91 et celle de Tilly et Mosses pour analyser la courbe S-N expérimentale de nos essais.

## Conclusion

Du fait de la bonne tenue en fatigue des matériaux composites, la rupture en fatigue des poutres renforcées est provoquée tout d'abord par la rupture des armatures métalliques tendues. La rupture à la fatigue du composite est secondaire. La fatigue de la colle n'est pas un paramètre critique pour la conception.

L'application de matériaux composites sur les surfaces tendues augmente considérablement la tenue à la fatigue des poutres renforcées, avec plus ou moins d'efficacité suivant le type de composite : les composites à base de carbone sont plus efficaces que ceux à base de fibres de verre.

Les résultats des essais présentés dans la littérature sont assez dispersés, et il n'y a pas assez de résultats pour obtenir une courbe de S-N concernant toutes les poutres renforcées.

Par ailleurs, les résultats des essais de fatigue réalisés dans une salle climatisée mettent en évidence le fait que, au cours de la fatigue, l'humidité et la température modifient peu le comportement en fatigue des poutres renforcées par composite à fibres de carbone.

## CONCLUSION

Renforcer des poutres en béton armé par collage de matériaux composites est une technique efficace. Le composite fonctionne comme une armature externe complémentaire qui améliore la résistance statique (moment fléchissant et effort tranchant) ainsi que la tenue à la fatigue des poutres renforcées. Le comportement d'une poutre renforcée est influencé par plusieurs facteurs, en particulier, la géométrie de poutre, le taux de renforcement des armatures tendues, la longueur du composite, etc. Mais peu de données disponibles dans la littérature concernent le comportement de poutres pré-fissurées puis renforcées par composite, sous chargement statique et de fatigue. Dans nos études expérimentales, des essais statiques et de fatigue sont effectués sur des poutres pré-fissurées, puis renforcées.

Les méthodes de calcul réglementaire aux ELS et ELU de poutres renforcées sous chargement de flexion sont basées sur les hypothèses conventionnelles du béton armé. Pour la résistance à l'effort tranchant de poutres renforcées, une méthode de calcul de type modèle treillis ('truss model') est utilisé en distinguant les contributions du béton, des armatures transversales et du composite latéral. Il n'y a pas de consensus quant au calcul de la contribution du composite à la reprise de l'effort tranchant, en particulier quant au choix de la hauteur effective et celui de la contrainte effective. La comparaison entre nos résultats d'essais et les estimations issues des méthodes présentées dans ce chapitre sera effectuée par la suite (chapitre III).

Comme l'indiquent quelques auteurs, la rupture en fatigue des poutres renforcées est provoquée par la rupture des armatures métalliques. Les résultats des essais présentés dans la littérature sont assez dispersés, et il n'y a pas assez de résultats pour obtenir une courbe de S-N concernant toutes les poutres renforcées. L'analyse sur les résultats expérimentaux dans la littérature et les méthodes de calcul existantes nous montre que les méthodes du BPEL91 et de Tilly et Moss concordent avec ces résultats expérimentaux, lorsque l'amplitude de contrainte dans les armature se situe entre 200 ~ 300 MPa . Ces deux méthodes seront donc utilisées dans l'analyse de nos résultats d'essai de fatigue (chapitre II).

Les conditions d'essai, par exemple une humidité relative de 95% et une température de 40°C , ne semblent pas influencer sur la tenue en fatigue des poutres renforcées. Nous étudierons, dans le chapitre IV, par le biais de deux essais, l'influence des conditions de stockage (et non les conditions d'essai), sur le comportement à la fatigue de poutre pré -fissurées, renforcées ou non.



## **Chapitre II**

# **Comportements en service des poutres courtes pré-fissurées et renforcées**



## Chapitre II Comportements en service des poutres courtes pré-fissurées et renforcées

### INTRODUCTION

A la suite de l'étude bibliographique sur les comportements de poutres renforcées par matériaux composite sous chargement statique et de fatigue, nous présentons ici nos études expérimentales des poutres courtes en béton armé, initialement pré-fissurées et puis renforcées par matériaux composites (TFC, Figure II-1), et testées en flexion trois points sous chargement de fatigue.

La charge du bâti de flexion de la presse d'essai est limité à  $200\text{ kN}$ , et la portée limite d'une éprouvette est de  $600\text{ mm}$ . Pour ces raisons, les éprouvettes choisies dans nos études expérimentales sont des poutres courtes  $150 \times 200 \times 700\text{ mm}^3$  (cf. Figure II-2).

Tout d'abord, les comportements des matériaux utilisés (le béton, les armatures et le composite), les éprouvettes et les instrumentations effectuées sont présentés. Avant d'être soumises au chargement de fatigue, toutes les poutres (renforcées ou non) sont pré-fissurées. Cette procédure consiste à piloter le chargement par la somme de l'ouverture de fissures égale à  $0,7\text{ mm}$ .

Les essais de fatigue sont effectués jusqu'à rupture des éprouvettes, ou jusqu'à 2 millions de cycles sous un chargement correspondant à un état limite de service.

Tout d'abord, des poutres pré-fissurées et non renforcées (éprouvettes témoins) armées de 2HA8 et 2HA10 en partie tendue sont testées sous chargement de fatigue en service, jusqu'à rupture. Puis, des essais de fatigue sous le même niveau de charge que précédemment sont effectués sur les poutres pré-fissurées et renforcées par composite. Aucune poutre renforcée n'est rompue à la fatigue.

Enfin, afin d'étudier les comportements ultime en fatigue de ces poutres renforcées, des essais de fatigue sous charges plus élevées sont également réalisés. Plusieurs types de rupture sont alors observés.

Afin de compléter des informations obtenues expérimentalement, par exemple, les évolutions des contraintes dans les armatures tendues au niveau de fissures, des études basées sur des méthodes analytique ou par éléments finis sont également présentées dans ce chapitre



## II-1 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

### - Matériaux composites

Les matériaux composites utilisés dans notre étude sont des Tissus en Fibres de Carbone (TFC – cf. Figure II-1) combinés avec des résines époxy, et qui sont fournis par Freyssinet International. Le TFC est un tissu sec bidirectionnel : dans le sens privilégié de résistance, il est constitué de 70% de fibres, et 30% de fibres dans le sens de trame. Le TFC est collé sur les surfaces du support par la colle époxydique. L'épaisseur nominale du composite (TFC + résine) est de  $0,43\text{ mm}$ , et sa densité est de  $1,8\text{ g/cm}^3$ .

Les propriétés mécaniques du composite sont les suivantes (données par le fabricant):

- *Résistance garantie à la rupture en traction* :  $f_{fu} = 1400\text{ MPa}$
- *Module d'Young* :  $E_f = 105\text{ GPa}$

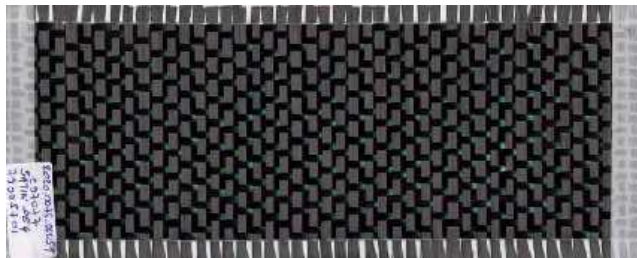


Figure II-1 Tissu de Fibre de Carbone (TFC de Freyssinet)

### - Résine

La colle est une résine synthétique destinée à imprégner le tissu TFC et à assurer la liaison avec le support à renforcer. La température de transition vitreuse de la résine est supérieure à  $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Cette résine est constituée de 2 composants (la résine et le durcisseur). La quantité de résine pour une couche est de  $800\text{ g/m}^2$ , dont  $571\text{ g}$  de résine et  $229\text{ g}$  de durcisseur.

Les caractéristiques mécaniques (après un durcissement de 7 jours, à  $23\text{ }^{\circ}\text{C}$ ) de la colle sont les suivantes (données par le fabricant):

#### *Traction*

- *Résistance à la rupture*:  $R_t = 29,3 \pm 1,2\text{ MPa}$
- *Module d'Young* :  $E_t = 2300 \pm 120\text{ MPa}$

*Compression*

- *Résistance à la rupture:*  $R_c = 56,3 \pm 0,7 \text{ MPa}$
- *Module d'Young :*  $E_c = 2000 \pm 100 \text{ MPa}$

*Adhérence sur béton*

Test d'arrachement dynamomètre SATTEC après un durcissement de 7 jours, à 20°C

- *Sur béton sablé sec:*  $R = 2,5 \text{ MPa}$
- *Sur béton sablé humide :*  $R = 2,0 \text{ MPa}$

**- Béton**

La composition de béton utilisé dans nos études est détaillée dans le Tableau II-1.

Composition	Sable 0/4	Sable 0/5	Gravillon 5/12.5	Gravillon 12.5/20	Ciment (CEMI52.5PMP ES HTS)	Eau
masse	424	431	454	540	350	180

Tableau II-1 Compositions de béton (Unité:  $\text{kg} / \text{m}^3$ )

Les propriétés mécaniques de ce béton sont les suivantes (issues de tests réalisés au LCPC):

- *résistance moyenne en compression uniaxiale:*  $f_{cm} = 43,5 \text{ MPa}$
- *résistance moyenne en traction uniaxiale:*  $f_{tm} = 3,4 \text{ MPa}$
- *Module d' Young :*  $E = 34000 \text{ MPa}$

**- Armatures**

Les caractéristiques mécaniques des armatures utilisées sont les suivantes (valeurs expérimentales déterminées au Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien):

*HA8*

- *Limite d'élasticité:*  $f_y = 570 \text{ MPa}$
- *Module d'Young :*  $E_s = 200 \text{ GPa}$

*HA10*

- *Limite d'élasticité:*  $f_y = 550 \text{ MPa}$
- *Module d'Young :*  $E_s = 200 \text{ GPa}$

## II-2 PREPARATION DES COPRDS D'ÉPROUVETTE-INSTRUMENTATIONS DES ESSAIS

### II-2.1 Dimensionnement des corps d'essai

Les éprouvettes sont des poutres courtes. Elles sont longues de 70 cm, avec une section de 15 cm de largeur et de 20 cm de hauteur (cf. Figure II-2). La portée est de 60 cm. Afin d'étudier l'influence des taux de renforcement des armatures tendues sur l'efficacité du renforcement par composite, deux types de ferrillages en partie tendue ont été utilisés : 2HA8 et 2HA10 (le taux de renforcement est respectivement de 0,39% et de 0,62%). Dans la zone comprimée, toutes les poutres sont armées par deux armatures HA6. Les cadres sont des HA6 et disposés avec un espacement de 12 cm.

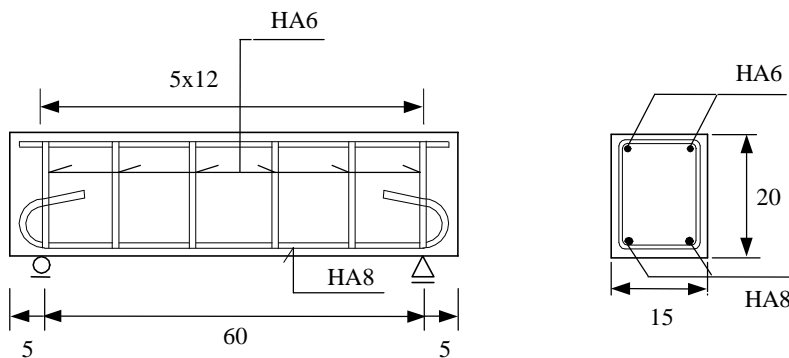


Figure II-2 Dimensions et ferrillage des éprouvettes (unité: cm)

En utilisant le règlement BAEL91 (BAEL, 1992), sans tenir compte des coefficients de sécurité, la résistance ultime au moment fléchissant et celle à l'effort tranchant correspondant aux essais ont été calculées. Ces valeurs sont données dans le Tableau II-2. Quel que soit le type de ferrillage (HA8 ou HA10), la résistance à l'effort tranchant des éprouvettes sans renforcement est supérieure à celle du moment fléchissant. C'est-à-dire que la rupture statique de poutres témoins sera due au moment fléchissant.

Armatures	Taux de renforcement		Résistance ultime (kN)	
	armature tendue	armature transversale	Flexion	Effort tranchant
2 HA10	0,62 %	0,28%	125	144
2 HA8	0,39 %		85	

Tableau II-2 Renforcement et résistance ultime des éprouvettes non renforcées

## II-2.2 Préparation des éprouvettes

### - Sablage

Compte tenu des modes de renforcements retenus (cf. les paragraphes ci-après "collage du TFC") les faces latérales et inférieures de chacune des poutres ont été sablées, afin de garantir un collage correct entre le composite et le béton. Des dispositions particulières ont été prises afin de protéger les fils des jauges positionnées sur les armatures lors du sablage (cf. Figure II-3).



Figure II-3 Poutres sablées et équipées de tubes de protection des fils de jauges intérieures

### - Pré-fissuration

Avant de coller le TFC, toutes les poutres BA sont initialement pré-fissurées. La procédure de pré-fissuration consiste à piloter le chargement par l'ouverture de fissures.

D'après l'Eurocode 2 (EC2, 2002), pour des structures en béton armé exposées à l'air, une des conditions concernant l'ouverture de fissure de l'état limite de service est que l'ouverture maximale de fissures soit au plus de  $0,3\text{ mm}$  (§7.3, EC2).

Compte tenu de la présence des cadres, deux macro-fissures symétriques par rapport au centre de la poutre sont systématiquement apparues (cf. Figures II-4.1 et II-4.2). En tenant compte de la différence d'ouverture de ces deux fissures, la somme des ouvertures des deux fissures doit être au plus égale à une valeur que nous avons fixée à  $0,7\text{ mm}$ . Les résultats de pré-fissuration sont présentés concrètement dans le paragraphe suivant (cf. § II-4).

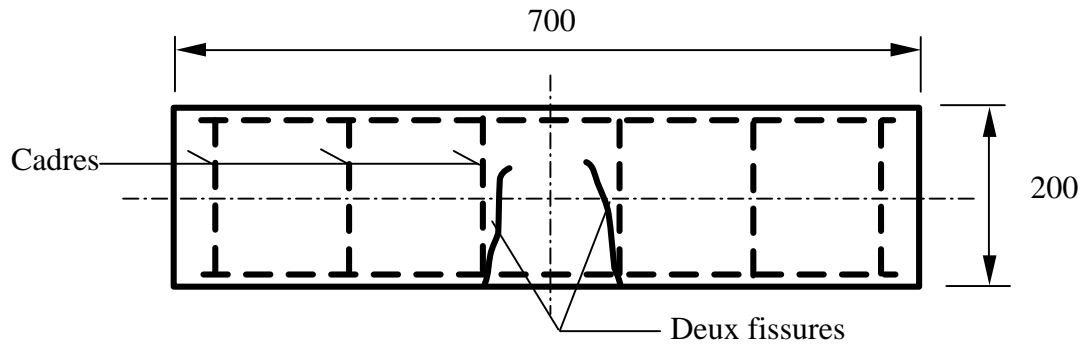


Figure II-4.1 Schématisation des deux fissures symétriques au niveau des cadres

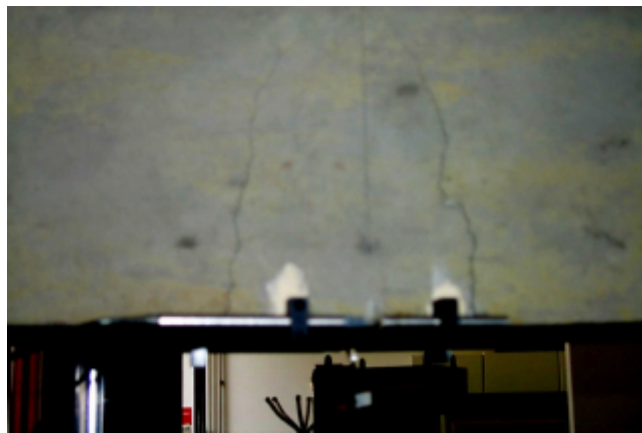


Figure II-4.2 Deux fissures symétriques au cours de la pré-fissuration

#### **- Collage du TFC**

Après la pré-fissuration des éprouvettes, le composite est collé sur les faces sablées (cf. Figure II-5). Deux couches de résine sont nécessaires pour coller une couche de TFC: la première couche (appliquée à l'aide d'un rouleau) a pour rôle de faire pénétrer la résine au mieux dans les anfractuosités du support et assure ainsi une bonne imprégnation des surfaces. La deuxième couche de résine, appliquée (au couteau à enduire) après mise en place du tissu sur la première couche, est destinée à achever l'imprégnation du TFC.

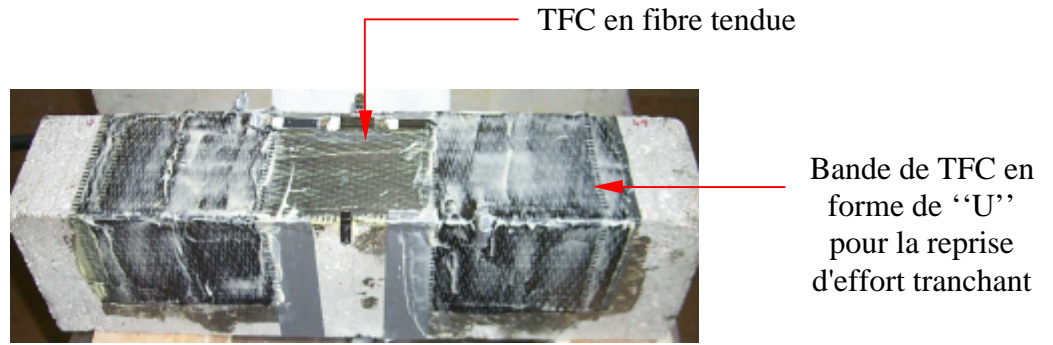
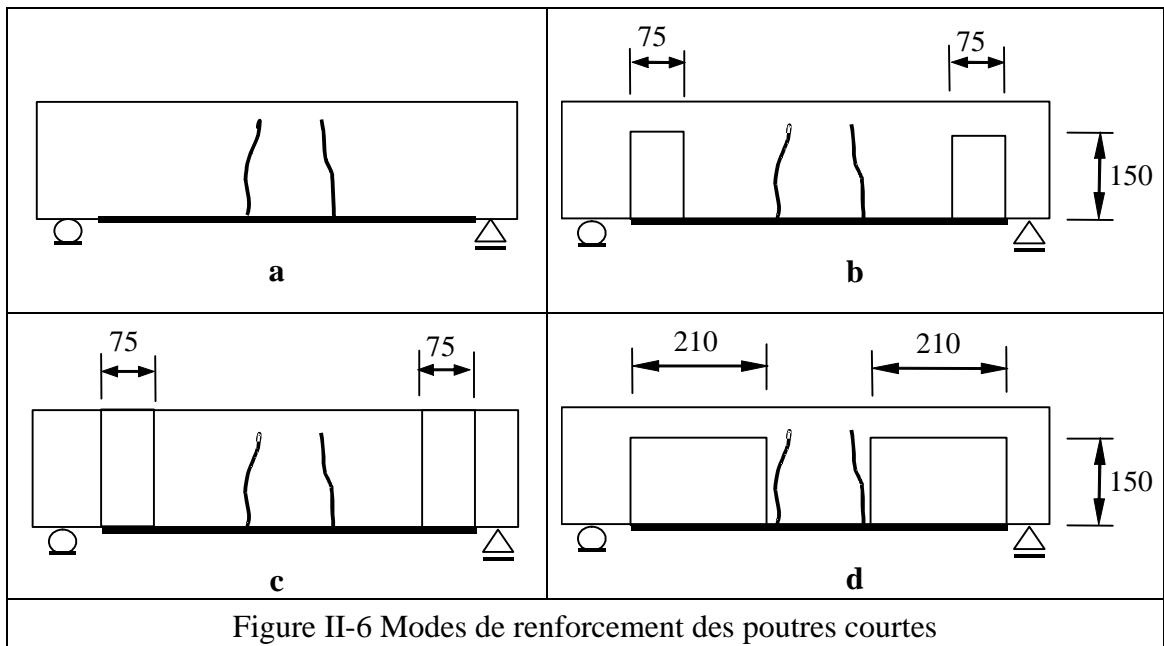


Figure II-5 Renforcement par TFC d'une poutre pré-fissurée (vue de dessous)

Quatre modes de renforcement sont utilisés dans nos études (cf. Figure II- 6 a, b, c, et d) : il s'agit d'un renforcement sur la face tendue et de renforcements sur les faces latérales. Pour ces derniers, les bandes latérales en forme de "U" sont de différentes hauteurs et différentes largeurs. Le composite en face tendue a toujours une largeur de  $150\text{ mm}$  et une longueur de  $550\text{ mm}$ , avec une distance de  $25\text{ mm}$  entre l'extrémité du tissu et l'appui.

La numérotation des éprouvettes et les modes de renforcement correspondants sont présentés Figure II-6 et dans le Tableau II-3.



Mode de renforcement	éprouvettes	
	HA8	HA10
<b>a</b>		n <sup>03</sup> , n <sup>011</sup> et n <sup>019</sup>
<b>b</b>	n <sup>08</sup> , et n <sup>016</sup>	
<b>c</b>		n <sup>02</sup> , n <sup>010</sup> et n <sup>018</sup>
<b>d</b>	n <sup>07</sup> , n <sup>015</sup> , n <sup>023</sup> et n <sup>024</sup>	

Tableau II-3 Epreuves et les modes de renforcement

### II-2.3 Instrumentation des essais

Toutes les poutres (renforcées ou non) sont testées en flexion trois points. Lors des essais statiques et de fatigue, la flèche à mi-portée et l'ouverture des fissures sont mesurées au moyen de capteurs de déplacement, et les déformations des armatures au milieu de poutre le sont à l'aide de jauges d'extensométrie. Pour les éprouvettes renforcées, trois déformations du composite (au droit des deux fissures et à mi-portée de la poutre) sont également mesurées. L'instrumentation des essais est illustrée par les Figures II-7, II-8 et II-9.

#### - Jauges

Deux types de jauges sont utilisés. Après une préparation spéciale afin d'obtenir une surface d'armature la plus plane possible, une jauge (KYOWA) de 20 mm de longueur a été collée sur une armature tendue pour mesurer la déformation de l'acier (section centrale).

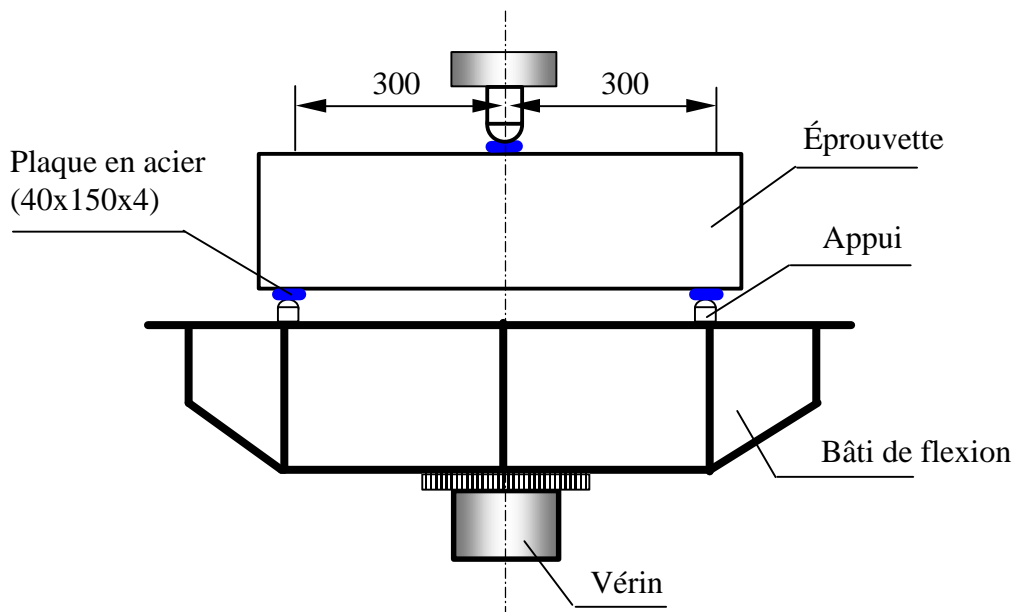


Figure II-7 Dispositifs de la presse d'essai (unité: mm)

Les mesures des déformations du composite sont réalisées à l'aide de jauges (KYOWA) de 30mm longueur.

#### - Capteur de déplacement

Des capteurs de déplacement (type de Schlumberger AR5.0) sont utilisés pour mesurer la flèche à mi-portée et l'ouverture des fissures. Ces capteurs ont une course de 10mm (-5 ~ +5). Pour effectuer les mesures, le capteur de flèche est attaché sur un cadre fixé sur le corps de poutre, et les capteurs d'ouverture des fissures sont reliés à la poutre par deux supports collés (cf. Figures II-8 et II-9).

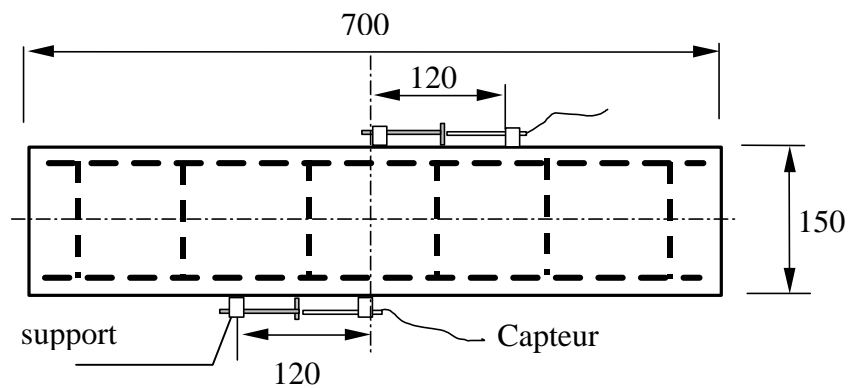


Figure II-8 Capteurs de mesure d'ouverture de fissures (vue de haut)

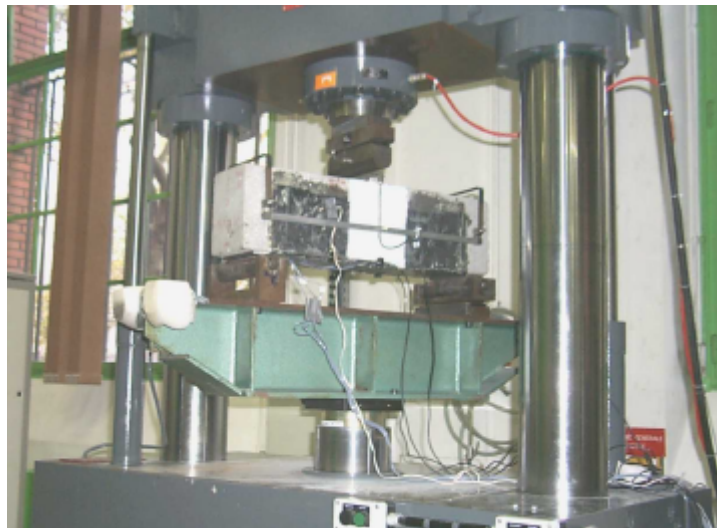


Figure II-9 Essai en flexion trois points



### ***-Caractéristiques de la presse Tinius Olsen***

La charge maximale fournie par le vérin est de  $500\text{ kN}$ . Du fait des limitations imposées par le bâti de flexion, la charge maximale appliquée est limitée à  $200\text{ kN}$  pendant les essais. Les essais statiques sont pilotés par la flèche, et les essais de fatigue sont pilotés en force.

## **II-3 STRATEGIES NUMERIQUES D'ANALYSE DES COMPORTEMENTS**

### **II-3.1 Introduction**

En appui de la campagne expérimentale, une large étude numérique a été mise en œuvre. Diverses simulations, basées sur des hypothèses de modélisation différentes, ont été réalisées à l'aide du progiciel CESAR-LCPC et seront présentées dans ce document. Se basant sur une confrontation avec les mesures expérimentales effectuées, elles ont pour objectif de renforcer les apports de l'expérience dans l'analyse des phénomènes observés (effets du renforcement structurel, analyse des processus de fissuration et des modes de ruptures, etc).

De manière générale, le problème étudié est complexe puisqu'il s'agit finalement de modéliser le comportement mécanique d'une structure « *composite* », c'est à dire constituée de matériaux très différents dont les fonctions mécaniques sont également très différentes ; cette structure étant en outre initialement *pré-endommagée* puis *réparée*.

On peut donc doré et déjà distinguer les principales difficultés de modélisation inhérentes à cette problématique:

si de nombreux progrès ont été faits dans la compréhension des mécanismes qui régissent le comportement mécanique de matériaux complexes, comme par exemple le béton, soumis à des sollicitations plus ou moins simples comme la traction, la compression ou diverses combinaisons des deux, et conduisant à des modèles performants, l'association de ces matériaux au sein d'une structure, par exemple une poutre en béton armé, dans le cadre d'une simulation numérique de son comportement global, mène à des modélisations qui s'avèrent être encore délicates.

Dans le cas du béton armé, les problèmes principaux sont liés, entre autres :

- pour ce qui est des structures elles-mêmes, à la complexité des géométries représentées : géométrie extérieure globale, ferrailages, etc. ... conduisant, compte tenu des efforts appliqués, à des modes de sollicitation locaux (souvent

tridimensionnels) du matériau assez éloignés de ceux pour lesquels le modèle s'est avéré performant,

- pour le matériau lui-même, et plus particulièrement le béton compte tenu de son hétérogénéité interne, au caractère localisé de la fissuration, aux effets d'échelles,
- enfin, pour l'association entre les différents matériaux constitutifs, au rôle des interfaces entre ces matériaux (interfaces acier/béton ou tissu/béton).

Les conséquences principales de ces complexités sont :

- de limiter parfois le caractère prédictif de la simulation envisagée par la difficulté de s'approcher *suffisamment prêt* de la réponse réelle de la structure sans recalage des paramètres matériaux théoriquement nécessaires au modèle et initialement déterminés expérimentalement, ou sans recalage des hypothèses de départ,
- de conduire rapidement à des calculs coûteux, voire prohibitifs surtout en trois dimensions, si le choix initial a été d'enrichir au maximum la modélisation numérique du problème pour obtenir des informations locales judicieuses comparativement à l'expérience.

En ce qui concerne cette étude, le caractère purement prédictif au sens défini ci-dessus des simulations envisagées est laissé de côté. La raison principale est la suivante : l'expérience a montré que dans la phase de pré-fissuration des poutres renforcées (ou pour les poutres non renforcées de TFC testées à la rupture), une fissuration symétrique apparaissait systématiquement de part et d'autre de l'axe central des éprouvettes, à une distance d'environ 6 cm de cet axe (cf. Figures II-4.1 et II-4.2). Le caractère fortement localisé de cette amorce de rupture peut s'expliquer par la présence de cadres à ces endroits, par les petites dimensions de la poutre et par le taux de renforcement. La conséquence majeure est un conditionnement de la réponse structurelle à la présence de ces deux macro-fissures (puisque le moment de flexion qui conduit à la ruine d'une poutre en béton armé seul est d'environ 20% plus faible que celui qui aurait conduit à la ruine de la même poutre, c'est à dire même section et même taux de renforcement, si la macro-fissuration avait été en section centrale).

Le côté systématique de ce mode de fissuration mène à deux remarques :

- vouloir représenter *l'initiation* et la *propagation* d'une fissuration fortement localisée nécessite l'utilisation de techniques numériques adaptées, qui en général ne sont pas

des techniques standards et sont donc délicates, coûteuses ou lourdes à mettre en œuvre,

- même si l'on dispose de ces techniques il faut souvent y adjoindre l'ingrédient adéquat qui permettra de localiser au bon endroit (i.e. « le bon défaut ») : la notion de *prédiction* disparaît alors d'elle même.

Ainsi, compte tenu de l'objectif initial fixé pour cette étude qui vise à la faire intervenir comme appui stratégique de l'expérience dans l'analyse des phénomènes, les choix de modélisations se sont orientés vers des solutions « *les moins coûteuses possibles* » pour des réponses « *les plus proches possibles* » de la réalité expérimentale. Enfin, ces choix de modélisation tiennent évidemment compte des possibilités offertes par le code de calcul utilisé (CESAR-LCPC).

Bien que chaque modélisation soit présentée suffisamment en détail au moment opportun, les grandes lignes sont les suivantes :

- les comportements des différents matériaux constitutifs, particulièrement le béton et les aciers, sont considérés comme étant non linéaires. Les modèles utilisés s'inscrivent dans une approche élastoplastique classique du comportement de ces matériaux. Le tissu de renforcement, quant à lui, est supposé conserver un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture. Les caractéristiques mécaniques (résistances, modules, ...) des matériaux déterminées expérimentalement sont utilisées pour alimenter les paramètres des modèles de comportement utilisés.
- les discontinuités physiques au sein du béton induites par les deux macro-fissures initiées dans la phase de pré-fissuration sont prises en compte de façon *explicite* soit par des éléments spéciaux de contact, soit par une zone vide d'éléments de largeur très petite.
- la symétrie des amorces de ruptures de la phase de pré-fissuration ainsi que la symétrie de la structure elle-même et celle du chargement appliqué permettent de ne considérer, dans le cadre de ces modélisations, que la moitié des poutres.
- les simulations sont faites en deux dimensions (contraintes planes) ou trois dimensions en fonction des informations que l'on désire mettre en évidence.
- la comparaison des résultats avec les différentes mesures expérimentales (locales ou globales) correspondantes permet la validation des modélisations.

Pour information le tableau ci-dessous (Tableau II-4) récapitule l'ensemble des simulations effectuées avec le nom des modules CESAR utilisés ainsi que les hypothèses de modélisation :

Calcul	Objet	Module	Dimension	Commentaires	Chapitre
Phase de préfissuration	Simulation du comportement des poutres BA lors de la première montée en charge: création des fissures initiales, et phase de déchargement	TCNL	2D	Poutres non renforcées.  Utilisation d'éléments de contact.	II-4.2
Phase de fatigue	Estimation des contraintes dans les aciers au niveau des fissures	MCNL	2D	Poutres BA renforcées ou non, la fissure est modélisée par une zone vide	II-5.4
Poutres BA renforcées à rupture	Simulation du comportement ultime de poutres BA renforcées	MCNL	2D et 3D	Poutres renforcées, la fissure est modélisée par une zone vide	III-1.3

Tableau II-4 Récapitulatif des simulations envisagées

### II-3.2 Présentation rapide du progiciel CESAR-LCPC et des modules utilisés

Le progiciel CESAR-LCPC est un outil de calcul basé sur la méthode des éléments finis, adapté à la résolution de problèmes du Génie Civil. Ses domaines de compétences sont le calcul de structures, la mécanique des sols, les transferts thermiques, l'hydrogéologie, etc.

Il est développé au LCPC depuis plusieurs années déjà (Humbert. P, 1989) et bien qu'étant un outil de recherche à part entière sa vocation est également industrielle.

Dans sa version actuelle, CESAR-LCPC désigne un ensemble formé par :

- un pré-processeur (anciennement désigné sous le nom de MAX) permettant la mise en place des maillages et des jeux de données,
- un code de calculs aux éléments finis (CESAR) centre névralgique du progiciel permettant la résolution numérique du problème étudié,

- un post-processeur (anciennement désigné sous le nom de PEGGY) dédié à l'interprétation graphique des résultats (sorties sur écran, fichiers ou traceur)

Dans sa version future (proche), les parties pré- et post-processeurs seront regroupées au sein d'un même environnement, appelé CLEO, englobant ainsi les tâches dédiées aux anciens outils MAX et PEGGY. Après avoir construit le problème à étudier, CLEO permettra ainsi de lancer « en direct » le calcul puis, à l'issue de ce dernier, de faire l'exploitation graphique des résultats sans sortir de l'environnement.

La structure de la partie calcul (CESAR) du progiciel est modulaire, c'est à dire que le traitement numérique de la formulation mathématique d'un problème physique donné est effectué dans un ensemble de *subroutines* (écrites en fortran) qui lui sont entièrement dédiées. Il existe cependant des bibliothèques d'outils généraux qui peuvent être utilisées par tous les modules, comme par exemple ceux dédiés à la résolution des systèmes d'équations linéaires.

Le problème physique étudié comme le choix des hypothèses de modélisation conditionnent le choix du module à utiliser. Dans le cas présent, l'étude porte sur les comportements mécaniques de structures dont les matériaux constitutifs suivent des comportements non linéaires. Le principal module dédié à ce type d'étude est le module MCNL (*Mécanique et Comportements Non Linéaires*). Cependant, développé dans le cadre de la mécanique des milieux continus, il ne permet pas de prendre en compte l'apparition d'une discontinuité franche du matériau (simulant une fissure) au cours du calcul. C'est pourquoi, du moins pour ce qui est de la modélisation de la phase de pré-fissuration, le module TCNL (*conTaCts entre solides Non Linéaires*), qui couple l'utilisation d'éléments de contact avec des éléments massifs fonctionnant suivant des comportements non linéaires, est utilisé. Dans ce type d'approche, on considère la fissure comme une discontinuité matérielle entre deux parties d'un même solide. Les éléments dits « de contact » permettent alors de simuler selon les cas :

- la séparation entre les deux parties solides (ouverture),
- la refermeture,
- le contact après refermeture, qu'il soit frottant ou non.

#### **- Modélisation du comportement de poutres en béton armé par le module MCNL**

De façon générale, et comme il a déjà été précisé, le module MCNL permet la résolution de problèmes en « non linéarité matériau ». Les modèles utilisés dans l'étude présentée ici,

s'inscrivent dans le cadre des comportements élastoplastiques. Le choix de ce type de modèles est discuté plus en avant. Ainsi :

- Les armatures de béton armé sont supposées suivre un comportement élastoplastique parfait. Le critère utilisé est de type Von Mises. La limite d'élasticité, utilisée pour déterminer le palier plastique du modèle, ainsi que le module d'Young sont mesurés expérimentalement sur des barres d'acier de mêmes caractéristiques que les armatures utilisées. Les résultats sont donnés dans §II-1.
- Le béton est également supposé suivre un comportement élastoplastique, mais cette fois-ci écrouissant. Le critère de plasticité utilisé est un critère de William Warnke (William et Warnke, 1975). Ce modèle a été implanté dans CESAR-LCPC par Ulm (Ulm F-J., 1996). Il permet de tenir compte du caractère écrouissant en compression, de la dissymétrie du comportement en traction-compression, et du comportement dilatant (après fissuration) du béton. Ce modèle est entièrement déterminé par la donnée de six paramètres : trois paramètres matériaux ( $\mathbf{s}_t, \mathbf{s}_c$  et  $\mathbf{s}_{bc}$ ) et trois paramètres d'écrouissage ( $z_0, z_{\max}$  et  $\mathbf{k}$ ). Le modèle est partiellement détaillé dans Annexe 1.
- L'adhérence acier/béton est supposée parfaite: les éventuelles pertes d'adhérence ne sont pas prises en compte de façon explicite.
- les essais expérimentaux sur tissu de fibres de carbone (ou plus exactement sur un composite formé de colle et de tissu) dénote un comportement élastique fragile en traction. Il est donc choisi de le simuler tel quel numériquement.

**- Utilisation d'éléments de contact pour modéliser la fissuration du béton**

L'objet de cette approche est de prendre en compte de façon explicite, à la fois, le caractère fortement localisé du mode de rupture ainsi que la discontinuité matérielle induite lors de la fissuration du béton.

Les éléments de contact de CESAR-LCPC, implantés par Richer (RICHER. S. ,1985), sont en fait des éléments d'interface quadratiques (épaisseur nulle). Ils ne peuvent être utilisés seuls, et sont donc obligatoirement assemblés à des éléments massifs également quadratiques. L'implantation a été réalisée aussi bien en 2D (élément à 6 noeuds) qu'en 3D (élément à 12 noeuds et à faces triangulaires).

Ces éléments permettent de modéliser différents états :

- lorsqu'ils ne sont pas ouverts, ils permettent de simuler l'adhérence parfaite entre les deux parties de solide qu'ils délimitent,
- une fois ouverts, ils peuvent se refermer. La refermeture ne signifie pas qu'il y a un retour à l'adhérence parfaite, mais qu'un contact est établi entre les deux parties de solide. Ce contact peut alors être « sans » ou « avec » frottement.
- Enfin, un élément d'interface peut être déclaré comme initialement « actif » c'est à dire soit ouvert, soit en état de contact (frottant ou non).

Chacun de ces états (ouvert ou en contact) est obtenu lors de la vérification de critères bien précis :

- l'activation par ouverture pure (fissuration mode I) est obtenue lorsque la contrainte normale au point de Gauss considéré dépasse une valeur critique (critère de Tresca),
- l'activation par cisaillement (fissuration mode II) peut être obtenue lorsque la contrainte tangente dépasse également une valeur critique (critère de Tresca),
- la refermeture est contrôlée par un critère de non interpénétration matérielle,
- le contact frottant est modélisé par un critère de Coulomb.

L'adhérence parfaite (état de l'élément lorsque aucun des critères d'activation n'est vérifié) se traduit numériquement par une pénalisation de la matrice de rigidité au niveau des degrés de liberté considérés. Cette pénalisation conduit à égaliser (au sens de la pénalisation appliquée) les déplacements des nœuds en vis à vis de l'élément. Lorsqu'un critère d'ouverture pure est vérifié, les raideurs normale et tangentielle de l'élément sont nulles, autorisant alors les déplacements relatifs des bords de l'élément en vis à vis. Lors de la mise en contact, les raideurs correspondantes sont à nouveau activées.

Le module TCNL permet donc l'utilisation conjointe de ces éléments avec des éléments de massifs suivant un comportement non linéaire. La prise en compte des éléments de contact nécessite un algorithme particulier, tout comme le traitement des problèmes non linéaires matériaux. Cette "utilisation conjointe" conduit donc à une imbrication des algorithmes nécessaires, l'un dans l'autre (pour plus de détails cf. CESAR-LCPC 3.2 (1995)). La principale conséquence est un coût de calcul supérieur à un calcul en plasticité classique du fait des activations diverses des différents états du contact, lors des itérations. Ce module ne permet, dans sa version actuelle qu'un pilotage du chargement en force imposée.

## II-4 PRE -FISSURATION DES POUTRES COURTES

La procédure de pré-fissuration consiste à piloter le chargement par la somme de l'ouverture de deux fissures. On note  $F_{0,7}$  la force correspondant à la somme des ouvertures de fissures égale à  $0,7\text{ mm}$ . Rappelons que cette force correspond à la force maximale appliquée à une poutre pour la pré-fissurer de sorte que chaque fissure ait une ouverture minimale de  $0,3\text{ mm}$ .

### II-4.1 Résultats de la pré-fissuration

Les résultats de la pré-fissuration sont présentés dans le Tableau II-5 et sont également représentés par les courbes effort / flèche, effort / déformation de l'acier et effort / somme des ouvertures ci-après.

poutres	$F_{0,7}$ (kN)	Flèche maximale (mm)	Déformation maximale de l'acier ( $\mu\text{m/m}$ )	Ouverture de fissure max (mm)		
				Fissure 1	Fissure 2	somme
<b>HA8</b>						
n°7	51,5	0,695	1550	0,355	0,352	0,707
n°8	53	0,738	1644	0,383	0,333	0,716
n°15	56,5	0,622	1667	0,32	0,387	0,707
n°16	54,4	0,682	2021	0,426	0,291	0,717
n°23	59	0,748	1815	0,371	0,331	0,704
n°24	58	0,685	1592	0,36	0,351	0,711
Valeur moyenne de $F_{0,7} = 55\text{ kN}$						
<b>HA10</b>						
n°2	70,0	0,717	1533	0,350	0,359	0,709
n°3	70,0	0,838	1571	0,410	0,290	0,700
n°10	77,5	1,040	943	0,408	0,297	0,705
n°11	77,0	1,083	1787	0,310	0,390	0,700
n°17	70,5	0,802	1533	0,378	0,327	0,705
n°18	80,5	0,775	1533	0,367	0,333	0,700
n°19	73,0	0,793	1562	0,338	0,366	0,704
Valeur moyenne de $F_{0,7} = 74\text{ kN}$						

Tableau II-5 Résultats des essais de pré -fissuration



Nous remarquons que les poutres HA8 ainsi que les HA10 se fissurent à partir d'une force d'environ  $30\text{kN}$ . Avant cette force, les courbes effort / flèche, effort / déformation de l'acier et effort / somme d'ouverture de fissures sont quasiment linéaires. Après cette force, du fait de la fissuration des poutres, ces courbes ne sont plus linéaires. La force  $F_{0,7}$ , pour les poutres HA8, a une valeur moyenne d'environ  $55\text{kN}$  (environ 61% de la résistance ultime). Pour les poutres HA10, cette force est d'environ  $74\text{kN}$  (environ 62% de la résistance ultime). Les contraintes maximales dans l'acier au milieu des poutres atteignent un niveau compris entre  $300\text{MPa}$  et  $400\text{MPa}$ : pendant la procédure de pré-fissuration, les aciers sont en phase élastique. L'ouverture de chacune des fissures n'est pas totalement identique, mais l'ouverture minimale atteint toujours  $0,29\text{mm}$  (cf. Figures II-16 et II-17).

Sur les figures ci-dessous, nous constatons une flèche résiduelle (ordre de grandeur d'environ  $0,3\text{mm}$ ) lorsque les poutres ont été totalement déchargées (cf. Figures II-10 et II-13). En outre, nous remarquons une déformation non nulle de l'acier (environ  $500\text{mm/m}$ ) (cf. Figures II-11 et II-14), vraisemblablement due à la non re-fermeture complète des fissures du béton; l'ouverture résiduelle de chacune des fissures étant à chaque fois égale en moyenne à une valeur comprise entre  $0,1\text{mm}$  et  $0,15\text{mm}$  (cf. Figures II-12 et II-15).

Les contraintes résiduelles dans les armatures au milieu de la poutre, calculées à partir des déformations résiduelles, sont égales à environ  $100\text{MPa}$  pour l'ensemble des poutres.

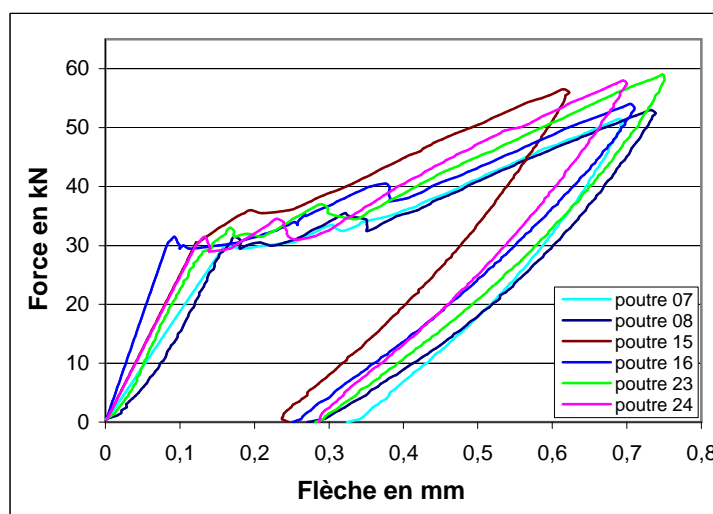


Figure II-10 Résultats de pré-fissuration des éprouvettes HA8 (Effort / flèche)

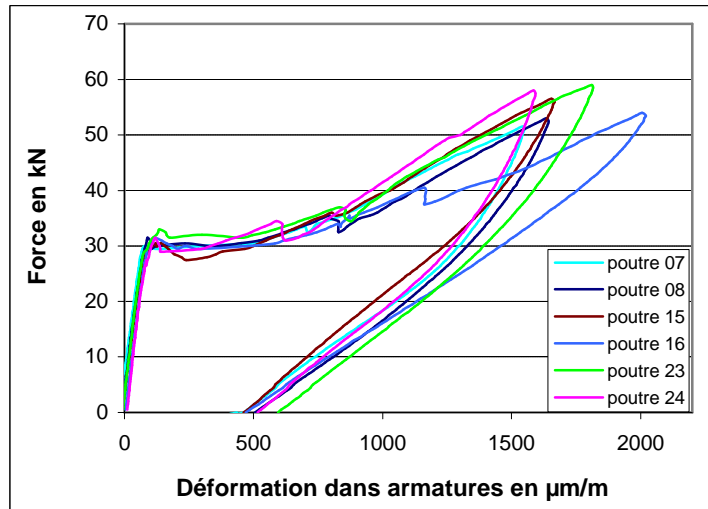


Figure II-11 Résultats de pré-fissuration des éprouvettes HA8 (Effort / Déformation armature- section médiane)

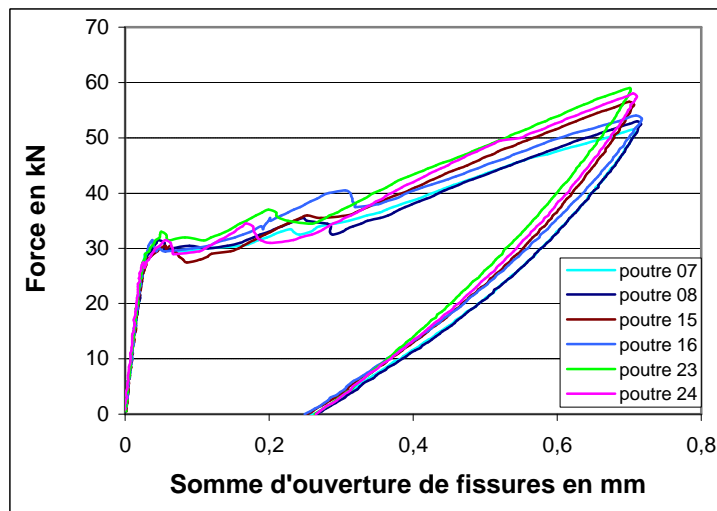


Figure II-12 Résultats de pré-fissuration des éprouvettes HA8 (Effort / Ouvertures de fissure cumulées)

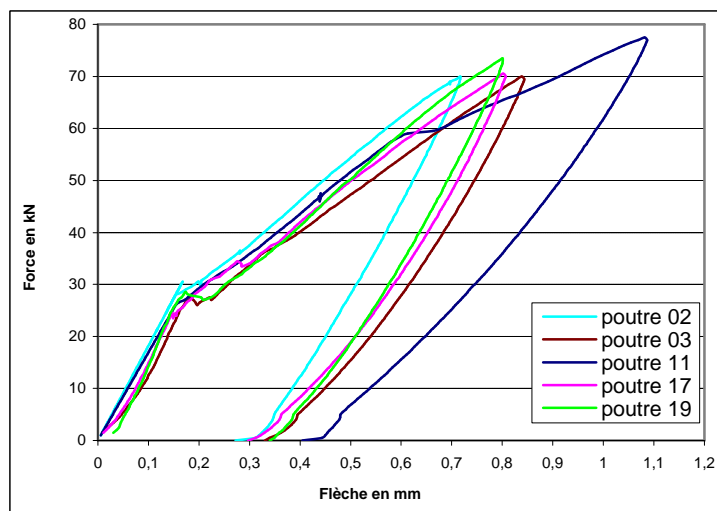


Figure II-13 Résultats de la pré-fissuration des éprouvettes HA10 (Effort / flèche)

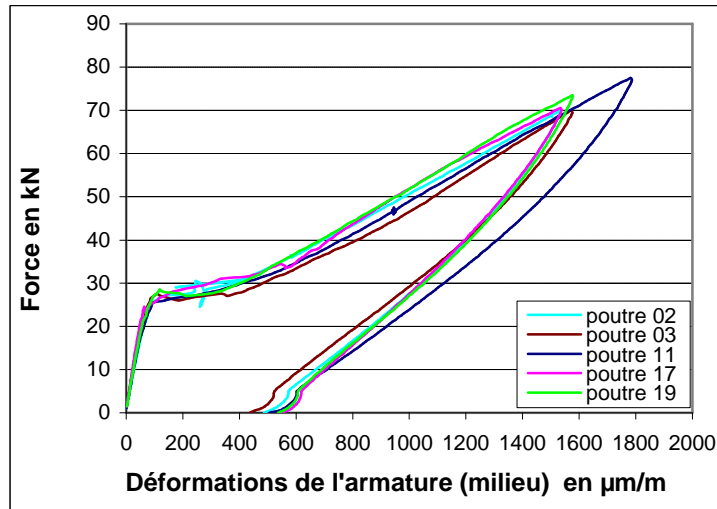


Figure II-14 Résultats de la pré-fissuration des éprouvettes HA10 (Effort / Déformation armature- section médiane)

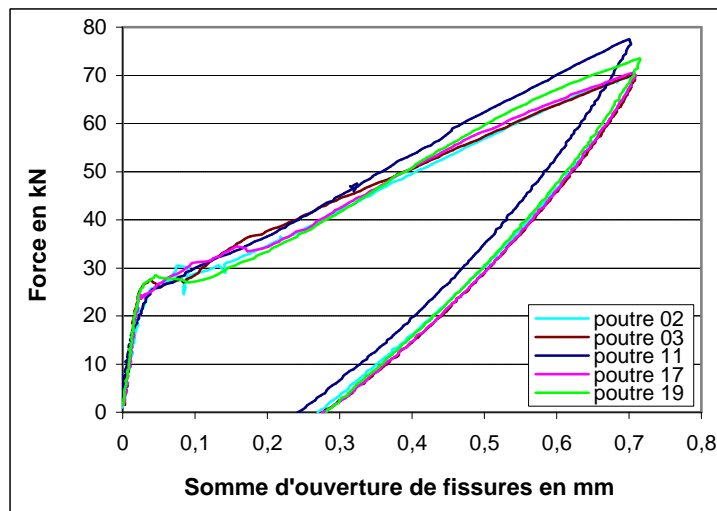


Figure II-15 Résultats de la pré-fissuration des éprouvettes HA10 (Effort / Ouvertures de fissure cumulées)

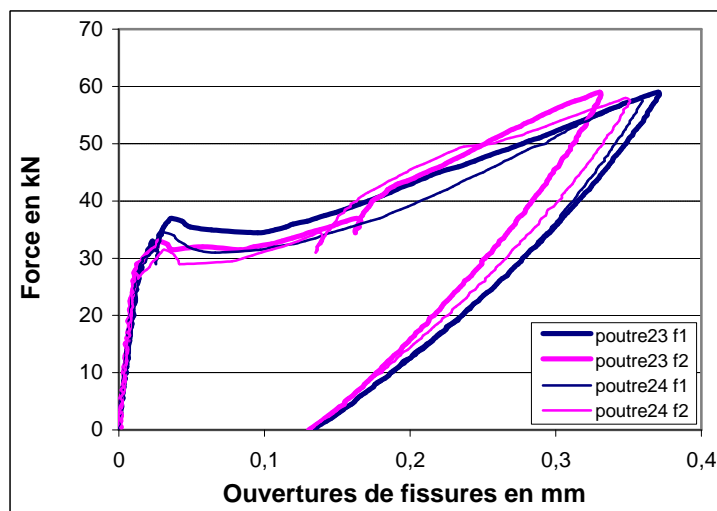


Figure II-16 Ouverture de deux fissures (poutre HA8)

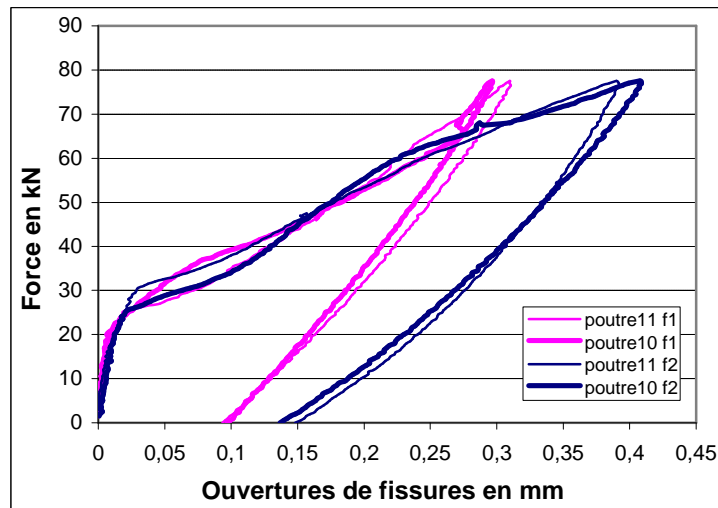


Figure II –17 Ouvertures de deux fissures (poutre HA10)

#### II-4.2 Modélisation numérique et méthode analytique

Afin d'illustrer les essais et compléter les informations obtenues expérimentalement, une modélisation numérique a été réalisée à l'aide du logiciel CESAR-LCPC (cf. CESAR-LCPC 3.2, 1995). De plus, une méthode analytique est utilisée pour estimer les contraintes dans les armatures au niveau des fissures.

##### - Simulation numérique de la phase de pré-fissuration

Le principe de la modélisation de la phase de pré-fissuration consiste à créer, en flexion trois points, une fissure initiale des poutres en béton armé. Elle permet, dans la procédure expérimentale établie, de créer, selon un critère précis d'ouverture de fissure, un état d'endommagement initial pour toutes les structures qui, plus tard, seront renforcées.

Compte tenu de la configuration expérimentale choisie (qui englobe la géométrie et le ferrailage des poutres, le critère de pré-fissuration), cet endommagement initial a un caractère systématique qui a déjà été évoqué précédemment et qui se manifeste par l'apparition de deux macro-fissures principales symétriquement disposées de part et d'autre de l'axe central des poutres.

L'objet de cette simulation numérique est l'étude du comportement mécanique des poutres pendant cette phase, qui englobe :

- la détection de l'apparition de la fissuration (effort de fissuration, ouverture),
- l'étude de la réponse globale la poutre en termes d'effort repris et de flèche,

- l'étude de l'évolution des déformations dans les aciers longitudinaux en section centrale et au niveau des fissures.

Une comparaison avec les mesures expérimentales est effectuée permettant de juger de la pertinence de la modélisation choisie, compte tenu des moyens offerts par le code.

La validation de la modélisation, vis à vis de cette comparaison avec les résultats expérimentaux, permet de tirer du modèle les informations manquantes de l'expérience : en particulier, il est possible d'obtenir par le calcul la valeur du niveau de contrainte atteint dans les armatures au niveau des fissures, et d'avoir également une idée de l'amplitude de contraintes dans ces mêmes armatures lors d'un cycle de charge/décharge. Ce type d'information, qui n'a pas été obtenue expérimentalement, est fondamental pour la connaissance de la tenue en fatigue des poutres non renforcées puisque c'est la section d'acier au droit de la fissure qui sera essentiellement sollicitée en fatigue et qui conditionne donc la rupture de la poutre.

*- Hypothèses de modélisation*

Compte tenu des objectifs fixés ci-dessus, une modélisation utilisant des éléments de contact est utilisée afin, d'une part, de simuler l'ouverture de fissure et, d'autre part, de prendre en compte de façon explicite l'influence de la discontinuité matérielle induite par cette fissuration sur le comportement de la structure. Le module TCNL de CESAR-LCPC est donc employé.

Les hypothèses générales sont celles évoquées au chapitre II-3 et on rappelle brièvement les deux points suivants:

- Prise en compte des symétries géométriques, de chargement et de fissuration (pour les raisons évoquées ci-dessus et au chapitre II-3) par modélisation d'une demie poutre,
- Modèles de comportements élastoplastiques pour le béton (William Warnke à trois paramètres) et les armatures longitudinales (Von Mises),

Les hypothèses et choix de modélisation spécifiques à cette simulation sont les suivants :

Les calculs sont effectués ici en contraintes planes.

Les zones géométriques représentant le matériau béton sont constituées d'éléments massifs quadratiques (MBQ8). Afin de tenir compte du caractère adoucissant du béton, une distinction est faite entre son comportement en traction du matériau et son comportement en

compression. Cette distinction se traduit de façon pratique par des zones géométriques différentes, sur lesquelles on applique des jeux de paramètres différents (pour plus de détails voir chapitre II-3).

La présence de la fissure est simulée par l'utilisation d'éléments de contact quadratiques (FDQ6) situés à  $6\text{ cm}$  de l'axe de symétrie de la poutre (valeurs expérimentales correspondantes à la position des cadres), disposés verticalement sur une hauteur de  $17\text{ cm}$ . Cette hauteur correspond à la hauteur de la poutre ( $20\text{ cm}$ ) diminuée de la taille de la zone dite "comprimée", fixée à  $3\text{ cm}$ . Leur résistance en ouverture pure est prise égale à la résistance en traction du béton (déterminée expérimentalement).

La procédure de pré-fissuration est modélisée numériquement en appliquant le modèle TCNL du code de calcul éléments finis CESAR-LCPC. Dans ce modèle, des éléments de contact sont présents au droit des fissures. Ce type d'élément permet de modéliser l'ouverture des fissures lorsque les contraintes de traction dans le béton dépassent leur résistance. Leurs caractéristiques en cisaillement ou en frottement (cohésion, angle de frottement ou dilatance) sont choisies parmi des valeurs classiques (CESAR-LCPC 3.2, 1995).

Les armatures longitudinales sont prises en compte dans cette modélisation par le biais d'éléments massifs quadratiques de hauteur  $8\text{ mm}$  et dont l'épaisseur est calculée de sorte que la section de renforcement soit équivalente à deux HA 8 (soit  $1\text{ cm}^2$ ). Le béton situé au niveau des armatures est pris en compte dans cette modélisation par le biais d'un maillage identique à celui des aciers et dont l'épaisseur ( $0,1375\text{ m}$ ) résulte de celle du maillage global ( $0,15\text{ m}$ ) diminuée de l'épaisseur du maillage représentant les aciers ( $0,0125\text{ m}$ ). A ce niveau, les deux maillages (béton et armatures) sont superposés et leurs nœuds communs confondus.

L'adhérence acier/béton est donc supposée parfaite.

Il faut noter également que le maillage représentant l'acier "ponte" la fissure au droit de celle-ci: autrement dit, les nœuds centraux de l'élément représentant les aciers longitudinaux, et pontant la fissure, sont légèrement décalés par rapport aux nœuds de l'élément FDQ6 sous-jacent (cf. figure II-18). Cela permet d'éviter que ces quatre nœuds soient confondus, ce qui aurait pour effet d'empêcher l'ouverture de fissure à cet endroit. La conséquence est que l'on simule de fait une perte d'adhérence acier / béton sur une longueur totale de  $1\text{ cm}$ .

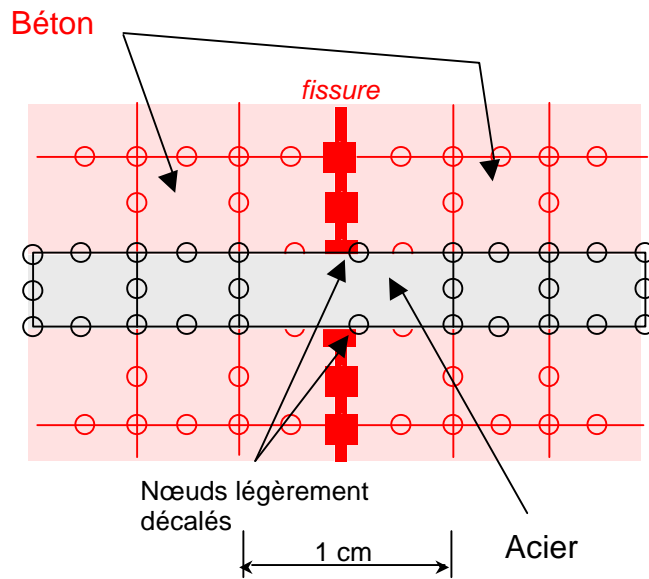


Figure II-18 Principe du « pontage de fissure »

Compte tenu de la symétrie, les déplacements horizontaux des points de l'axe médian de la poutre sont bloqués suivant  $U$ . Le déplacement vertical  $V$  au niveau de l'appui est également bloqué (Figure II-19).

Afin de limiter la concentration de charge au niveau du point d'application du chargement et de l'appui, des platines métalliques sont modélisées. Leur comportement est supposé élastique linéaire.

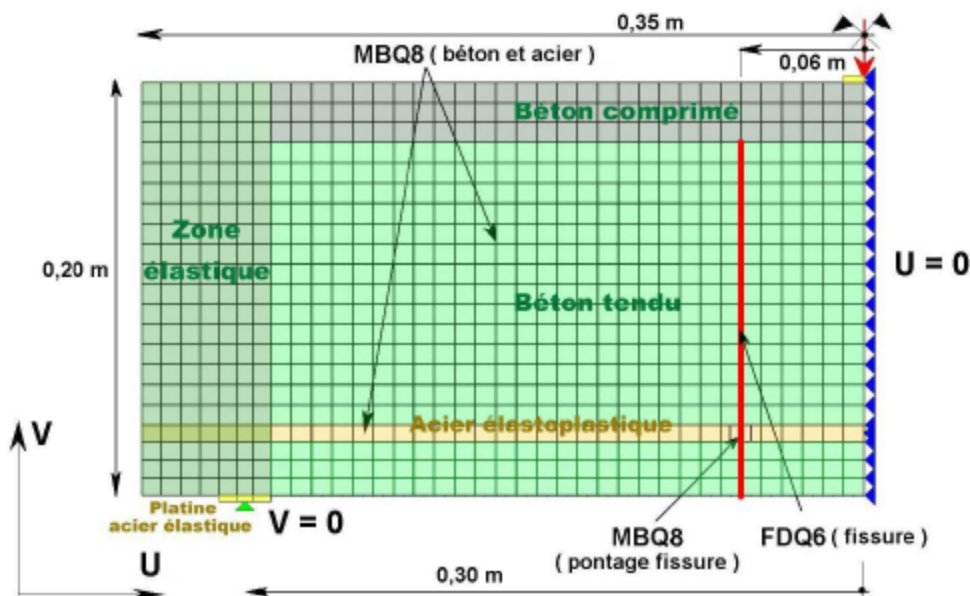


Figure II-19 Principe du maillage retenu et conditions aux limites

- *Récapitulatif des paramètres des modèles*

Les tableaux II-6 et II-7 ci-dessous font le bilan des modèles de comportements et des valeurs de leurs paramètres utilisés dans cette simulation.

Matériau	Loi de comportement	Paramètres à fournir
Béton comprimé	William Warnke à trois paramètres.	Elastiques : $E=34000\text{MPa}$ , $\mathbf{u}=0,2$ Résistances : $\mathbf{S}_t=3,44\text{MPa}$ , $\mathbf{S}_c=43.5\text{MPa}$ , $\mathbf{S}_{bc}=50,0\text{MPa}$ Ecrouissage : $z_0=0,6$ , $z_{\max}=1$ , $\mathbf{k}=1000$
Béton tendu	William Warnke à trois paramètres	Elastiques : $E=34000\text{MPa}$ , $\mathbf{u}=0,2$ Résistances : $\mathbf{S}_t=3,44\text{MPa}$ , $\mathbf{S}_c=43.5\text{MPa}$ , $\mathbf{S}_{bc}=50,0\text{MPa}$ Ecrouissage : $z_0$ , $z_{\max}$ , $\mathbf{k}$ (cf. tableau II-7)
Béton au niveau des appuis	Elastique linéaire	Elastiques : $E=34000\text{MPa}$ , $\mathbf{u}=0,2$
Acier	Von Mises (sans écrouissage)	Elastiques : $E=200000\text{MPa}$ , $\mathbf{u}=0,3$ Résistance : $\mathbf{S}_c=330.8\text{MPa}$
Fissure (él <sup>ts</sup> . Contact)	Adhérence et frottement de Coulomb	Elastique : $E=34000$ Résistance/Cohésion : $R_t=3,44\text{MPa}$ , $C=17,2\text{MPa}$ Frottement/dilatance : $\mathbf{j}=30^\circ$ , $\mathbf{y}=13^\circ$
Platines	Elastique linéaire	Elastiques : $E=200000\text{MPa}$ , $\mathbf{u}=0,3$

Tableau II – 6 Valeurs des paramètres de calcul

	$z_0$	$z_{\max}$	$\mathbf{k}$
Cas A	1	0,01	1000
Cas B	1	0,1	1000
Cas C	1	0,1	3000

Tableau II-7 Paramètres d'écrouissages en traction (3 jeux testés)

- *Comparaison résultats numériques /résultats expérimentaux*

Le résultat de la modélisation du comportement global est présenté sous la forme d'une courbe effort /flèche à mi-portée (cf. Figure II-20). Ceux relatifs au comportement local sont représentés sous la forme de courbes effort / contrainte dans l'acier au milieu de la poutre et force / somme d'ouverture des fissures (cf. Figures II-21 et II-22).



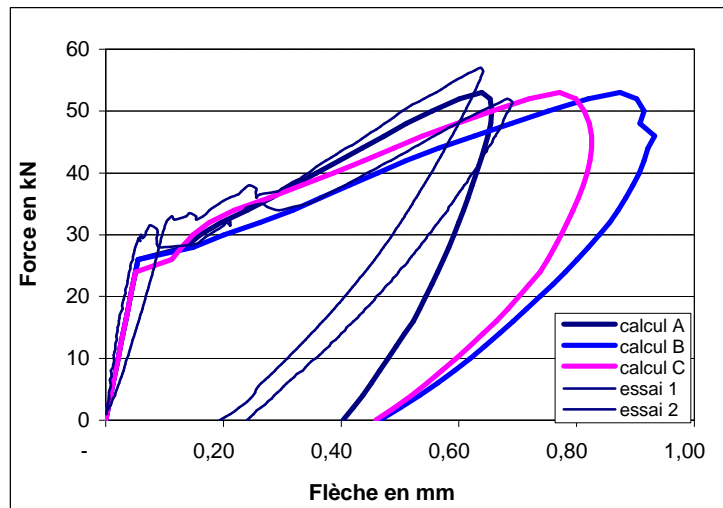


Figure II-20 Courbes effort/flèche expérimentales et numériques

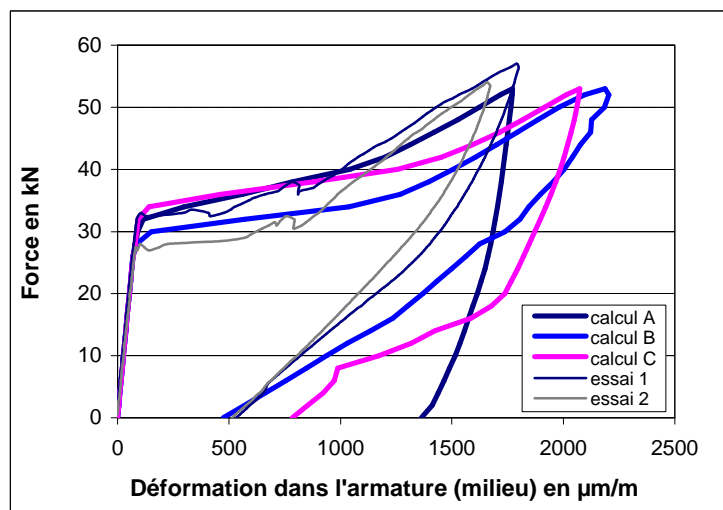


Figure II-21 Courbes effort/déformation armatures expérimentales et numériques

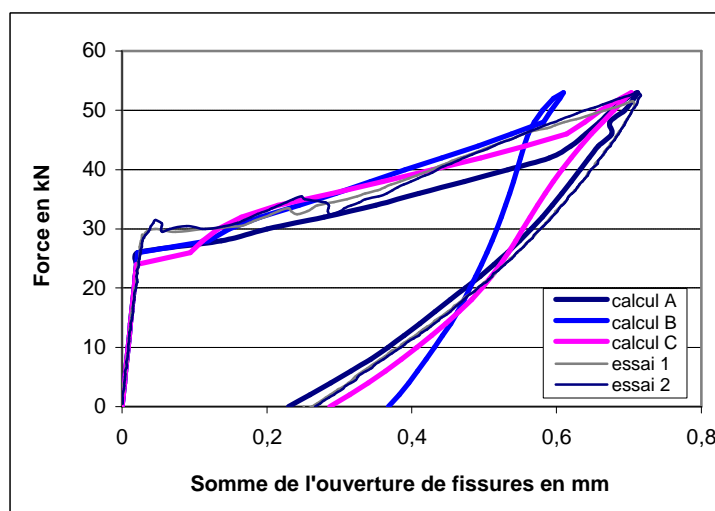


Figure II-22 Courbes effort/somme d'ouverture de fissures expérimentales et numériques

Avec ce modèle (effort imposé, paramètres du calcul A), la phase de fissuration sous charge croissante est bien représentée. La phase de déchargement l'est moins bien, et nous avons essayé, par le biais de l'emploi de différents paramètres (calculs A, B ou C), d'améliorer les résultats.

Une variation des trois paramètres de l'écroutissage du béton en traction ( $z_0$ ,  $z_{\max}$  et  $k$ ) modifie peu les résultats en phase de chargement croissant.

En phase de déchargement, les évolutions des ouvertures de fissures sont quasiment identiques pour les calculs A et C (cf. Figure II-22).

Les évolutions de flèches et de déformations dans l'armature sont sensibles à la valeur du paramètre d'écroutissage du béton en traction  $z_{\max}$ , (Figure II-20 et 21), qui permet de modéliser le comportement résiduel du béton en traction après pic (calculs A et B).

Le paramètre d'écroutissage influe peu sur les résultats (calculs B et C).

Les évolutions des déformations des armatures au niveau de la fissure et à mi-portée de la poutre, obtenues numériquement pour les calculs B et C, sont représentées Figure II-23.

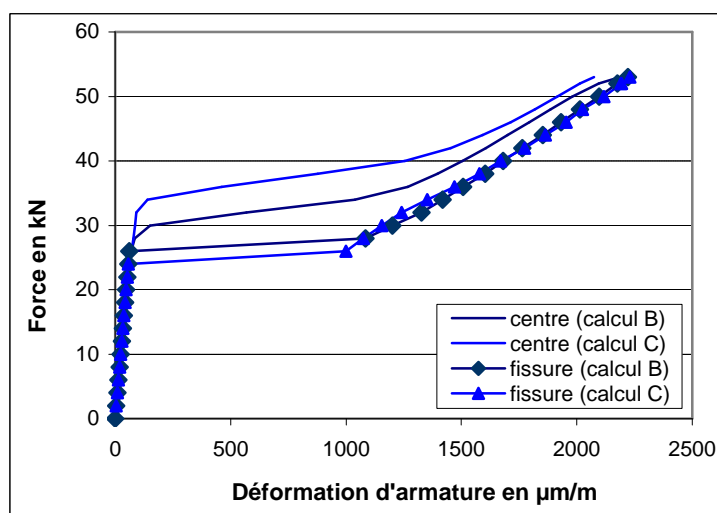


Figure II-23 Déformations de l'armature au centre de la poutre et au niveau de la fissure

Dès que la poutre est fissurée, la déformation de l'armature au niveau de la fissure et celle à mi-portée de la poutre croissent rapidement, et la première est beaucoup plus importante que la deuxième. En revanche, à l'approche de l'effort  $F_{0,7}$ , la différence entre ces déformations est relativement faible.



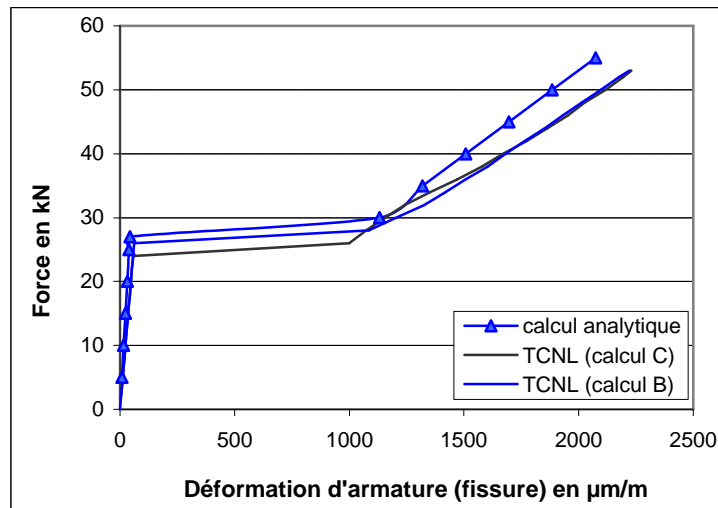


Figure II-25 Comparaison des déformations de l'armature au niveau de la fissure entre la méthode analytique et la modélisation numérique

Les résultats de calcul en utilisant cette méthode analytique sont illustrés sur la Figure II-25. Nous constatons qu'il y a une bonne cohérence entre les résultats obtenus par cette méthode analytique et ceux par le modèle d'éléments finis (dans la phase de chargement croissant), ce qui justifie de l'emploi de cette méthode pour estimer les déformations de l'armature au droit des fissures, alors que seules celles de la section centrale sont mesurées expérimentalement.

## II-5 COMPORTEMENTS SOUS CHARGEMENT DE FATIGUE

Afin d'étudier les comportements de poutres courtes fissurées et renforcées de matériaux composites sous chargement répété, des essais de fatigue sont effectués en flexion trois points sur des poutres renforcées ou non renforcées (poutres témoins). Les essais sont pilotés en force.

### II-5.1 Histoire de chargement

Les essais de fatigue débutent par une rampe jusqu'à une force égale à la moyenne ( $F_m$ ) de la charge maximale ( $F_{\max}$ ) et de la charge minimum ( $F_{\min}$ ). Puis, on effectue les cycles de fatigue entre  $F_{\min}$  et  $F_{\max}$  jusqu'à la ruine des éprouvettes, ou jusqu'à deux millions de cycles. Cette procédure de chargement de fatigue est illustrée Figure II-26. La fréquence des cycles, qui dépend de la presse utilisée et de la raideur des éprouvettes, est fixée à  $4\text{Hz}$ .

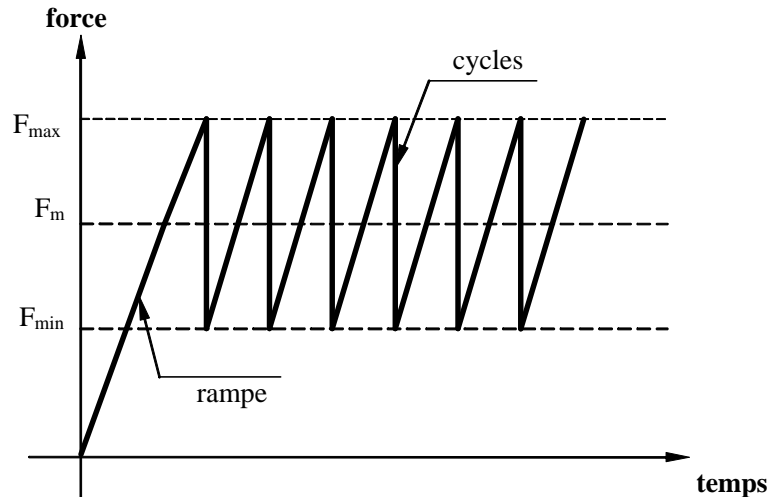


Figure II-26 Histoire du chargement de fatigue

Les acquisitions pendant les essais de fatigue sont les suivantes: la flèche à la mi-portée, la déformation de l'armature au milieu de la poutre, l'ouverture des deux fissures et les déformations du composite au milieu de poutre et au droit des deux fissures.

Au cours de l'essai, les points de mesures sont sauvegardés tous les  $0,5\text{ kN}$  pendant l'application de la rampe (jusqu'à la moyenne de  $F_{\min}$  et  $F_{\max}$ ), lors des premiers cycles et lors des derniers cycles. Pour les cycles intermédiaires, on n'enregistre que les pics et les vallées (valeur maximale et valeur minimale) des différents paramètres à intervalles de cycles réguliers.

Comme nous avons vu dans les paragraphes précédents (cf. §II-4), la charge moyenne provoquant la fissuration des poutres (HA10 et HA8) sans renforcement est de  $30\text{ kN}$  : une charge de  $40\% F_{0,7}$  est proche de cette valeur :  $40\% F_{0,7} = 22\text{ kN}$  pour les poutres HA8 et  $40\% F_{0,7} = 29,6\text{ kN}$  pour des poutres HA10. C'est la raison pour laquelle nous avons choisi  $40\% F_{0,7}$  comme force minimale du chargement de la fatigue.

Afin d'étudier le mode de rupture de fatigue, plusieurs niveaux du chargement de fatigue  $F_{\min}$  et  $F_{\max}$  seront utilisés par la suite.

## II-5.2 Comportement sous chargement répété des poutres courtes non renforcées

### II-5.2.1 Comportements de fatigue sous chargement de service

Un exemple de procédure est présenté par la courbe effort / flèche sur la Figure II-27.

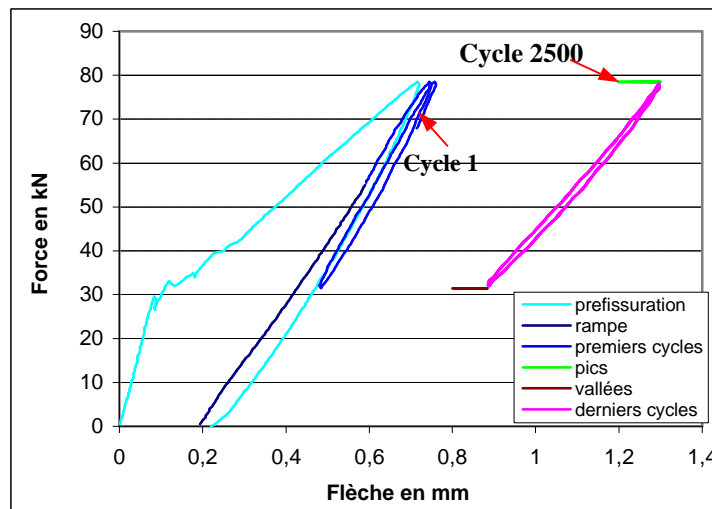


Figure II-27 Procédure des essais de fatigue des poutres témoins

Les charges de fatigue appliquées sur les éprouvettes sont détaillées dans le Tableau II-8. Comme nous ne mesurons que les déformations d'armatures à mi-portée des poutres, les contraintes des armatures au niveau des fissures sont calculées en utilisant la méthode analytique (cf. §II-5.4.1).

Les résultats des essais de fatigue sur les poutres courtes non renforcées sont indiqués dans le Tableau II-8 et sont également illustrés par les courbes flèche / cycles, déformation de l'acier / cycles et l'ouverture de fissure / cycles ci-après (Figures II-27, II-28 et II-29). La rupture de fatigue de ce type de poutre est due à la rupture des armatures au niveau de la fissure la plus ouverte. C'est une rupture brutale.

Les valeurs de pics et de vallées sont enregistrées à partir de 2500 cycles. Sur la Figure II-27, nous constatons que la flèche augmente rapidement pendant les premiers 2500 cycles.

Sur les Figures II-28, II-29 et II-30, on remarque les comportements sous chargement de fatigue de poutres courtes non renforcées suivants:

- L'évolution de la flèche au cours des cycles de fatigue peut être décomposée en trois phases: une phase de croissance rapide, pendant environ 20 % de la durée de vie; puis une phase de croissance faible jusqu'à la ruine de structure, et finalement, une rupture brutale (cf. Figure II-28).
- L'ouverture des deux fissures est différente, mais les tendances d'évolution sont semblables, avec des phases similaires à celles relevées pour la flèche (cf. Figure II-29). La rupture en fatigue des armatures tendues se situe au niveau de la fissure la plus ouverte.
- Evolution des déformations de l'armature tendue à mi-portée: avant rupture, les déformations de l'armatures restent constantes. Autrement dit, il n'y a que deux phases : un palier constant et la phase de rupture (cf. Figure II-30).
- Pour la poutre courte HA10 n° 20 (taux de renforcement des armatures tendues égal à 0,62 %), lorsque la force maximale ( $F_{max}$ ) du chargement de fatigue est égale à environ 60 % de la résistance ultime, il existe un risque de rupture en fatigue due à l'effort tranchant (cf. Figure II-31).

poutre	Charge de fatigue ( $F_{min} - F_{max}$ : kN)	amplitude de contrainte d'armature (MPa)		Cycles à la rupture	Mode de rupture
		fissure (calcul)	milieu (mesure)		
<b><i>poutres HA8</i></b>					
n°12	(40 % -100 %) $F_{0.7} =$ 21.6 - 54	244	160	511000	Un acier cassé, autre en striction
n°13	(40 % -100 %) $F_{0.7} =$ 20.8 - 52	235	150	528000	Un acier cassé, autre en striction
n°21	(5 % -100 %) $F_{0.7} =$ 2.9 - 57	409	320	128997	Un acier cassé, autre en striction
<b><i>poutres HA10</i></b>					
n°4	(40 % -100 %) $F_{0.7} =$ 27.8 - 69.5	203	149	1257130	Deux aciers cassés
n°20	(40 % -100 %) $F_{0.7} =$ 30.2 - 75.5	221	166	>1000000	Fissures d'effort tranchant
n°5	(5 % -100 %) $F_{0.7} =$ 3.9 - 78.5	364	247	175000	Deux armatures cassés

Tableau II-8 Résultats des essais de fatigue pour les poutres non renforcées

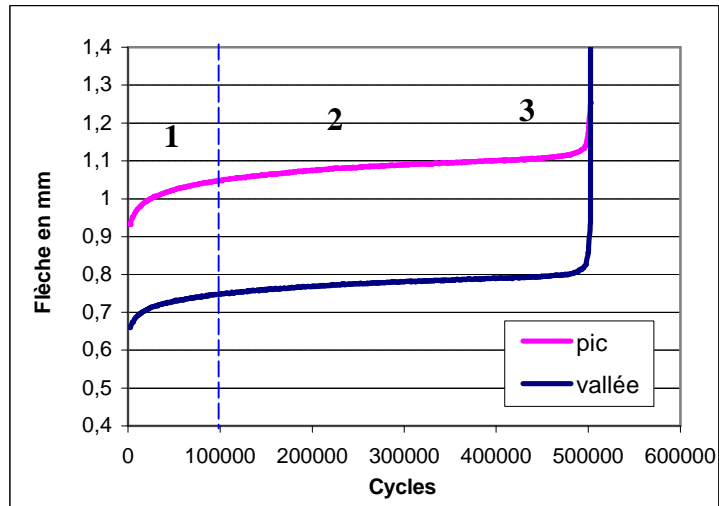


Figure II-28 Evolution de la flèche en fonction des cycles de poutre témoin (n°12, HA8)

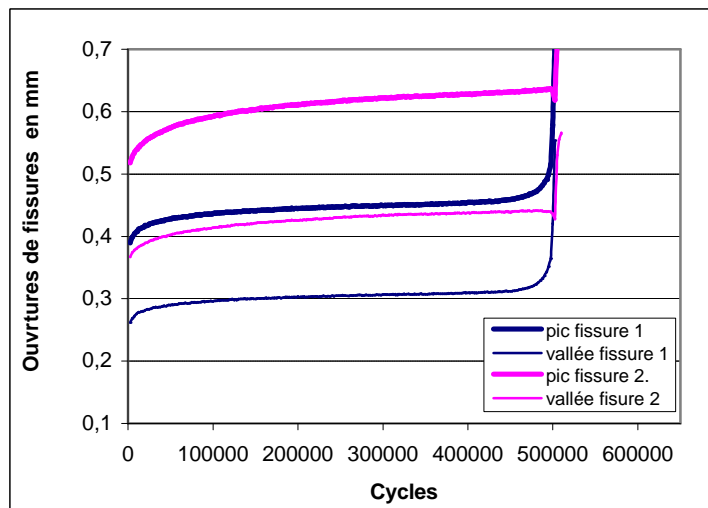


Figure II-29 Evolution des fissures en fonction des cycles de poutre témoin (n°12, HA8)

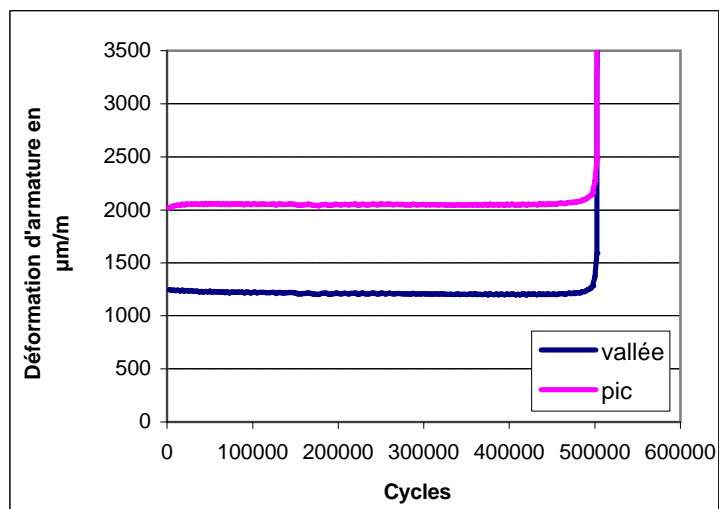


Figure II-30 Evolution des déformations de l'armature à mi-portée en fonction des cycles de poutre témoin (n°12, HA8)



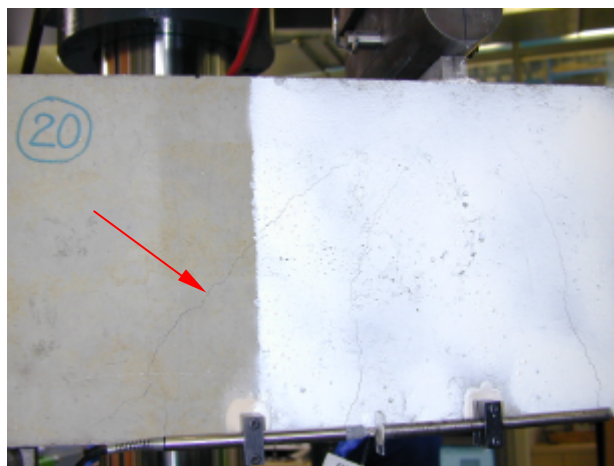


Figure II-31 Fissure d'effort tranchant due au chargement de fatigue (poutre n<sup>o</sup>20, HA10)

La fatigue est caractérisée par des évolutions de fissures qui sont irréversibles. Sur les figures ci-dessus, nous constatons également que la réduction de raideur structurale (croissance de flèche) suit l'augmentation d'ouverture de fissures. En revanche, l'évolution des déformations de l'armature tendue à mi-portée ne correspond pas à l'évolution d'ouverture de fissures. Lorsque que l'ouverture des fissures s'accroît, la déformation de l'armature au droit de la fissure augmente sans doute, mais, du fait de la liaison entre béton et acier, ceci n'induit pas une augmentation de celle des armatures en section médiane.

Sous une charge de fatigue à l'état de service (40 % - 100 %  $F_{0,7}$ ) correspondant à une amplitude de contrainte au niveau des fissures égale à au moins 200 MPa, la rupture de fatigue de l'armature est atteinte au bout d'environ 520000 cycles pour les poutres HA8 et au bout d'environ 1200000 cycles pour les poutres HA10. On remarque également que le nombre de cycles à la rupture de ces poutres non renforcées est déterminé par l'amplitude de contrainte au niveau de la fissure : plus l'amplitude de contrainte de l'armatures est importante, plus le nombre de cycles à la rupture de fatigue est faible.

### II-5.2.2 Comparaison des résultats présentés avec ceux issus de modèles existants

La comparaison entre nos résultats d'essais et les courbes de deux modèles existants (BPAL91, 1992 et Tilly et Moss, 1982) est représentée sous la forme de courbes amplitude de contrainte dans armatures / cycles sur la Figure II-32, ainsi que des résultats d'essais de fatigue en traction sur des armatures d'acier HA8 réalisés au LCPC - Nantes (Rannou L., 1999). Le BPEL91 (BPAL91, 1992) permet l'estimation de la tenue de la fatigue des

armatures passives dans des structures en béton armé. La courbe de Tilly et Moss (1982) concerne la résistance à la fatigue des armatures d'un diamètre inférieure à 16 mm.

Les amplitudes de contrainte de l'armature au niveau des fissures, au cours de nos essais, sont calculées en appliquant la méthode analytique (cf. §II-5.4.1).

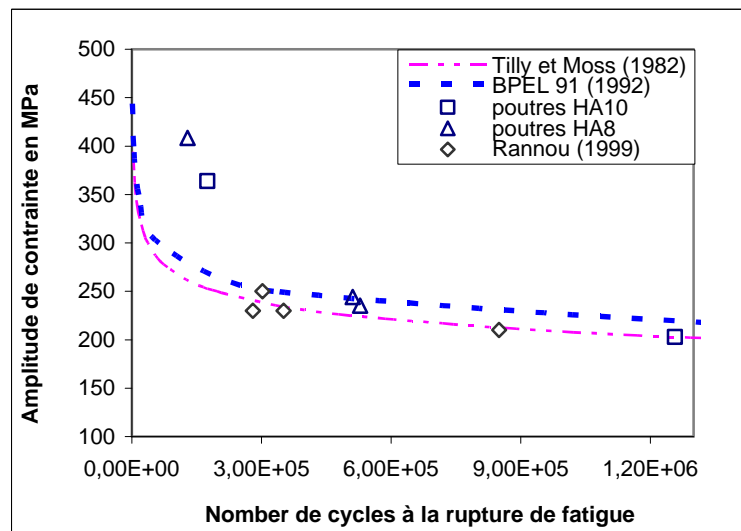


Figure II-32 Comparaison entre les résultats d'essais et les modèles de calcul existants

Sur cette figure, nous pouvons noter les points suivants:

- Les tendances de la tenue en fatigue des poutres HA8 et des poutres HA10 sont identiques.
- Lorsque l'amplitude de contrainte dans l'armature est inférieure à 250 MPa, les résultats d'essais présents sont assez proches de la courbe du BPEL 91, et de celle de Tilly et Moss. En revanche, lorsque l'amplitude de contrainte est supérieure à 350 MPa, la tenue en fatigue obtenue expérimentalement est plus élevée que celle prédite par les deux modèles existants.
- Par rapport aux armatures testées en traction, la tenue en fatigue des aciers dans des structures en béton armé est plus importante. Ceci peut être expliqué par le fait que la rupture en fatigue des armatures dans les structures en béton armé est toujours située au droit de fissures, mais ces fissures ne sont pas positionnées exactement au droit des zones de faiblesse des armatures.

### II-5.3 Comportement sous chargement de fatigue des poutres courtes renforcées

Afin d'étudier les comportements des poutres courtes fissurées et renforcées par matériaux composites à l'état de service, les essais de fatigue sont tout d'abord effectués avec le même niveau du chargement de fatigue (40 % - 100 %  $F_{0,7}$ ) que celui appliqué sur les poutres non renforcées. Puis, les chargements de fatigue plus sévères sont appliqués pour étudier les comportements de rupture en fatigue des poutres renforcées.

#### II-5.3.1 Comportement de fatigue sous chargement de service

La procédure des essais de fatigue sur les poutres renforcées par le TFC est identique à celle des poutres non renforcées. Nous fixons au préalable l'amplitude des cycles  $\Delta F = F_{\max} - F_{\min}$  ainsi que l'effort maximal  $F_{\min}$  appliqués à la poutre de sorte que l'état de contrainte dans les aciers reste dans le domaine élastique. La charge  $F_{0,7}$  de pré-fissuration correspond approximativement à la charge de service maximale applicable à la poutre, elle est alors prise ici comme référence pour la borne supérieure des cycles de chargement. La poutre étant renforcée par composite, la contrainte dans les armatures reste alors dans le domaine élastique, même si  $F_{\max}$  dépasse  $F_{0,7}$  (un test à  $F_{\max} = 1,5 \times F_{0,7}$  a été réalisé).

Un chargement de fatigue à l'état de service (40% – 100%  $F_{0,7}$ ) est appliqué sur trois poutres dont une armée par deux HA8 (poutre n°8) et deux armées par des HA10 (poutres n°10 et n°19). Les chargements appliqués et les résultats des essais de fatigue sont présentés dans le Tableau II-9 et sont également illustrés par les courbes flèche/cycles, déformation de l'armature/cycles, déformation du composite/cycles et ouverture de fissures/cycles ci-après (cf. Figures II-33, II-34, II-35, II-36 et II-37). Les amplitudes de contrainte dans les armatures tendues au niveau des fissures, en accord avec celles issue du modèle éléments finis, sont obtenues par le modèle analytique (cf. §II-5.4.1).

Sous un chargement de fatigue à l'état de service (40% – 100%  $F_{0,7}$ ), la rupture en fatigue des poutres renforcées n'est pas atteinte au bout de deux millions de cycles: ainsi, la présence du tissu de carbone en faces tendue et latérales améliore beaucoup la tenue en fatigue de la poutre pré-fissurée. En revanche, sous un chargement de fatigue plus sévère, qui conduit à une

amplitude de contrainte dans armature au niveau des fissures d'au moins 200 MPa, une rupture en fatigue des armatures est atteinte.

Les poutres renforcées, quel que soit leur mode de renforcement (mode **a**, **b**, **c**, **d**, cf. § II-2.2 Figure II-6), avant une charge produisant la fissuration d'effort tranchant (environ 140 kN), se comportent quasiment de manière identique (cf. §III-1.2). Comme l'effort maximal du chargement de fatigue dans les essais présentés est inférieur à cette charge, nous ne distinguons pas le mode de renforcement pour les poutres renforcées sous chargement de fatigue pour un niveau de service.

poutre	Charge de fatigue ( $F_{\min} - F_{\max}$ : kN)	amplitude de contrainte armatures (MPa)		Nombre de cycles à la rupture	Mode de rupture
		fissure (calcul)	milieu (mesure)		
<i>poutres HA8</i>					
n°8	(40 % -100 %) $F_{0.7} =$ 21,2 - 53	162	100	>2000000	Pas de rupture en fatigue
n°16	1,5*(40 % -100 %) $F_{0.7}$ = 32,6 - 81,6	250	140	266037	Rupture en fatigue d'effort tranchant
n°23	1,1*(20 % -100 %) $F_{0.7}$ = 13 - 65	265	180 / 260	360003 1 <sup>er</sup> acier 640002 2 <sup>er</sup> acier	Rupture des deux armatures tendues
n°24	1,2*(10 % -100 %) $F_{0.7}$ = 7 - 70	321	207 / 274	280003 1 <sup>er</sup> acier 370003 2 <sup>er</sup> acier	Rupture des deux armatures tendues
<i>poutres HA10</i>					
n°10	(40 % -100 %) $F_{0.7} =$ 31 - 77.5	174	91	>2000000	Pas de rupture en fatigue
n°19	(40 % -100 %) $F_{0.7} =$ 29,2 - 73	163	85	>2000000	Pas de rupture en fatigue

Tableau II-9 Résultats des essais de fatigue sur les poutres renforcées

La comparaison entre les résultats d'essai de fatigue des poutres renforcées et ceux de poutres témoins (non renforcées) conduit aux remarques suivantes :

- Sous un chargement de fatigue à l'état de service, l'évolution de la flèche des poutres renforcées en fonction du nombre de cycles est considérablement plus faible que celle des poutres non renforcées (cf. Figure II-33). De plus, la flèche maximale des poutres renforcées atteint environ 40% de celle des poutres non renforcées.

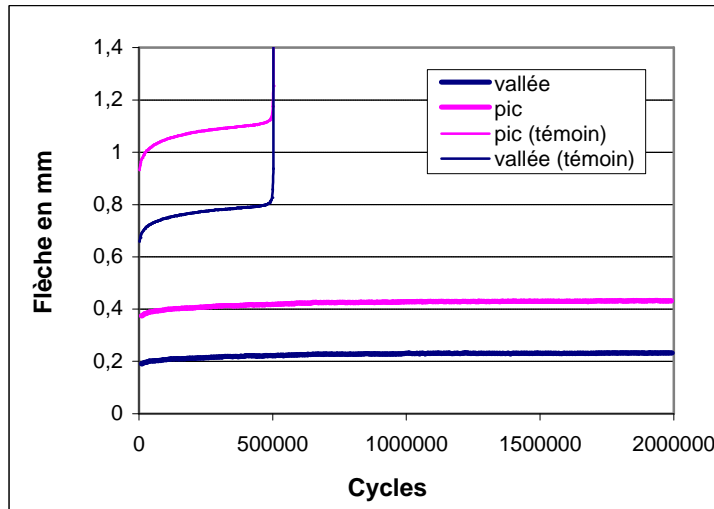


Figure II-33 Evolution de la flèche au cours des cycles de fatigue (n°8)  
– comparaison avec la poutre témoin

- L'évolution de la somme des ouvertures de fissures en fonction des cycles de fatigue est également plus faible que celle des poutres non renforcées (cf. Figure II-34). La somme maximale des ouvertures des fissures atteint environ 40% de celle des poutres non renforcées.

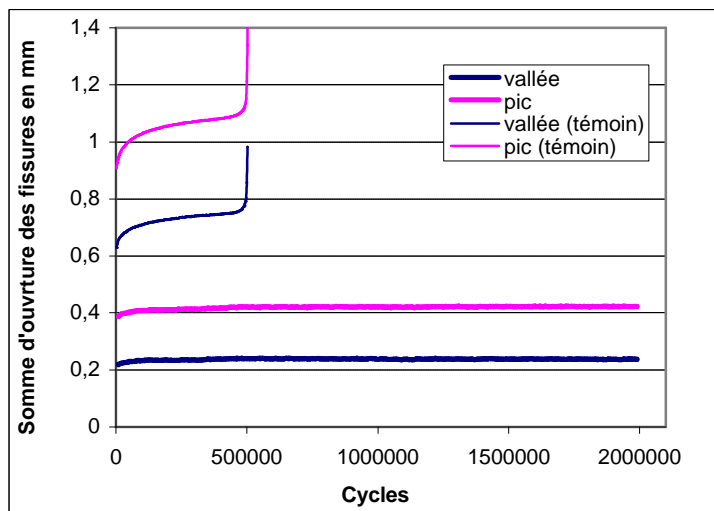


Figure II-34 Evolution de la somme d'ouverture de fissures en fonction des cycles (n°8)  
– comparaison avec la poutre témoin

- Pour les poutres renforcées ou non, les déformations dans l'armature au milieu de la poutre restent constantes pendant l'essai de la fatigue (cf. Figure II-35). Par ailleurs, la déformation (contrainte) maximale correspondante est égale à environ 45% de celle de poutres non renforcées. Quant à elle, l'amplitude de déformations (contraintes) des armatures des poutres renforcées est égale à environ 60% de celle des poutres témoins.

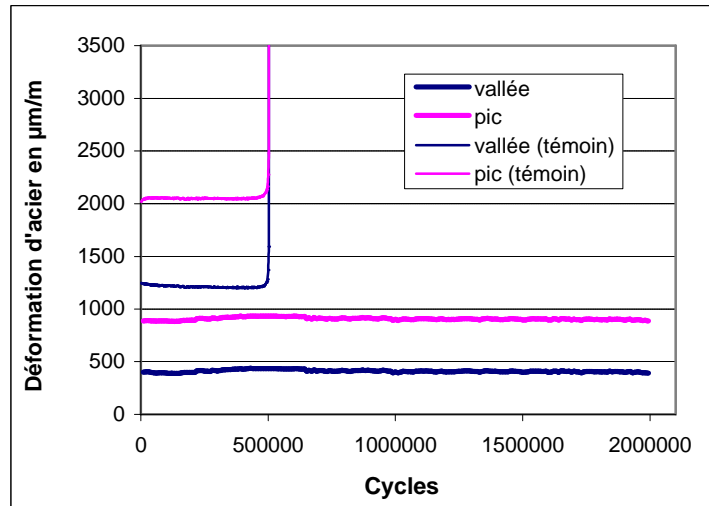


Figure II-35 Evolution des déformations dans l'armature (milieu) en fonction du nombre de cycle (poutre n°8) - comparaison avec la poutre témoin

- Quel que soit le lieu de mesure (au niveau des fissures ou au milieu de la poutre), l'évolution des déformations du TFC en fonction des cycles de fatigue se décompose en deux phases: une phase de croissance rapide et une phase de croissance faible (Figure II-36). Dans la première phase, les déformations maximales dans le composite augmentent d'environ 35% (de  $800\text{nm}/\text{m}$  à  $1076\text{nm}/\text{m}$  au niveau de la fissure 1). Dans la deuxième phase, cette augmentation est d'environ 5% (de  $1076\text{nm}/\text{m}$  à  $1128\text{nm}/\text{m}$  au niveau de la même fissure) au bout de 2 millions de cycle. La déformation maximale ( $1128\text{nm}/\text{m}$  soit 0,11%) est très faible par rapport à sa déformation ultime (1,33%).

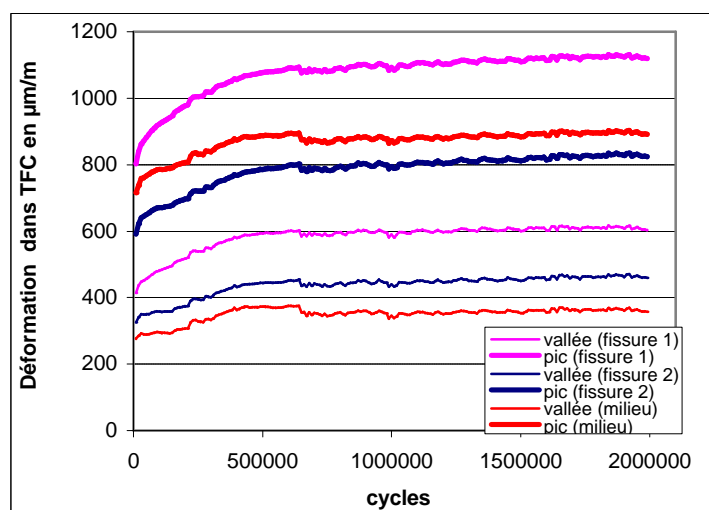


Figure II-36 Evolution des déformations du TFC en fonction des cycles (n°8)

- Les déformations dans les armatures tendues à mi-portée de la poutre restent sensiblement constantes pendant les cycles de fatigue (cf. Figure II-37). Ceci provient sans doute de la cohésion apportée par le béton entourant les armatures : l'augmentation probable des déformations dans les armatures au droit des fissures n'a aucun effet sur les déformations des armatures en section centrale. Par contre, l'augmentation perceptible des déformations dans le composite en fonction du nombre de cycles met en évidence le fait que la colle entre le composite et le béton transmet des contraintes de cisaillement sur une longueur d'au moins 6 cm (distance moyenne expérimentale entre la position de la fissure et la section centrale).

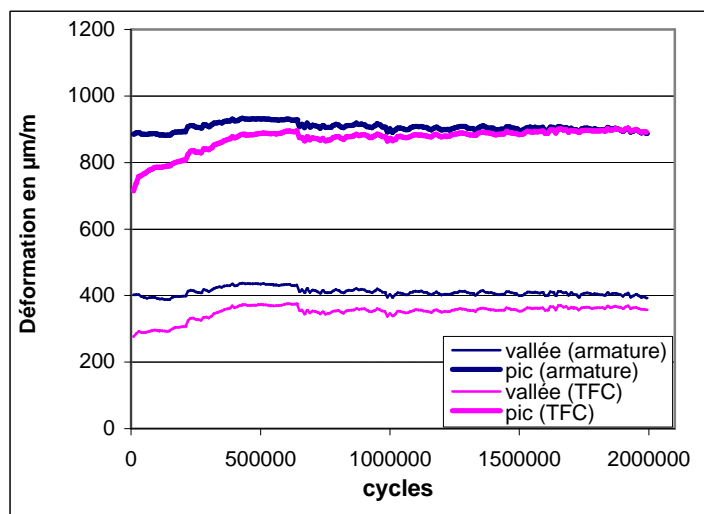


Figure II-37 Evolution des déformations du TFC (section médiane) en fonction des cycles (poutre n°8)- comparaison avec celles de l'armature métallique

En bref, la présence du composite en face tendue diminue la propagation potentielle de fissure au cours des cycles successifs de fatigue (effet de pontage des fissures). Pour cette raison, la rigidité des poutres renforcées est augmentée. Par ailleurs, la redistribution de contraintes entre les armatures tendues et le composite (à un taux de travail inférieur à 10%) diminue les niveaux et l'amplitude des contraintes dans les armatures. La conséquence en est l'amélioration de la tenue à la fatigue de poutres renforcées.

### II-5.3.2 Modes de rupture en fatigue des poutres courtes renforcées

Avec l'augmentation du chargement de fatigue (force maximale  $F_{\max}$  et amplitude), une rupture en fatigue des poutres renforcées peut être atteinte, selon différents modes.

#### - Rupture en fatigue due à la rupture de l'armature tendue au droit de fissures

Deux poutres en béton armé de 2 HA8, renforcées d'après le schéma de renforcement **d** (Figure II-38), ont été soumises à une amplitude de charge et une charge maximale plus importantes que celles des essais précédents (tableau II-10).

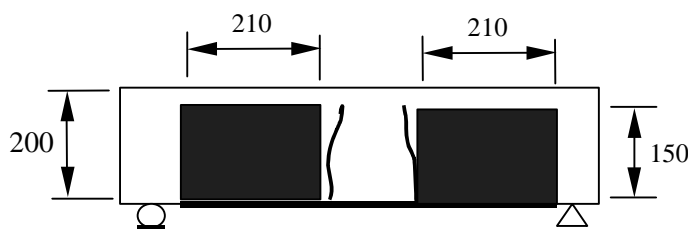


Figure II-38 Mode de renforcement **d**

poutre	Charge de fatigue ( $F_{\min} - F_{\max}$ : kN)	amplitude de contrainte armatures (MPa)		Nombre de cycles à la rupture	Mode de rupture
		fissure (calcul)	milieu (mesure)		
<i>poutres HA8</i>					
n°23	1,1*(20 % -100 %) $F_{0.7}$ = 13 - 65	265	180 / 260	360003 1 <sup>er</sup> acier 640002 2 <sup>er</sup> acier	Rupture des deux armatures tendues
n°24	1,2*(10 % -100 %) $F_{0.7}$ = 7 - 70	321	207 / 274	280003 1 <sup>er</sup> acier 370003 2 <sup>er</sup> acier	Rupture des deux armatures tendues

Tableau II-10 Résultats des essais de fatigue sur les poutres renforcées  
(extrait du tableau II-9)

Les courbes expérimentales flèche/cycles, déformation dans les armatures/cycles, déformations du TFC/cycles et ouverture de fissures/cycles sont tracées ci-après (cf. Figures II-39, II-40, II-41, II-42 et II-43).



La rupture en fatigue des ces deux poutres renforcées est due celle de l'armature tendue au droit des fissures (cf. Figure II-44).

Pour la poutre n°23, la rupture en fatigue d'une des deux armatures tendues est atteinte à 360003 cycles. La rupture de la deuxième armature est atteinte à 630004 cycles. A la suite de ces ruptures successives, la flèche, les déformations dans l'armature, celles du composite, l'ouverture de fissures varient brutalement. De plus, après la rupture de la première armature, l'amplitude de déformation de l'autre armature et celle du TFC sont évidemment élevées, du fait du transfert de charge.

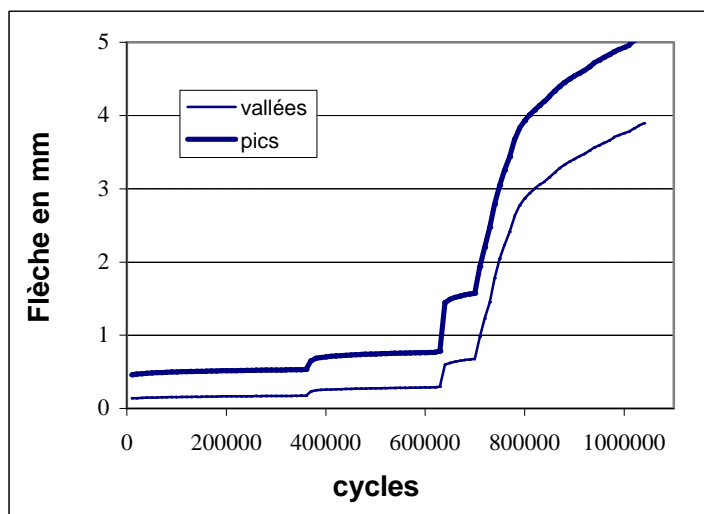


Figure II-39.1 Evolution de la flèche en fonction du nombre de cycles de fatigue (poutre n°23, HA8)

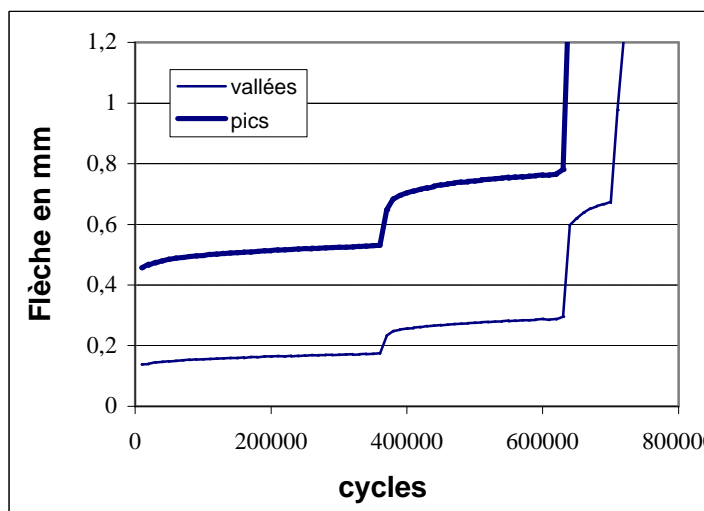


Figure II-39.2 Evolution de la flèche en fonction du nombre des cycles de fatigue (zoom -poutre n°23, HA8)

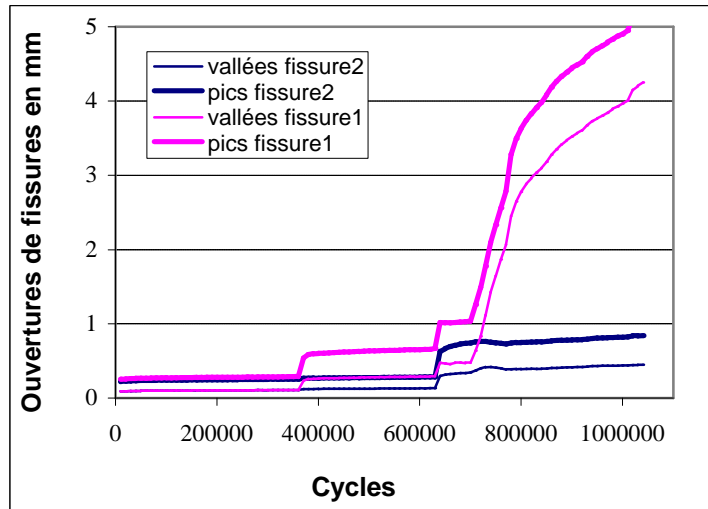


Figure II-40.1 Evolution de l'ouverture de fissures en fonction du nombre de cycles de fatigue (poutre n°23, HA8)

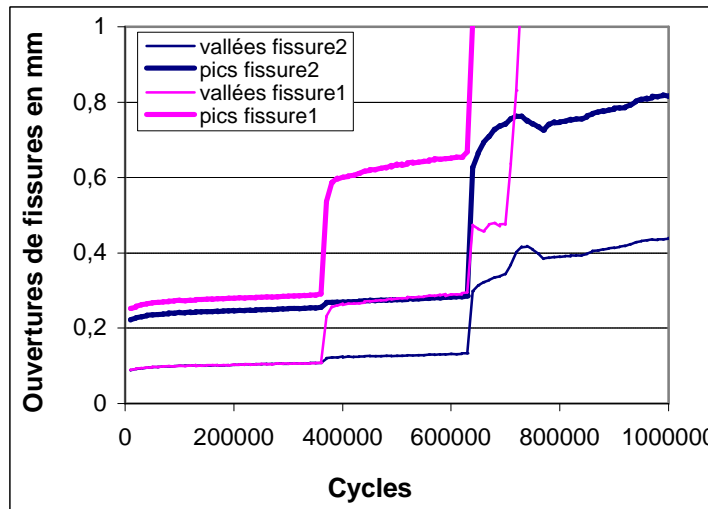


Figure II-40.2 Ouverture de fissures / cycles (zoom - poutre n°23, HA8)

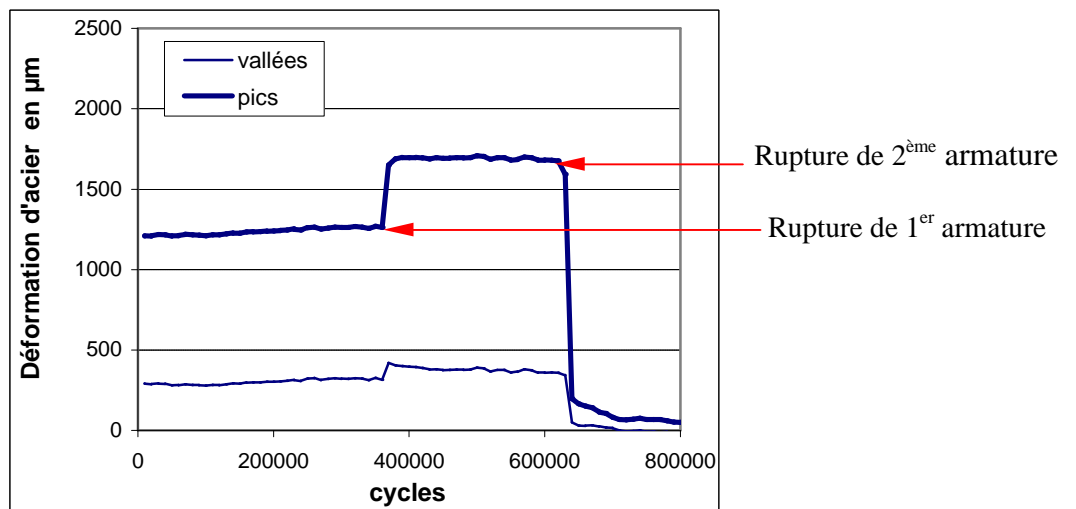


Figure II-41 Evolution de la déformation de l'armature (milieu) en fonction des cycles de fatigue (poutre n°23, HA8)

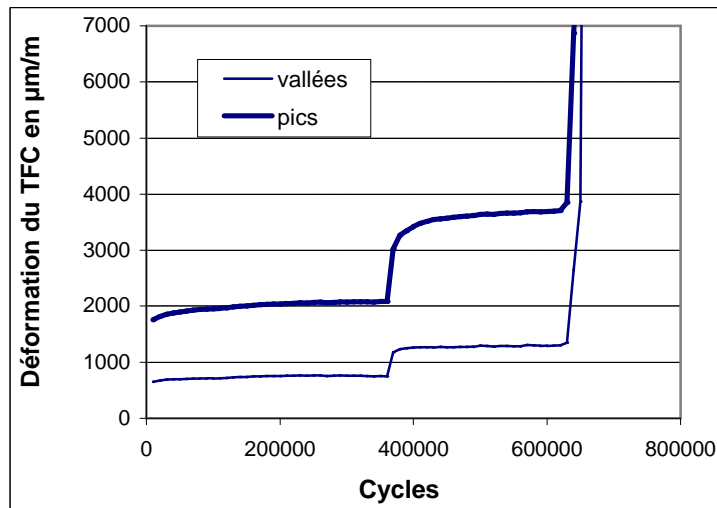


Figure II-42 Evolution de la déformation du composite (milieu) en fonction des cycles de fatigue (poutre n°23, HA8)

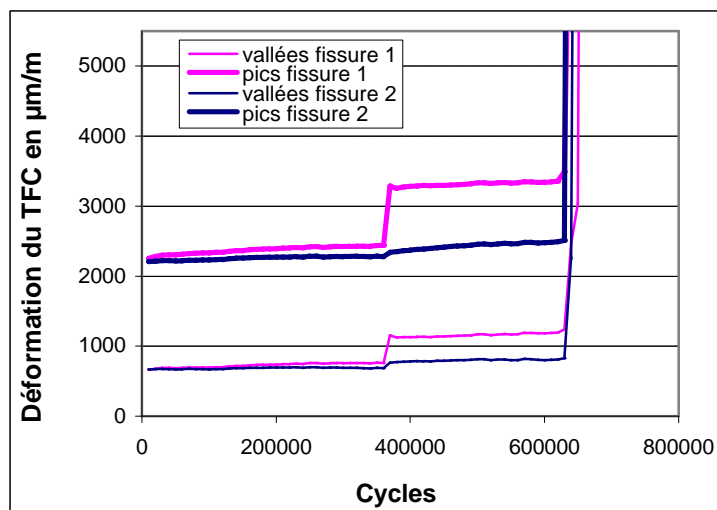


Figure II-43 Evolution de la déformation du composite (au droit des fissures) en fonction des cycles de fatigue (poutre n°23, HA8)



Figure II-44 Rupture en fatigue d'une armature tendue au droit d'un cadre (poutre n°23, HA8)

Après la rupture des deux armatures tendues, le TFC en face tendue continue à supporter les cycles de fatigue. Autrement dit, la rupture des armatures tendues n'implique pas immédiatement une rupture totale de la poutre renforcée. Les cycles suivants de fatigue causent le délaminage du béton d'enrobage (cf. Figure II-48) et également le décollement du TFC à l'extrémité de la surface tendue (cf. Figure II-49), qui reste néanmoins solidaire de la poutre en béton grâce à la présence du composite latéral en forme de "U".



Figure II-45 Délaminage du béton d'enrobage (poutre n°23, HA8)



Figure II-46 Décollement à l'extrémité du TFC en surface tendue  
(vue dessous – poutre n°23, HA8)

Ainsi, la rupture en fatigue des poutres renforcée est due tout d'abord à la rupture en fatigue des armatures tendues. La rupture du béton (délaminage) et le décollement à l'extrémité du TFC sont des ruptures secondaires.

Il est également à noter que la déformation maximale du composite au droit de la fissure la plus ouverte est égale à environ  $3300 \mu m / m$ , ce qui correspond à un taux de chargement de l'ordre de 25%.

- **Rupture en fatigue due à l'effort tranchant**

La poutre n°16 est, quant à elle, renforcée en mode **b** (Figure II-47), et un chargement de fatigue de 60% ~ 150%  $F_{0,7}$  est appliqué ( $F_{0,7}$  est toujours la charge de référence E.L.S.).

La force maximale est égale à environ 60% de la résistance ultime statique.

Au bout de 266037 de cycles de fatigue, la rupture est atteinte. Nous constatons qu'une des deux bandes en "U" de composite s'est rompue en fibre inférieure et le béton proche de cette bande est fortement endommagé (cf. Figures II-48 et II-49), et qu'une armature tendue est rompue au niveau d'une fissure d'effort tranchant (cf. Figure II-50).

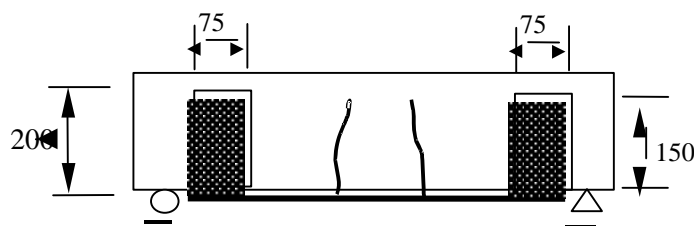


Figure II-47 Mode de renforcement **b** de la poutre n°16 (HA 8)

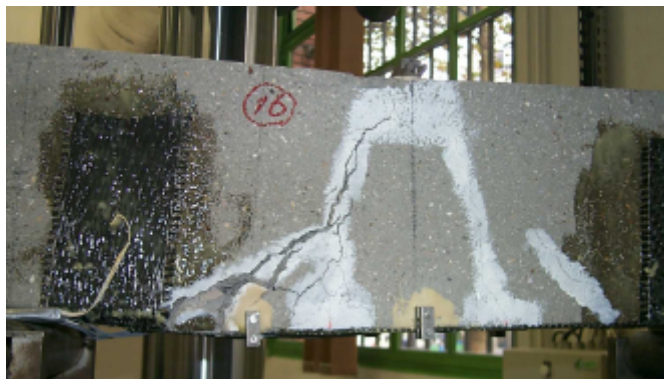


Figure II-48 Rupture en fatigue due à l'effort tranchant (poutre n°16, HA8)

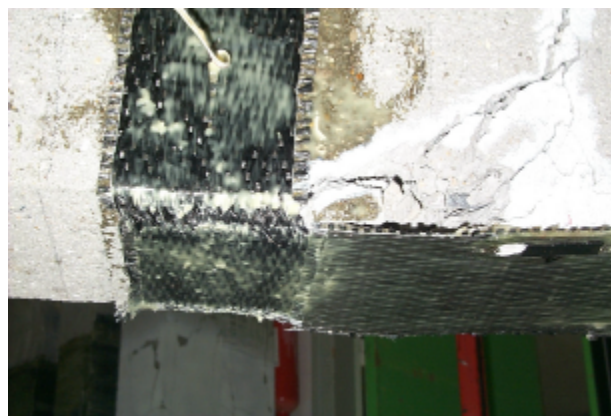


Figure II-49 Rupture du TFC latéral et du béton (poutre n°16, HA8)



Figure II-50 Rupture en fatigue d'une armature tendue au niveau de la fissure d'effort tranchant (poutre n°16, vue de dessous, composite enlevé)

Au cours des essais de fatigue réalisés, une fissuration due à l'effort tranchant est apparue pour une poutre HA10 sans renforcement (poutre n°20), et pour la poutre HA8 renforcée en mode **b** (poutre n°16, avec un renforcement latéral réduit).

Afin d'étudier les conditions qui induisent un risque de fissuration d'effort tranchant sous charge de fatigue, le taux de renforcement longitudinal et le niveau de la charge par exemple, nous introduisons la section nominale  $A_n$  suivante:

$$A_n = \frac{A_s E_s + A_f E_f}{E_s} \quad (\text{II-2})$$

avec  $A_s$  la section de l'armature tendue,  $A_f$  la section de composite, et  $E_s$ ,  $E_f$  les modules d'Young de l'acier d'armature et du composite.

Le taux de renforcement longitudinal nominal  $r_n$  est le suivant:

$$r_n = \frac{A_n}{b_w d} \quad (\text{II-3})$$

où  $b_w, d$  = largeur et hauteur utile de la section, respectivement.

Pour la poutre n°16 (HA8),  $A_n = \frac{1,0 \times 200 + 0,043 \times 15 \times 105}{200} = 1,34 \text{ cm}^2$ , et  $r_n = \frac{1,34}{15 \times 17} = 0,53\%$ . La charge maximale de fatigue est égale à  $81,6 \text{ kN}$ , soit 58 % de la résistance ultime statique (environ  $140 \text{ kN}$ , cf. §III-1.2).

La rupture en fatigue de la poutre témoin n°20 est également due à la fissuration d'effort tranchant (cf. §II-5.2.1). Cette poutre a un taux de renforcement longitudinal de  $r = 0,62\%$ .

Le charge maximale de fatigue est de  $75,5\text{ kN}$  , égale à environ 63% de la résistance ultime statique (environ  $120\text{ kN}$  , cf. §III-1.1).

En bref, pour une poutre courte (demie portée par rapport à la hauteur de la section égale à 1,5), il existe un risque de rupture en fatigue due à l’effort tranchant dans le cas ou le taux de renforcement longitudinal nominal est égale à environ 0,6% et la charge maximale de fatigue est égale environ à 60% de la résistance ultime statique: cette conclusion sommaire mériterait bien sûr d’être confirmée par des études complémentaires.

### II-5.3.3 Comparaison des résultats d’essai présentés avec les modèles de calcul existants

La comparaison entre tous nos résultats d’essais et les courbes de deux modèles existants est effectuée Figure II-51. Les modèles de calcul de Tilly et Mosse (T et M, 1982) et du BPEL 91, ainsi que les résultats d’essais de la littérature (Clarke (1993) - CFRP, Barnes (1999) - CFRP, Papakonstantinou – Papa (1999) - GFRP) ont été présentés dans le chapitre §I-4.

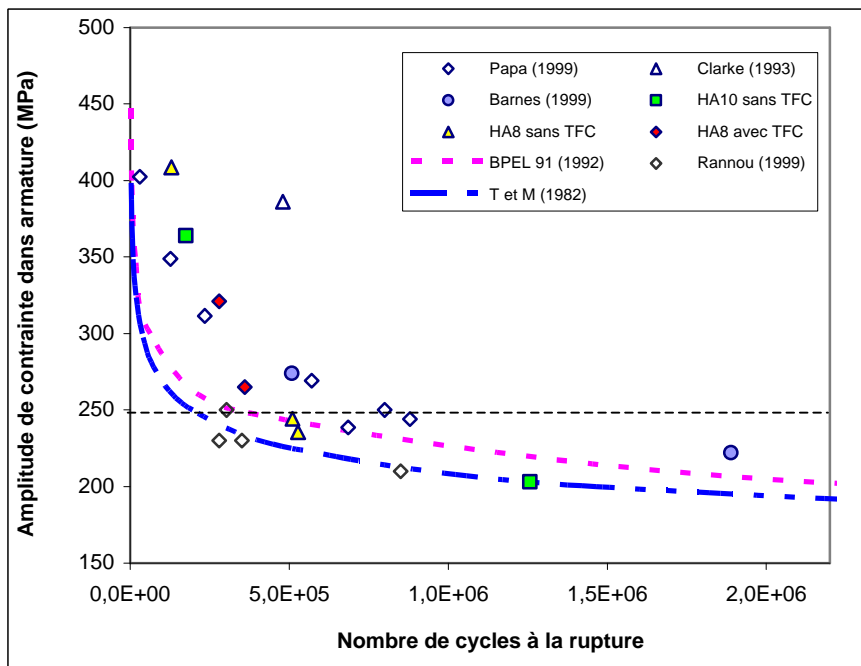


Figure II-51 Comparaison de nos résultats d’essais (cas des ruptures) et les résultats et modèles de la littérature

Cette figure nous permet de tirer les conclusions complémentaires suivantes:

- Si le niveau d'amplitude de contrainte de l'armature des poutres renforcées et celui des poutres non renforcées sont du même ordre de grandeur, la tenue en fatigue est quasiment identique.
- Qu'il s'agisse de poutres renforcées ou non, lorsque l'amplitude de contrainte est supérieure à  $250\text{ MPa}$ , la tenue en fatigue des éprouvettes d'essais présentés ou celles issues de la littérature est plus importante que celle estimée par les deux modèles prédictifs existants. En revanche, lorsque l'amplitude de contrainte est comprise entre  $200\text{ MPa}$  et  $250\text{ MPa}$ , les deux modèles sont en accord avec les résultats d'essais présentés comme ceux issus de la littérature.
- L'ordre de grandeur de l'amplitude de contraintes dans les armatures pouvant conduire à la rupture en fatigue des poutres renforcées ou non à 2 millions de cycles est de  $200\text{ MPa}$ .

#### II-5.3.4 Analyse des risques de rupture du composite pendant les essais de fatigue

Les matériaux composites ont une très bonne tenue en fatigue. Pendant nos essais, la rupture due à la fatigue du TFC en face tendue n'est jamais atteinte. L'état de contrainte du TFC est étudié dans les paragraphes suivants.

Les valeurs de contraintes dans le TFC longitudinal, calculées à partir des déformations relevées expérimentalement, sont reportées dans le tableau II-10, pour les quatre poutres BA armées par 2 HA8, et les deux poutres BA armées par 2 HA10, pré-fissurée puis renforcées, et soumises à différents chargements de fatigue.

Hamelin (Hamelin et Ferrier, 2002) indique que, sous un chargement de fatigue défini par une contrainte maximale atteinte ( $s_{\max}$ ) du composite égale à 46 % de la résistance ultime du composite, et pour une amplitude de  $0,9s_{\max}$ , la tenue à la fatigue d'un composite carbone-époxy est d'un million de cycles.

Par ailleurs, Uomoto (Uomoto, 2000) indique, que pour un niveau de chargement correspondant à 85 % de la résistance ultime, et une amplitude de  $100\text{ MPa}$ , le nombre de cycles à rupture d'un composite carbone-époxy est d'environ 2 millions de cycles.



Poutre	Charge de fatigue ( $F_{\min} - F_{\max}$ ; kN)	Contraintes du TFC (MPa)		
		fissure 1 $s_{\max} - s_{\min}$ (MPa)	milieu $s_{\max} - s_{\min}$ (MPa)	fissure 2 $s_{\max} - s_{\min}$ (MPa)
<b>Poutre HA8</b>				
n°8	(40 % -100 %) $F_{0.7}$ = 21,2 - 53	117 - 46 = 71	95 - 31 = 64	88 - 37 = 51
n°16	1,5*(40 % -100 %) $F_{0.7}$ = 32,6 - 81,6	261 - 121 = 141	182 - 83 = 99	268 - 144 = 124
n°23	1,1*(20 % -100 %) $F_{0.7}$ = 13 - 65	257 - 79 = 178 / 351 - 123 = 228	219 - 80 = 139 / 384 - 134 = 250	240 - 72 = 168 / 259 - 84 = 175
n°24	1,2*(10 % -100 %) $F_{0.7}$ = 7 - 70	303 - 68 = 235 / 421 - 125 = 296	285 - 83 = 202 / 400 - 120 = 280	285 - 62 = 223
<b>Poutre HA10</b>				
n°10	(40 % -100 %) $F_{0.7}$ = 31 - 77,5	171 - 73 = 98	70 - 28 = 42	222 - 31 = 191
n°19	(40 % -100 %) $F_{0.7}$ = 29,2 - 73	204 - 102 = 102	68 - 29 = 39	203 - 79 = 124

Tableau II-10 Etat de contraintes dans le TFC au cours des essais de fatigue

Dans nos essais, pour les poutres soumises au chargement de fatigue 40% –100%  $F_{0.7}$ , la contrainte maximale du TFC est relativement faible: 117 MPa pour les poutres HA8 et 222 MPa pour les poutres HA10, soit respectivement 8% et 16% de la résistance ultime du TFC (égale à 1400 MPa). L'amplitude maximale de contraintes dans ce cas est de 71 MPa pour la poutre HA8 (60% la contrainte maximale atteinte) et 191 MPa pour les poutres HA10 (86 % la contrainte maximale atteinte).

Dans le cas où le chargement de fatigue est élevé, afin d'atteindre la rupture de fatigue des éprouvettes, par exemple pour la poutre n° 24, la contrainte maximale atteinte est égale à 421 MPa, soit environ 30% de la résistance ultime du TFC, et l'amplitude maximale de contraintes est de 296 MPa (70% de la contrainte maximale atteinte).

Par comparaison avec les conclusions obtenues par Hamelin (Hamelin et Ferrier, 2002), le niveau maximal de contrainte  $s_{\max}$  atteint au cours de nos essais est au plus égal à 30% de la résistance statique du composite. L'amplitude maximale de contraintes, est quant à elle, égale à 70% de  $s_{\max}$  : dans nos essais, la rupture en fatigue du composite ne peut pas être atteinte.

Dans les recommandations de l'AFGC (AFGC, 2003), pour le composite carbone-epoxy stratifié in situ, avec un coefficient de sécurité, la contrainte admissible du composite à l'ELS est égale à 32,5% de sa résistance ultime. L'ISIS (ISIS Canada, 2001) conseille également que le niveau de contrainte de CFRP soit limité à 47,5% de sa résistance ultime dans le cas d'un chargement de fatigue.

L'état de contraintes mesuré dans le TFC pendant nos essais de fatigue confirme le fait que ces limitations sont raisonnables.

## **II-5.4 Estimation de l'amplitude des contraintes dans les armatures, le composite et à l'interface composite / béton**

### **II-5.4.1 Amplitude de contraintes dans les armatures et le composite**

Au cours des essais de fatigue, nous avons mesuré les déformations du TFC au milieu de la poutre et au droit des deux fissures. Nous n'avons mesuré que les déformations de l'armature à mi-portée des éprouvettes. Comme la rupture en fatigue des poutres renforcées est principalement due à la rupture en fatigue des armatures tendues, connaître l'état de contrainte dans armatures tendues au niveau de fissures est donc nécessaire.

Dans ce paragraphe, nous calculons les contraintes (déformations) des armatures et celles du TFC en appliquant la méthode analytique ainsi que le modèle par éléments finis, à l'aide du code de calcul éléments finis CESAR-LCPC (cf. §II-3).

#### ***- Méthode analytique***

Une poutre courte fissurée et renforcée par TFC se comporte élastiquement avant la fissuration d'effort tranchant (ceci est confirmé par les résultats des essais, cf. § III-1.2). Dans la méthode analytique, nous calculons les contraintes dans les armatures et celles du composite au niveau des fissures en utilisant la théorie élastique linéaire (cf. Figure II-52). De plus, les hypothèses conventionnelles du béton armé, notamment celle qui consiste à ne pas prendre en compte la résistance du béton tendu pour une section fissurée, sont également appliquées. Du fait de la non fissuration à la mi-portée de la poutre, cette méthode ne permet pas d'estimer correctement les contraintes dans la section centrale de la poutre. Ces dernières sont estimées par une simulation numérique de type éléments finis.

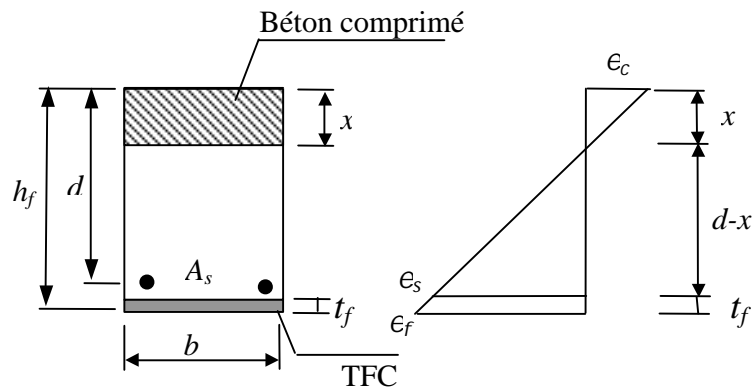


Figure II-52 Paramètres de calcul

Puisque la section se comporte élastiquement, la distance du béton comprimé  $x$  et le moment d'inertie quadratique  $I$  sont des valeurs caractéristiques de la section qui n'ont aucun lien avec les charges extérieures. Les valeurs de  $x$  et de  $I$  des éprouvettes renforcées sont calculées par les formules suivantes:

$$b \frac{x^2}{2} = A_s \frac{E_s}{E_c} (d - x) + b t_f \frac{E_f}{E_c} (h_f - x) \quad (\text{II-4})$$

$$I = \frac{b x^3}{3} + A_s \frac{E_s}{E_c} (d - x)^2 + b t_f \frac{E_f}{E_c} (h_f - x)^2 \quad (\text{II-5})$$

- où  $E_s, E_f$  et  $E_c$  = Modules d'Young respectifs de l'armature, du composite et du béton  
 $A_s$  = section des armatures tendues (poutres HA10:  $157 \text{ mm}^2$ , poutres HA8:  $100 \text{ mm}^2$ )  
 $t_f$  = épaisseur nominale du TFC ( $0,43 \text{ mm}$ )  
 $b$  = largeur de la section ( $150 \text{ mm}$ )

Pour des poutres sans renforcement, la section du TFC est nulle.

Avec les deux valeurs calculées ( $x$  et  $I$ ), la contrainte dans armatures tendues et celle du TFC au niveau de la fissure sont calculées en utilisant les formules ci-dessous:

$$\left\{ \begin{array}{l} s_s = \frac{M(d-x)}{I} \frac{E_s}{E_c} \\ s_f = \frac{M(h_f-x)}{I} \frac{E_f}{E_c} \end{array} \right. \quad (\text{II-5})$$

Dans le cas d'une flexion trois points, le moment fléchissant au niveau des fissures vaut:

$$M = \frac{P}{2}l = \frac{P}{2} \times 0,24, \quad (P = \text{la charge imposée, } l \text{ est la distance entre l'appui et la section}$$

fissurée mesurée expérimentalement).

Les résultats de calcul obtenus par cette méthode analytique sont représentés sur les Figures II-53, II-54, II-55 et II-56 en les comparant avec ceux obtenus par le modèle d'éléments finis.

#### **- *Modèle d'éléments finis***

La modélisation numérique est effectuée en 2D (contraintes planes) en utilisant le module MCNL du code de calcul éléments finis CESAR-LCPC (cf. §II-3). Au cours de la modélisation, les armatures tendues sont superposées au béton (cf. §II-4, "pré-fissuration"). Par ailleurs, les fissures sont simulées par une zone vide qui a la même hauteur et la même largeur que celles de l'expérience.

#### **- *Résultats de calculs***

Les contraintes dans armatures tendues au niveau des fissures, calculées par la méthode analytique et par le modèle éléments finis, sont représentées sur les Figures II-53 et II-54. Nous constatons qu'avant une charge correspondante à une contrainte dans les armatures d'environ  $500 \text{ MPa}$ , les contraintes calculées (poutres HA10 ou HA8) par la méthode analytique sont identiques à celles obtenues par le modèle éléments finis. Autrement dit, avant la plastification des armatures tendues, les poutres renforcées se comportent élastiquement. Les contraintes (amplitudes) dans l'armature au niveau des fissures sous un chargement à l'état de service peuvent donc être calculées en appliquant la méthode analytique présentée ci-dessus. Les amplitudes de contraintes de l'armature des poutres renforcées calculées au niveau de fissures sont données dans le Tableau II-9, cf. §II-5.3.1.

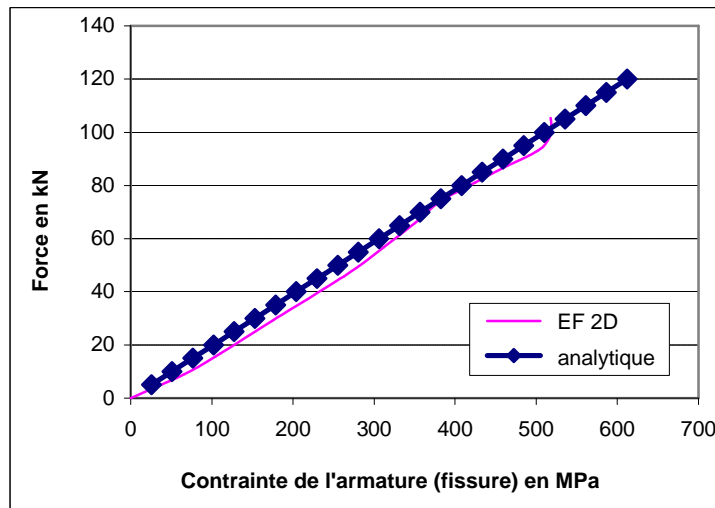


Figure II-53 Déformation de l’armature au niveau des fissures – comparaison entre la méthode analytique et le modèle éléments finis (poutre HA8)

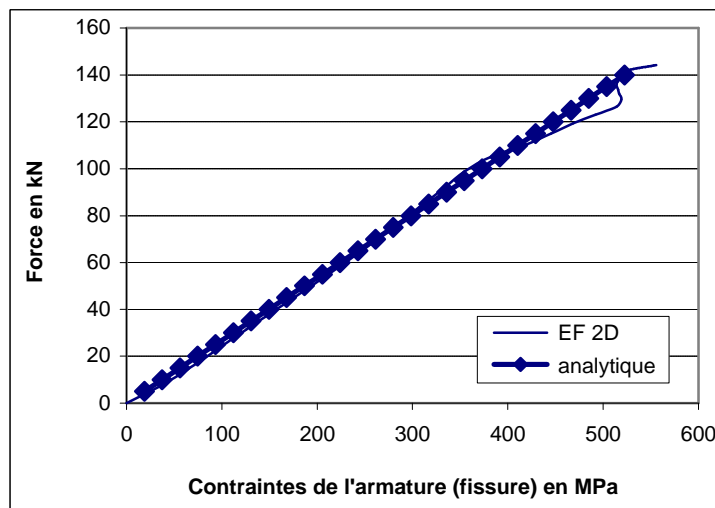


Figure II-54 Déformation de l’armature au niveau des fissures - comparaison entre la méthode analytique et le modèle éléments finis (poutre HA10)

Les contraintes du TFC calculées au niveau des fissures par la méthode analytique et celles obtenues par le modèle éléments finis sont représentées sur les Figures II-55, II-56 et II-57. Sur ces figures, nous constatons que les déformations du TFC au niveau des fissures calculées par la méthode analytique sont proches de l’expérience. Les contraintes estimées par le modèle éléments finis sont cohérentes avec l’expérience avant une charge d’environ  $60\text{ kN}$  ; après cette charge, elles sont sous estimées.

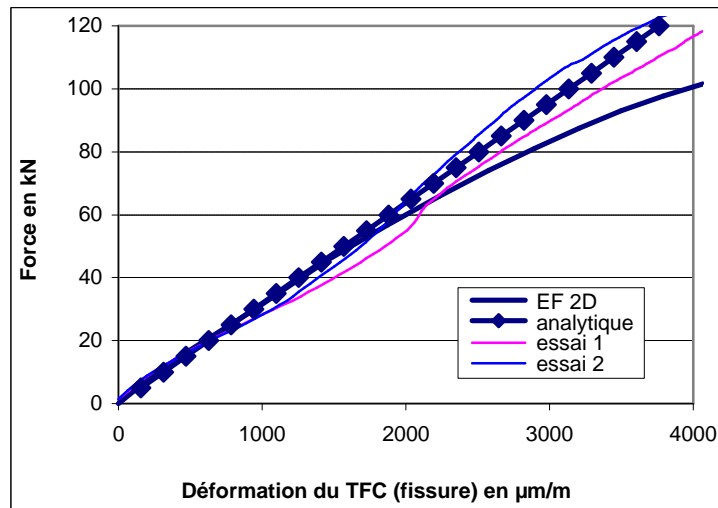


Figure II-55 Déformation du TFC au niveau de la fissure (méthode analytique et d'éléments finis)- comparaison avec les essais (poutre HA8)

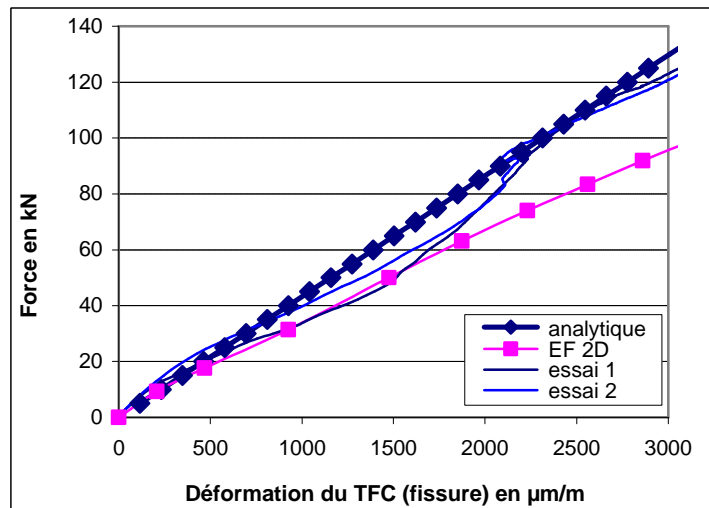


Figure II-56 Déformation du TFC au niveau de la fissure calculée (méthode analytique et celle éléments finis)- comparaison avec les essais (HA10)

Dans la modélisation numérique, les fissures sont modélisées par une zone vide de  $0,3\text{ mm}$  de largeur, mais dans les essais de la pré- fissuration, après déchargement total, les fissures se referment partiellement et l'ouverture résiduelle moyenne est de l'ordre de  $0,15\text{ mm}$  (cf. §II-4). C'est probablement la raison principale de cette surestimation.

### II-5.4.2 Amplitude de contrainte à l'interface composite / béton

Au cours des essais de fatigue, la rupture en fatigue de l'interface composite/béton n'intervient pas. Dans les paragraphes ci-après, nous analysons l'état de contrainte de la résine pendant la fatigue pour mieux comprendre ce phénomène.

#### - Méthode analytique

En considérant une adhérence parfaite entre le composite et le béton, les contraintes de traction du composite  $s_f$  et de cisaillement entre le béton et le TFC  $t_b$  dans un élément de tissu (longueur  $dx$ ) sont représentées sur la Figure II-57. En écrivant la relation d'équilibre de cet élément, nous obtenons:

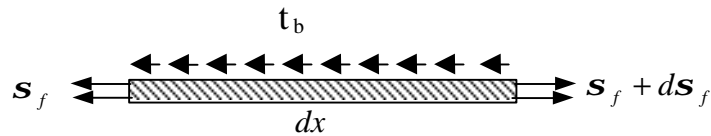


Figure II-57 Schéma de la distribution de contrainte dans le tissu

$$(s_f + ds_f)bd_f = t_b b dx + s_f b d_f \quad (\text{II-7})$$

où  $d_f$  = épaisseur du TFC,  $b$  = largeur du TFC

Avec cette équation d'équilibre, la contrainte de cisaillement entre le béton et le TFC  $t_b$ , supposée constante sur la longueur de l'élément, s'écrit :

$$t_b = d_f \frac{ds_f}{dx} = d_f E_f \frac{de_f}{dx} \quad (\text{II-8})$$

avec  $E_f$  = module d'Young du TFC (105 GPa)

Les déformations du TFC au niveau des fissures et celles à mi-portée ont été mesurées, les contraintes de cisaillement ( $t_b$ ) sont calculées en supposant une répartition linéaire des contraintes de traction dans le composite entre la fissure et le milieu de la poutre :

$$t_b = d_f E_f (e_f - e_m) / l \quad (\text{II-9})$$

où  $e_f$  est la déformation mesurée au niveau de la fissure,  $e_m$  celle mesurée au milieu de la poutre et  $l$  la distance expérimentale entre une fissure et le milieu de la poutre (60 mm).

### - Résultats de calcul

Les évolutions de contraintes de cisaillement entre le TFC et le béton calculées en appliquant la méthode de calcul ci-dessus (formule (II-9)) sont représentées par la courbe force / contrainte de cisaillement pendant la procédure de rampe jusqu'à l'effort maximal du chargement de fatigue (Figure II-58). Le modèle par éléments finis permet d'estimer la contrainte de cisaillement au droit de la section fissurée et de la section centrale. C'est la moyenne de ces valeurs qui est tracée sur la figure suivante.

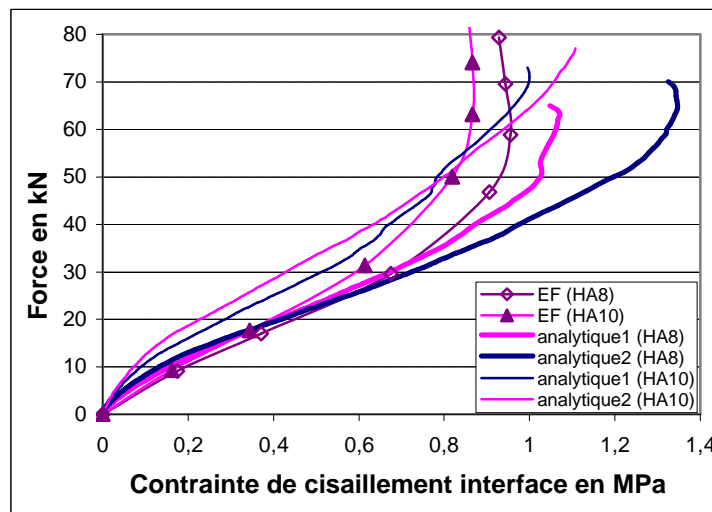


Figure II-58 Contrainte de cisaillement (moyenne) en fonction de la charge – comparaison entre la méthode analytique et le modèle d'éléments finis

Les courbes analytiques ont été établies avec les mesures de déformation du composite enregistrées au cours de deux essais différents, pour un ferrailage donné (courbes analytique 1 et 2).

Les contraintes de cisaillement calculées par les méthodes analytiques et par le modèle éléments finis sont relativement proches. Ces contraintes varient entre 0,8 ~ 1,3 MPa lorsque la charge maximale est appliquée. Ces contraintes de cisaillement maximales calculées sont égales à environ 50% de la contrainte d'adhérence minimale d'une colle époxy sur un béton sablé sec (cette dernière est égale à 2,5 MPa, cf. §II-1). Sous conditions de température courantes (20°C à 25°C), ces valeurs de contrainte sont trop faibles pour induire des problèmes de fatigue au niveau de la colle (cf. §I-4.2.2).





## COCLUSIONS

Sous un chargement à l'état limite de service, la tenue à la fatigue des poutres renforcées est améliorée par rapport à celui des poutres sans renforcement, soumises au même niveau de chargement.

La présence du composite en face tendue des poutres courtes fissurées permet de limiter la propagation des fissures, et la redistribution des contraintes entre les armatures tendues et le composite permet de réduire les contraintes maximales et l'amplitude de contraintes dans les armatures tendues.

Sous ce chargement de fatigue à l'état de service, la contrainte de cisaillement entre le béton et le TFC est relativement faible (moyennement  $0,8 \sim 1,3 \text{ MPa}$ ) : la fatigue en cisaillement de la résine n'est pas un paramètre critique pour le dimensionnement.

La rupture en fatigue des poutres courtes fissurées et renforcées du composite est tout d'abord due à la rupture des armatures tendues au droit des fissures. La rupture secondaire est la délamination de béton et le décollement à l'extrémité du composite. Cela se passe après la rupture en fatigue des armatures, fonction de l'amplitude de contrainte (dans le domaine élastique).

Que la poutre soit renforcée ou non, lorsque l'amplitude de contrainte dans les armatures est supérieure à  $200 \text{ MPa}$ , la rupture en fatigue est probable à 2 millions de cycles.

Pour le composite, le respect de la valeur limite à l'ELS des recommandations AFGC (AFGC, 2003), qui conduit à une contrainte limitée à environ 32,5% de sa résistance ultime, permet de s'affranchir des risques de rupture en fatigue du composite.



## **Chapitre III**

### **Comportements ultimes des poutres courtes pré -fissurées et renforcées**



## **Chapitre III Comportements ultimes des poutres courtes pré - fissurées et renforcées**

### **INTRODUCTION**

Dans le chapitre précédent, le comportement en fatigue des poutres courtes renforcées par composite sous chargements à l'état limite de service a été étudié.

Afin d'étudier le comportement ultime de ces poutres, nous disposons d'essais statiques sur poutres pré-fissurées, renforcées ou non, qui n'ont pas subi de chargement de fatigue.

Les charges ultimes et les modes de rupture des poutres courtes renforcées par composite selon différents modes de renforcement sont alors étudiés.

De plus, afin d'étudier l'influence de la fatigue sur les comportements ultimes de poutres renforcées, les essais statiques seront également effectués sur les poutres renforcées ayant déjà subi plus de deux millions de cycles de fatigue sans atteindre la rupture.

Ces essais sont également réalisés en flexion trois points, avec le même montage et la même instrumentation.

Dans le but de reproduire et d'expliquer les résultats expérimentaux obtenus, une modélisation numérique sera effectuée en 2D ainsi qu'en 3D à l'aide du code de calcul éléments finis CESAR-LCPC. Par ailleurs, des méthodes de dimensionnement (calculs de type réglementaire) seront validées dans ce chapitre.

### III-1 CHARGES ET MODES DE RUPTURE DES POUTRES COURTES RENFORCEES SOUS CHARGEMENT QUASI- STATIQUE

#### III-1.1 Comportements en flexion des poutres témoins

Dans ce paragraphe, nous allons étudier le comportement des poutres témoins (sans renforcement) sous chargement statique, tant du point de vue du comportement global (courbe charge / flèche) que local (déformation des armatures tendues et ouverture de fissures), et des modes de rupture.

Dans cette partie, un chargement monotone croissant est directement appliqué sur des poutres vierges. Les éprouvettes et les dispositifs d'essais sont présentés dans le chapitre II (cf. §II-2).

#### *Courbes effort / flèche*

Les comportements globaux des poutres courtes sans renforcement sont représentés par les courbes effort / flèche sur les figures III-1 (poutres HA 8) et III-2 (poutres HA 10) ci-après.

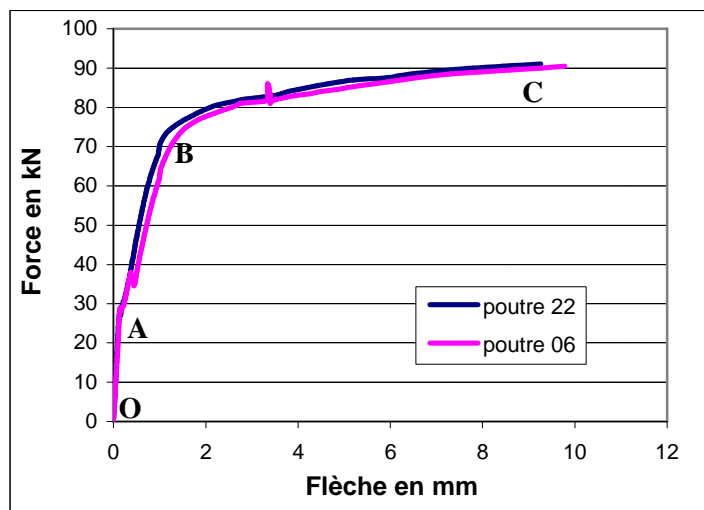


Figure III-1 Comportement global de poutres témoins (poutres HA8)

La résistance ultime moyenne atteinte lors des essais est de  $91\text{kN}$  pour les poutres armées de 2 HA8 et de  $121\text{kN}$  pour les poutres armées de 2 HA10. Ces deux valeurs correspondent bien à celles estimées par un calcul type réglementaire (règle BAEL 91) (cf. §II-2.1).

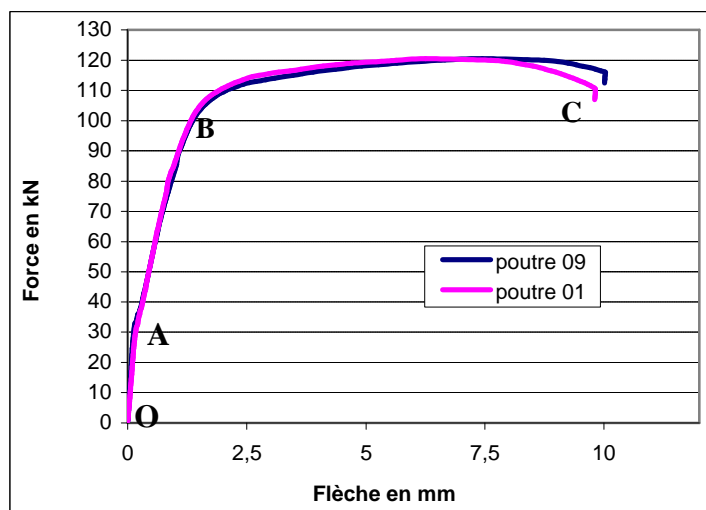


Figure III-2 Comportement global de poutres témoins (poutres HA10)

D'après ces courbes, nous pouvons noter que l'évolution de la flèche est composée de trois phases :

- la première phase OA est telle que les petites valeurs de la force (avant environ  $30\text{ kN}$ ) n'entraînent pas de fissuration du béton tendu et ainsi les poutres se comportent élastiquement.
- la seconde phase AB est relative à la fissuration du béton tendu au niveau des deux cadres placés symétriquement au centre de poutres, qui induit une augmentation de la déformation des armatures longitudinales et une raideur globale plus faible, avec un comportement sensiblement linéaire.
- Enfin, en troisième phase BC, l'augmentation de la charge conduit à la plastification des armatures tendues, le béton comprimé de la section la plus sollicitée se rompt et la rupture de la poutre est atteinte.

Cette analyse est tout à fait classique du comportement d'une poutre en béton armé normalement armée.

### *Courbes effort / déformation des armatures et effort / ouverture de fissures*

Les comportements locaux sont représentés par les courbes d'évolution des déformations des armatures en fonction de la force, et celles de l'évolution des ouvertures de fissures en fonction de la force appliquée (cf. Figures III-3, III-4 et III-5).



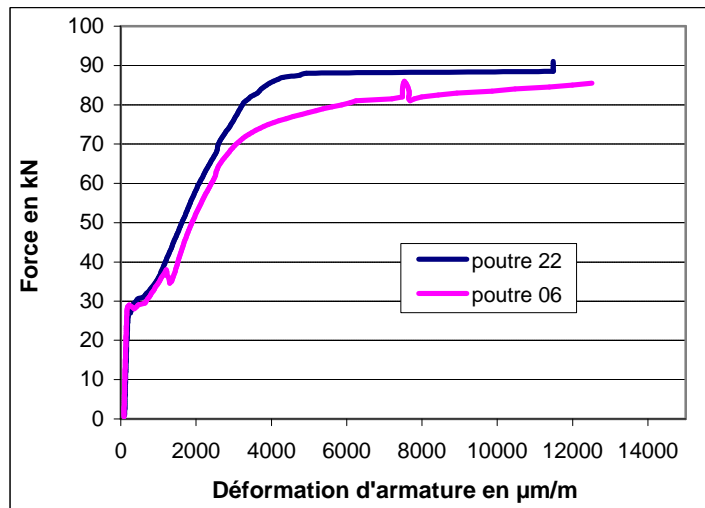


Figure III-3 Déformation dans les armatures tendues (poutres HA8)

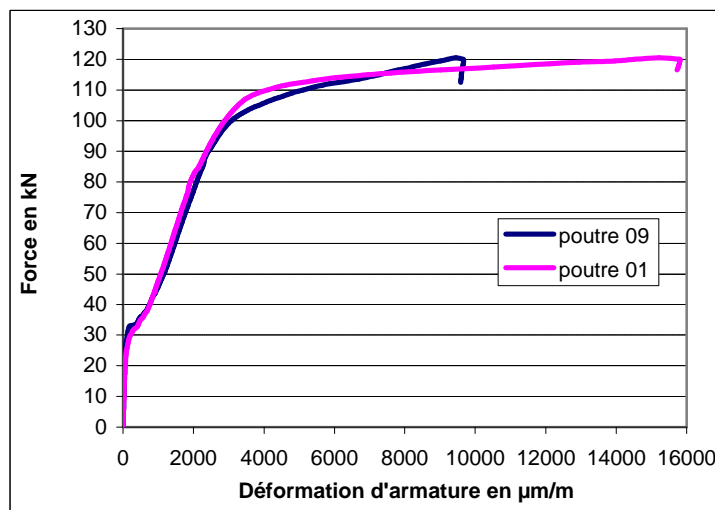


Figure III-4 Déformation dans les armatures tendues (poutres HA10)

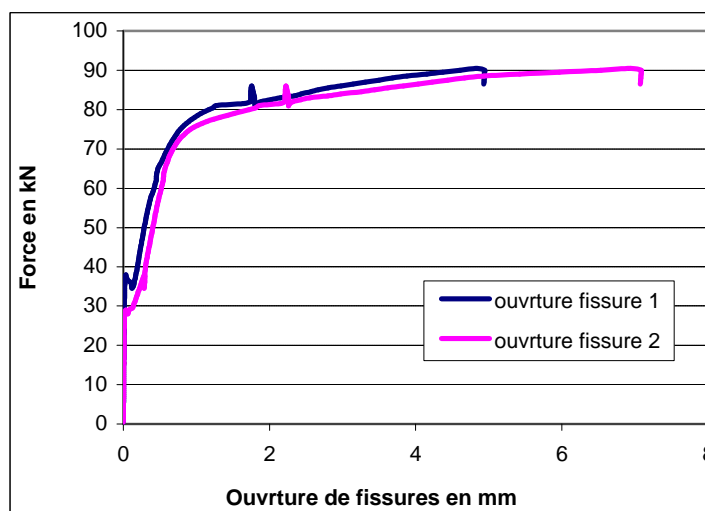


Figure III-5 Ouverture de fissures (poutre n°6, HA8)

Les déformations tracées ci-dessus sont mesurées sur une armature au droit de la section centrale des poutres.

L'évolution de ces déformations que celle des ouvertures de fissures peut également être décomposée en trois phases, en relation avec celles discutées à propos du comportement global expérimental.

### ***Modes de rupture***

Au cours de l'augmentation de la charge extérieure, deux macro-fissures apparaissent systématiquement au niveau de deux cadres placés symétriquement à  $60\text{mm}$  du centre de la poutre, comme dans la procédure de pré-fissuration (cf. Figure II-4). En présence d'effort tranchant, ces deux fissures tendent à s'incliner vers le point d'application de la charge. A l'approche de la ruine, des petites fissures, dues à la combinaison du moment fléchissant et de l'effort tranchant, apparaissent à côté des deux fissures principales (Figure III-6).

Les ruptures des poutres témoins sont dues au moment fléchissant, et sont caractérisées par la plastification des armatures tendues (striction), et la rupture du béton comprimé au point d'application de la charge (cf. Figures III-6 et III-7).



Figure III-6 Mode typique de rupture d'une poutre témoin

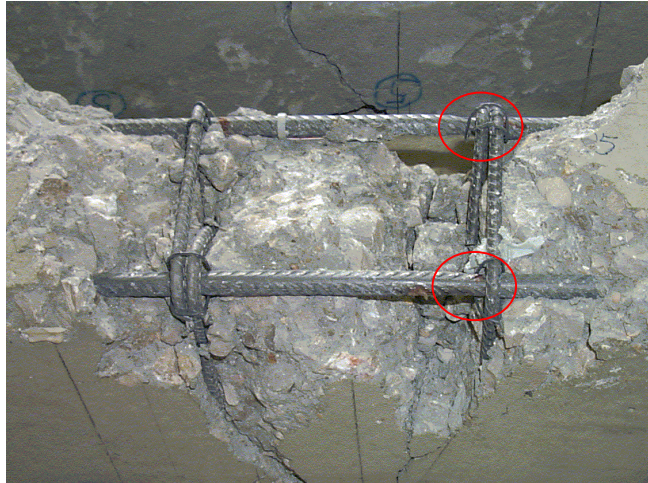


Figure III-7 Striction des armatures tendues au niveau des fissures (vue de dessous)

### III-1.2 Comportements ultimes de poutres courtes pré-fissurées puis renforcées par composite

Les comportements des poutres courtes pré-fissurées puis renforcées par TFC sont étudiés à l'aide des résultats d'essais statiques en flexion trois points.

Quatre types de renforcements (mode **a**, **b**, **c** et **d**) sont utilisés (cf. § II-2.2, Figure II-6).

Les modes de rupture et les résistances ultimes pour chaque type de renforcement ne sont pas identiques (Tableau III-1).

poutre	Force de rupture (kN)	Mode de renforcement	Mode de rupture
<i>Poutre HA8</i>			
n°7	167,5	<b>Mode d</b> : TFC en surfaces tendue et latérales (21 cm de largeur, 15 cm de hauteur)	Décollement du TFC latéral
n°15	178,8	<b>Mode d</b> : TFC en surfaces tendue et latérales (21 cm de largeur, 15 cm de hauteur)	Décollement du TFC latéral
<i>Poutre HA10</i>			
n°11	112	<b>Mode a</b> : TFC uniquement en surface tendue	fissures d'effort tranchant
n°18	179,6	<b>Mode c</b> : TFC en face tendue et latérale (7,5 cm de largeur, 20 cm de hauteur)	fissures d'effort tranchant

Tableau III-1 Résistances ultimes, modes de renforcement et modes de rupture des poutres renforcées

Théoriquement, la résistance ultime de la poutre n°11, renforcée en mode **a**, devrait être égale à environ  $140\text{ kN}$  (résistance à l'effort tranchant estimée d'après BAEL 91, cf. II-2.1).

En fait, à cause d'une erreur de manipulation avant la phase de pré-fissuration, cette éprouvette a déjà été fissurée (effort tranchant important appliqué, mais non mesuré). C'est la raison pour laquelle sa résistance ultime ( $112\text{ kN}$ ) est moins élevée que celle prévue, et sa raideur plus faible que celle des autres poutres.

Ainsi, le composite en surface tendue ne semble pas apporter une amélioration vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant.

### Comportements globaux

Les comportements globaux des poutres courtes fissurées puis renforcées de TFC sont représentés par les courbes effort / flèche ci-après (Figures III-8 et III-9).

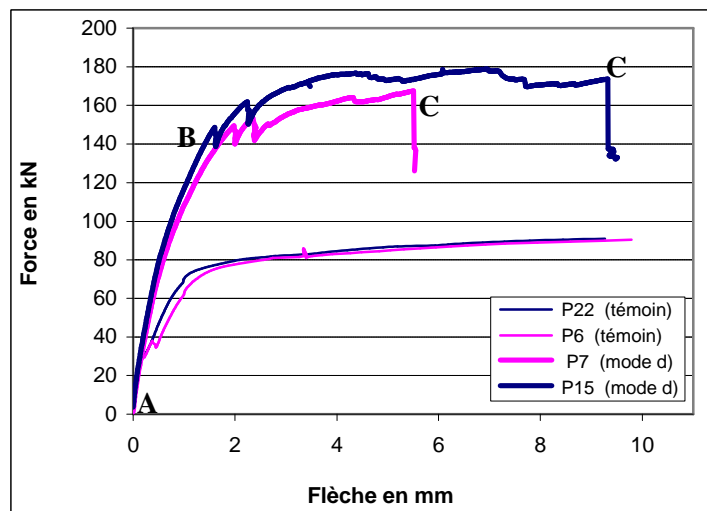


Figure III-8 Comparaison des courbes force / flèche entre poutres renforcées et poutres témoins (poutres HA8)

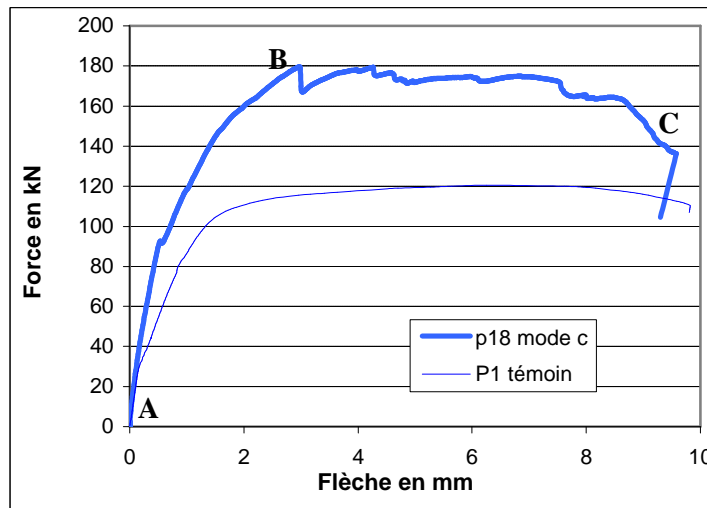


Figure III-9 Comparaison des courbes force / flèche entre poutre renforcée et poutre témoin (poutres HA10)

Sur les courbes ci-dessus, nous pouvons noter les comportements globaux des poutres courtes renforcées suivants:

- La résistance ultime de poutres courtes renforcées est principalement dictée par le mode de renforcement. Pour la poutre HA8 renforcée en mode **d**, la résistance ultime est supérieure d'environ 91 % à celle de la poutre témoin. Pour la poutre HA10 renforcée en mode **c**, la résistance ultime est environ 50 % plus importante que celle de la poutre témoin. La présence de TFC en face tendue augmente la résistance au moment fléchissant. Pour cette raison, la rupture de poutres courtes renforcées n'est plus due au moment fléchissant, mais provoquée par l'effort tranchant. Ceci est confirmé par résultats de calculs de type réglementaires ci-après (cf. §III-4). La présence du composite en face tendue modifie le mode de rupture.
- La part d'effort tranchant reprise par le béton et les armatures (cadres) des poutres est identique car le ferrailage transversal est le même pour les poutres HA 8 et HA 10 (cf. III-3.2.1), le renforcement par composite en face tendue est identique, seul change le mode de renforcement transversal : le taux d'amélioration de la résistance ultime des poutres HA8 renforcées en mode **d**, par rapport au poutres témoins, est plus élevé que celui des poutres HA10 renforcée en mode **c**.
- L'évolution de la flèche avec la charge peut être décomposée en deux phases (cf. Figures III-8 et III-9): Au cours d'une première phase AB, il n'y a pas de macro-fissure d'effort tranchant. Des fissures d'effort tranchant apparaissent au cours de la seconde phase BC : la raideur diminue, l'effort atteint un palier. Au cours de cette phase, l'allongement des

armatures tendues est réduit, par rapport à celui des poutres témoins (Figures III-10 et III-11 ci-après) : la diminution de raideur est vraisemblablement due à la propagation des fissures d'effort tranchant (cf. "modes de rupture" dans le paragraphe ci-après).

### *Comportement local*

Les comportements locaux des poutres renforcées sont illustrés par les courbes déformations des armatures tendues, celles des déformations du composite en face tendue et celle des ouvertures de fissures en fonction de la charge (Figures III-10, III-11, III-12, III-13 et III-14).

#### *- Déformations des armatures tendues*

Les évolutions des déformations des armatures tendues (dans la section centrale des éprouvettes), sont tracées sur les Figures III-10.1 et III-10.2. Nous constatons qu'après avoir atteint un niveau de charge maximale, la déformation des armatures des poutres renforcées tend à diminuer. Les courbes effort / déformation ne présentent pas de palier. Ce comportement est différent de celui des poutres témoins non renforcées. Les modes de rupture de poutres renforcées ou non sont différents: le premier est dû à l'effort tranchant, et le deuxième est dû au moment fléchissant. La diminution des déformations des armatures des poutres renforcées est provoquée par l'ouverture de fissures d'effort tranchant.

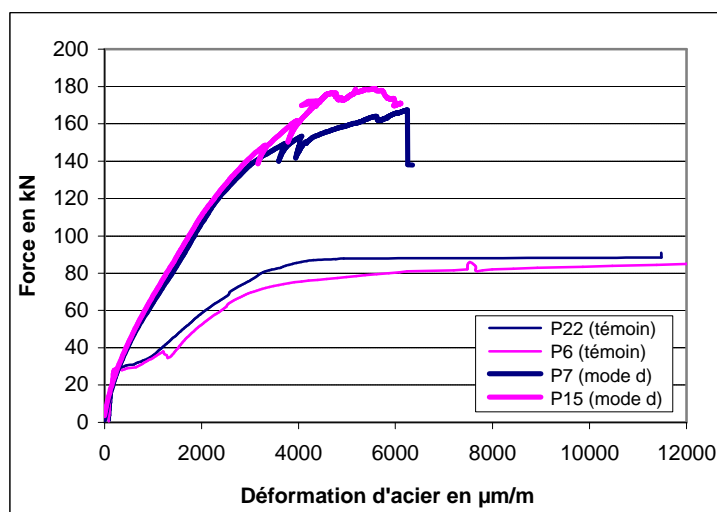


Figure III-10.1 Comparaison des courbes force / déformation des armatures tendues entre les poutres renforcées et témoins (poutres HA8)

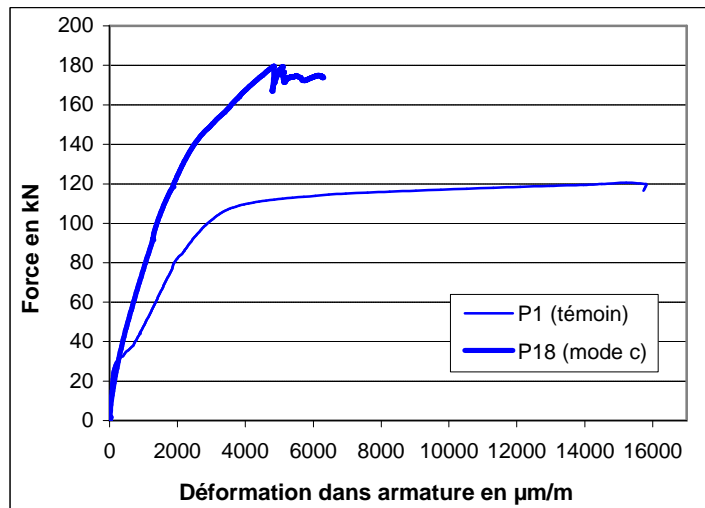


Figure III-10.2 Comparaison des courbes force / déformation des armatures tendues entre poutre renforcée et témoins (poutres HA10)

Les déformations dans les armatures au niveau des fissures ne sont pas mesurées au cours des essais. Les contraintes sont donc estimées par le biais d'un modèle éléments finis 3D, à l'aide du progiciel CESAR-LCPC (cf. II-3). Les réponses obtenues en contraintes des armatures tendues au niveau d'une fissure et à mi-portée en fonction de la charge sont représentées sur la figure III-11. Ces résultats mettent en évidence des contraintes plus élevées dans les armatures au droit des fissures, comme on pouvait s'y attendre. L'évolution de la contrainte calculée dans l'armature à mi-portée de la poutre est très proche des mesures expérimentales.

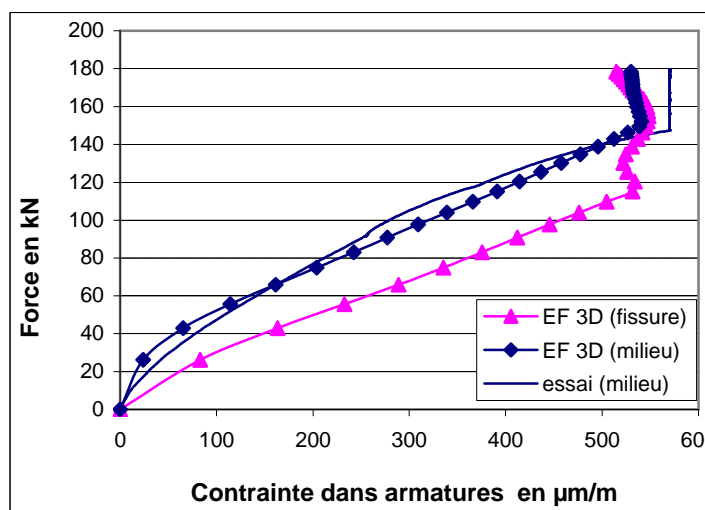


Figure III-11 Comparaison des contraintes dans une armature tendue au droit d'une fissure et au milieu de la poutre renforcée, calculées par EF 3D (poutre HA10 renforcée en mode c)

- *Déformations du TFC en face tendue*

Du fait de la présence des fissures initiales, avant mise en place du renforcement, les déformations du TFC au niveau des fissures croissent plus rapidement que celles de la section centrale, au début du chargement. Près du niveau de charge maximale, ces déformations sont quasiment identiques : l'effort dans le composite au droit d'une fissure est élevé, la résine d'interface ne reprend qu'une contrainte de cisaillement faible (inférieure à la résistance à la traction du béton), qui correspond à un effort de cisaillement résultant faible vis-à-vis de l'effort normal dans le composite (cf. Figures III-12 et III-13).

Cette tendance est différente de celle des contraintes dans les armatures métalliques, où le rapport (contrainte de cisaillement  $\times$  surface d'interface) / (contrainte normale  $\times$  section droite) est plus faible.

De plus, les contraintes maximales du TFC en face tendue atteignent environ 70 % de la contrainte ultime du composite pour les poutres HA8, et environ 45 % pour les poutres HA10. Ainsi, du point de vue de la résistance du composite, la rupture due à l'effort tranchant est une rupture prématurée.

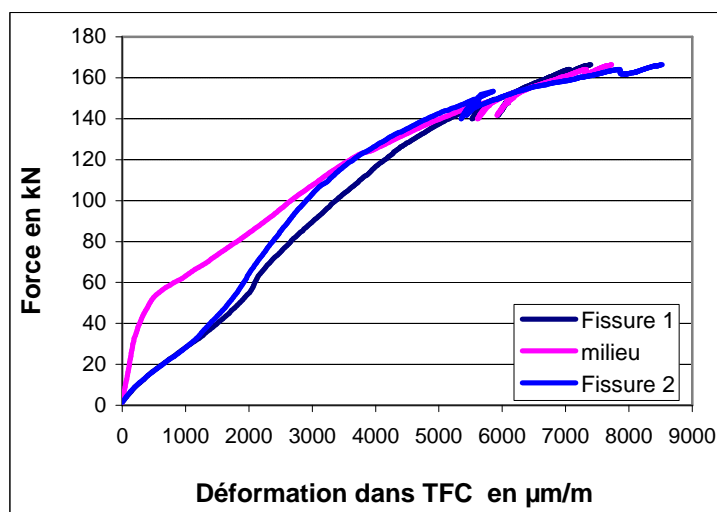


Figure III-12 Déformations du TFC en face tendue (poutre n°7, HA8)



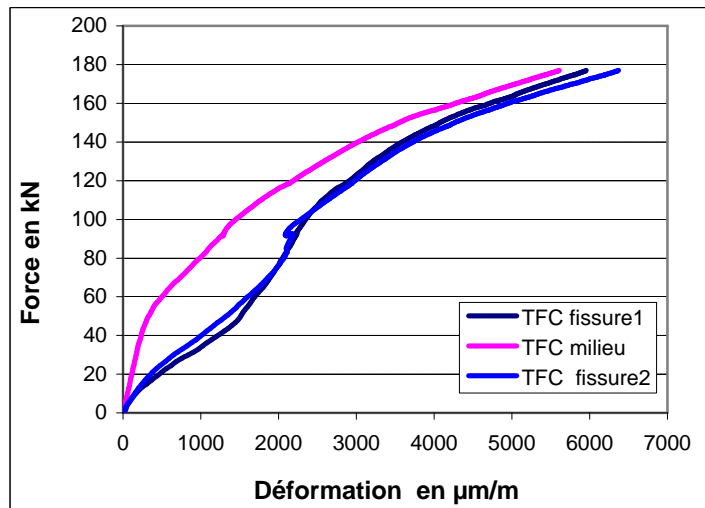


Figure III-13 Déformations du TFC en face tendue (poutre n°18, HA10)

- Ouvertures des fissures

Les évolutions des ouvertures de fissures en fonction de la charge sont représentées sur la Figure III-14. L'ouverture finale des fissures de la poutre renforcée est plus faible que celle de la poutre témoin. Par ailleurs, à proximité de la rupture, du fait de la propagation des fissures d'effort tranchant, les fissures de flexion tendent à se refermer: ceci met en évidence encore une fois le fait que les poutres courtes renforcées se rompent par effort tranchant.

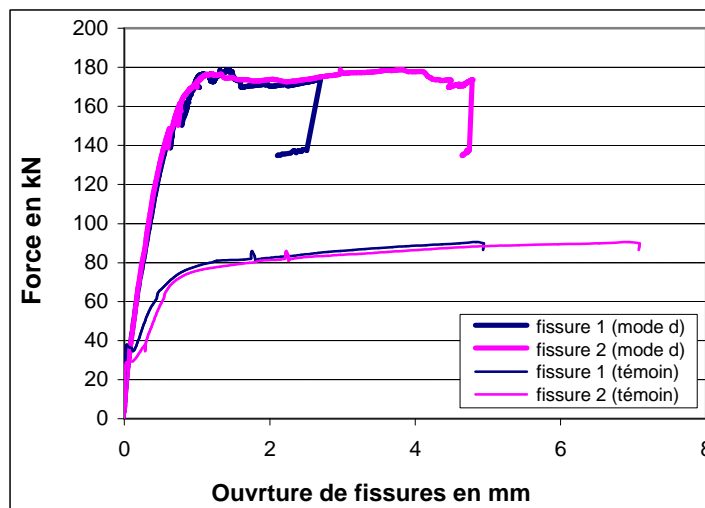


Figure III-14 Comparaison de la courbe force / ouverture des fissures entre poutre renforcée et témoin (poutres HA8)

### ***Modes de rupture***

Les éprouvettes testées sont des poutres courtes dont le rapport entre la distance du point d'application de la charge et l'appui à la hauteur de la poutre est petit (seulement 1,5). La rupture de ce type de poutre renforcée uniquement au moment fléchissant (composite en face tendue seulement) est normalement due à l'effort tranchant (cf. § I-2.3.1). Ceci est confirmé par les résultats expérimentaux présentés ci-après.

Pour tous les essais effectués, nous constatons que, quel que soit le mode de renforcement latéral, la rupture des poutres courtes renforcées est due à l'effort tranchant. Mais les faciès de rupture ne sont pas identiques.

Pour une poutre renforcée uniquement en face tendue (mode **a**), les fissures d'effort tranchant naissent à l'extrémité de la bande de renforcement au niveau de la fibre tendue, puis elles s'inclinent vers le point d'application de charge avec un angle d'environ  $35^\circ$  (cf. Figure III-15). Le tissu composite en face tendue ne contribue pas à la reprise de l'effort tranchant. La résistance ultime de ce type de poutre est donc conditionnée par la résistance à l'effort tranchant de la poutre sans renforcement.

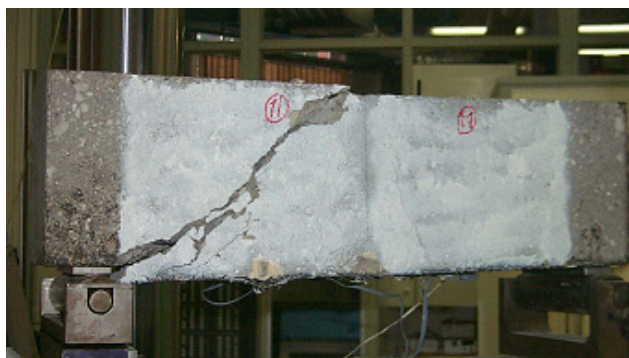


Figure III-15 Rupture d'une poutre renforcée en mode **a**

Pour une poutre renforcée en face tendue et latéralement, le mode de rupture est principalement conditionnée par la hauteur et la largeur de la bande de TFC latéral en forme de "U". Si nous appliquons une bande latérale de  $75\text{ mm}$  de largeur et couvrant toute la hauteur de la section ( $200\text{ mm}$ , mode **c**), la rupture est due aux fissures d'effort tranchant très ouvertes, sans décollement du TFC latéral (cf. Figure III-16).

En revanche, si la bande latérale couvre partiellement la hauteur de la section ( $150\text{ mm}$ , mode **b** et **d**), quelle que soit la largeur latérale de TFC utilisée ( $210\text{ mm}$  et  $75\text{ mm}$  respectivement

pour les mode **d** et **b**), la rupture des poutres renforcées est provoquée par le décollement brutal de la bande latérale (cf. Figure III-17).



Figure III-16 Rupture d'une poutre renforcée en mode **c**

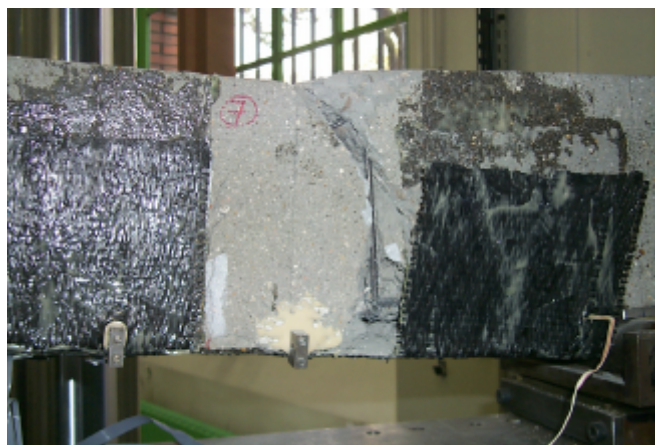


Figure III-17 Rupture d'une poutre renforcée en mode **d**  
(décollement du TFC latéral)



Figure III-18 Fissures de flexion et d'effort tranchant  
et rupture d'enrobage de béton (renforcement en mode **d**)

Un peu de béton reste collé sur le TFC latéral (cf. Figure III-18), ce qui met en évidence le fait que le décollement du composite latéral provient d'une rupture en cisaillement du béton d'interface. De plus, l'enrobage des armatures longitudinales, entre la fissure de flexion et celle d'effort tranchant, est rompu (Figure III-18).

La propagation des fissures d'effort tranchant des poutres renforcées en face tendue et latéralement dépend du mode de renforcement latéral. Sur la Figure III-16 (poutre renforcée en mode **c**), nous constatons que les fissures d'effort tranchant partent de l'extrémité de la bande de TFC latéral et s'inclinent vers le point d'application de charge avec un angle d'environ  $45^\circ$ . Sur les Figures III-17 et III-18, (poutres renforcées en mode **d**), l'inclinaison des fissures d'effort tranchant, cette fois sous le TFC latéral, est également de  $45^\circ$  environ.

De plus, sur la Figure III-18, près de l'extrémité de la bande longitudinale, les fissures d'effort tranchant se propagent horizontalement dans le béton d'enrobage des armatures longitudinales. Ces propagations de fissures d'effort tranchant sont représentées sur la Figure III-19.

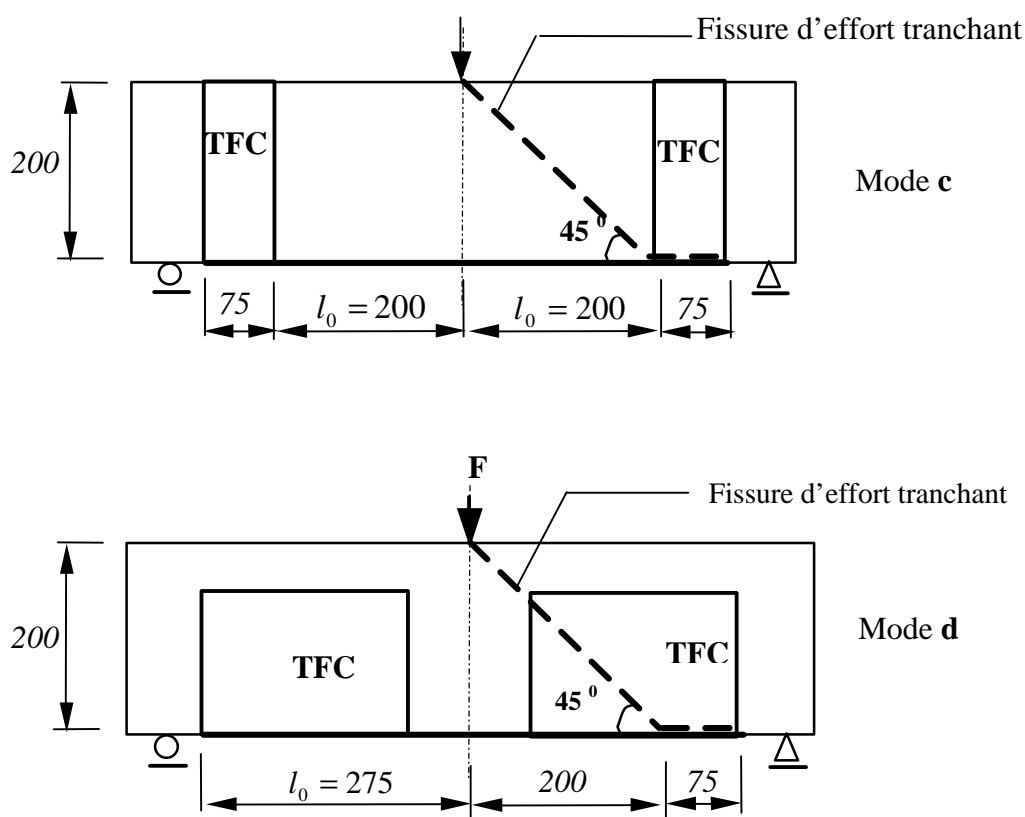


Figure III-19 Schémas de la fissuration d'effort tranchant des poutres renforcées en mode **c** ou **d** (unité: mm)

Du fait de la concentration des contraintes de cisaillement à l'extrémité de tissu, les premières fissures d'effort tranchant apparaissent d'abord à l'extrémité du tissu longitudinal.

Les éprouvettes sont des poutres courtes, la fissure d'effort tranchant se propage donc vers le point de l'application de charge pour une poutre renforcée en mode **a** (sans renforcement latéral). Les dimensions des éprouvettes ( $h = 200\text{ mm}$ ,  $l_0 = 275\text{ mm}$ ) conduit la fissure d'effort tranchant à s'incliner au point d'application de charge en angle d'environ  $36^\circ$  ( $\arctg(200/275)$ ). En revanche, pour une poutre renforcée en face tendue et latéralement (modes **b**, **c** et **d**), du fait d'une reprise partielle de l'effort tranchant par le tissu latéral, la fissure d'effort tranchant se propage horizontalement puis s'incline vers le point de l'application de charge à partir de l'extrémité de tissu latéral, avec un angle constant d'environ  $45^\circ$ .

### *Comparaison du comportement ultime des poutres renforcées selon différents modes*

Quatre modes de renforcement sont employés dans nos études expérimentales.

Dans les paragraphes suivants, les comportements des poutres renforcées selon différents modes (Figure III-20) sont discutés en comparant leur résistance ultime et leur mode de rupture.

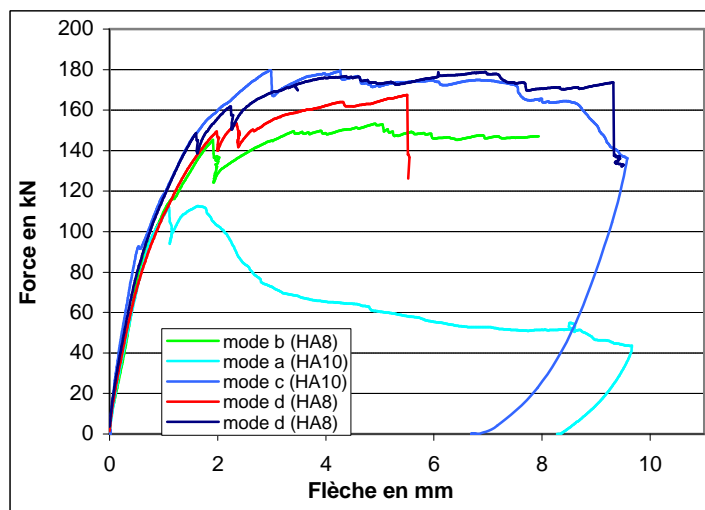


Figure III-20 Comparaison du comportement global des poutres renforcées selon différents modes

La comparaison des courbes de comportement global amène les remarques suivantes :

- la courbe de la poutre renforcée en mode **a** est celle de la poutre n°11 qui a subi un chargement accidentel lors de la phase de pré-fissuration.
- Quel que soit le mode de renforcement latéral (**b**, **c** ou **d**) ou la section droite des armatures tendues (2HA8 ou 2HA10), les réponses force/flèche des poutres renforcées sont quasiment identiques jusqu'à une charge d'environ 140 kN, qui correspond à la résistance ultime à l'effort tranchant d'une poutre témoin, d'après le BAEL. Ainsi, avant la fissuration d'effort tranchant, le comportement global des poutres renforcées n'est quasiment pas influencé par la forme du tissu latéral. Néanmoins, le type de rupture dépend du mode de renforcement latéral : la poutre HA10 renforcée en mode **c** est rompue du fait de l'apparition de fissures d'effort tranchant, celle de la poutre renforcée en mode **b** ou **d** est due au décollement du tissu latéral.
- La réponse force/flèche d'une poutre HA10 renforcée en mode **c** (TFC latéral : 200mm de hauteur et 75mm de largeur) est identique à celle d'une poutre HA8 renforcée en mode **d** (TFC latéral: 150mm de hauteur et 210mm de largeur) jusqu'à la charge maximale.

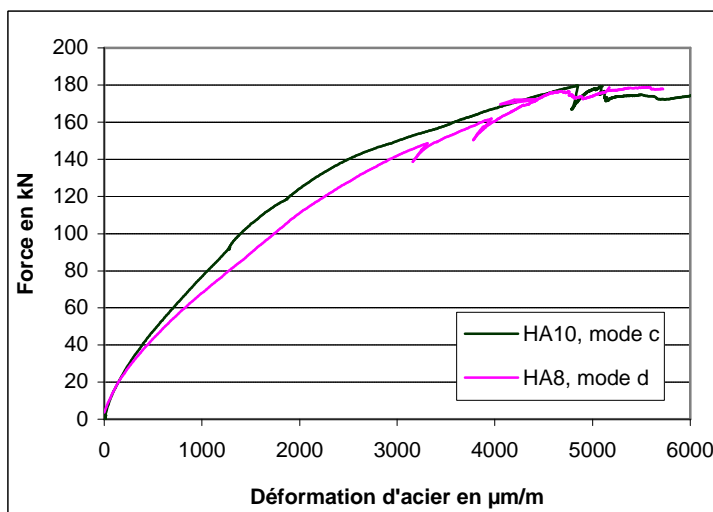


Figure III-21 Comparaison des contraintes dans les armatures à mi-portée des poutres renforcées selon les modes **c** et **d**

Le comportement local des poutres est illustré par la figure III-21, où sont tracées les évolutions de déformation dans l'armature métallique dans la section médiane de la poutre en fonction de la charge appliquée: ces évolutions sont identiques, et ne dépendent pas du mode de renforcement latéral.

En revanche, l'ouverture des fissures et les déformations dans TFC d'une poutre HA8 renforcée en mode **d** sont supérieures à celles de la poutre HA10 renforcée en mode **c** (figures III-22 et III-23). Plus les fissures sont ouvertes, plus les déformations dans le composite augmentent. Le composite collé en face tendue de la poutre HA8 travaille plus que celui collé sur la poutre HA10 (taux de renforcement longitudinal plus élevé).

Le fait que la réponse force/flèche de poutre HA8 renforcée en mode **d** soit identique à celle de la poutre HA10 renforcée en mode **c** provient alors des contraintes de traction dans le TFC des poutres HA8 supérieures à celles du composite des poutres HA10 renforcées.

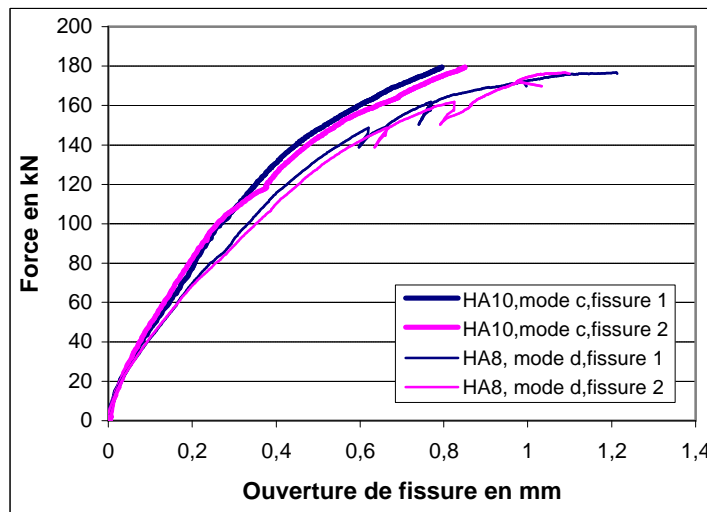


Figure III-22 Comparaison de l'ouverture de fissure des poutres renforcées en modes **c** et **d**

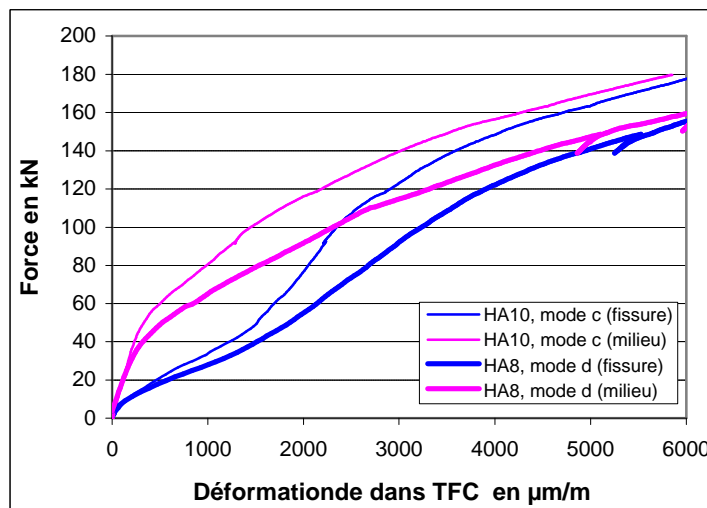


Figure III-24 Comparaison des contraintes dans TFC (fissure et milieu) des poutres renforcées en modes **c** et **d**

Les évolutions des ouvertures des fissures de la poutre HA10 renforcée en mode **c** sont identiques à celles de la poutre HA10 renforcée en mode **a**, avant la fissuration due à l'effort tranchant (Figure III-25) : la présence du composite latéral n'a pas d'influence sur le comportement de la poutre, sous un niveau de charge correspondant à un état limite de service.

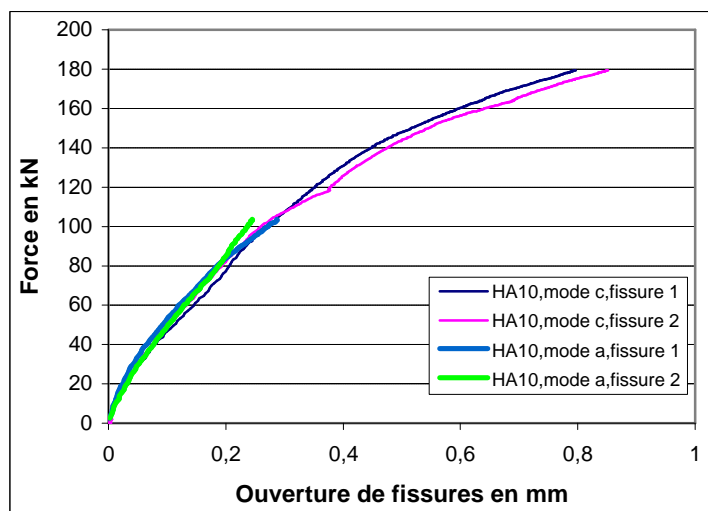


Figure III-25 Comparaison de l'ouverture des fissures de poutres HA10 renforcées en modes **a** et **c**

### *Déformation du composite latéral*

La réparation des contraintes sur la bande latérale n'est pas uniforme. Mais, dans des méthodes de calcul réglementaire, une contrainte effective est utilisée pour estimer la contribution du tissu à la résistance à l'effort tranchant (cf. §I-3.2.4). Afin d'étudier la distribution de contrainte sur la bande de TFC latéral, cinq jauges ont été collées en différents endroits sur les bandes latérales de la poutre n°18 renforcée en mode **c** (cf. Figure III-26).

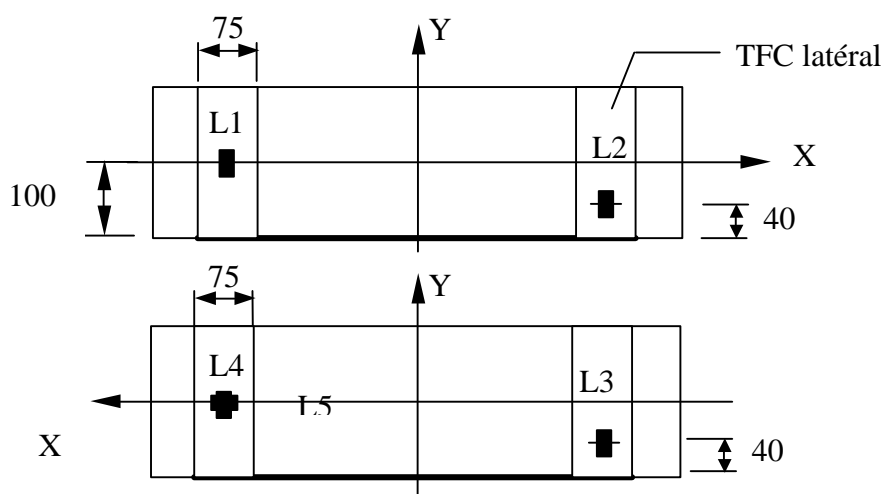


Figure III-26 Positions des jauges sur le TFC latéral



Au cours de cet essai, les fissures d'effort tranchant n'interceptent pas les bandes de TFC latéral. C'est la raison pour laquelle les valeurs enregistrées de la jauge horizontale (L5) sont quasiment nulles (figure III-27). Les déformations verticales des bandes latérales augmentent pour un niveau de chargement assez élevé, par exemple pour les jauges L2 et L3 à partir respectivement de 100 kN et de 120 kN, et pour les jauges L1 et L4 à partir d'environ 170 kN (Figure III-28). Ces déformations verticales sont provoquées par un effet d'empêchement de la séparation de tissu en face tendue par l'effort tranchant. Par ailleurs, plus les jauges sont situées près du tissu longitudinal, plus les déformations sont importantes : la distribution des contraintes du TFC latéral n'est pas uniforme.

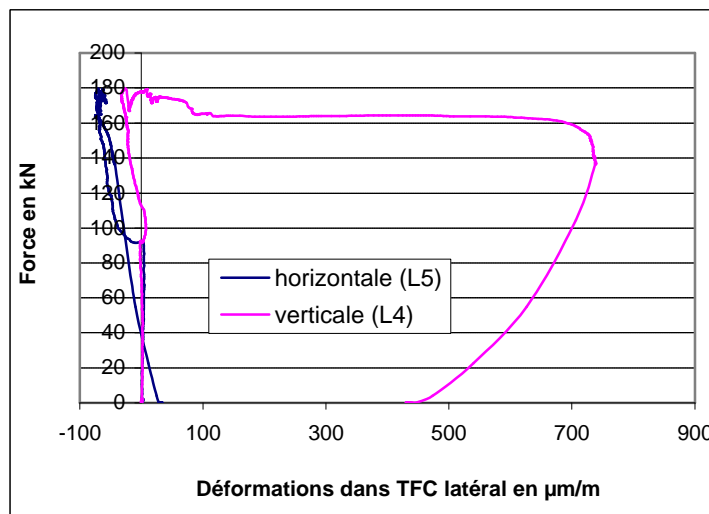


Figure III-27 Comparaison des déformations horizontales et verticales du TFC latéral

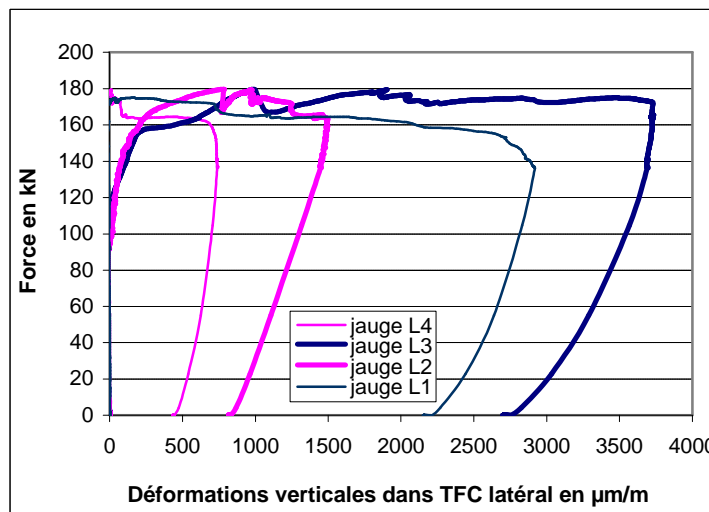


Figure III-28 Distribution des déformations verticales du TFC latéral

### III-1.3 Simulation numérique du comportement des poutres courtes pré-fissurées et renforcées

L'objet principal de cette étude numérique est de modéliser le comportement statique de poutres courtes pré-fissurées puis renforcées par composite, soumises à une flexion trois points, en reproduisant au mieux les résultats expérimentaux obtenus. Ceux-ci nous montrent que le tissu latéral joue un rôle important vis-à-vis des modes de rupture des poutres renforcées, alors une modélisation en 3D est vraisemblablement nécessaire.

Les modélisations sont effectuées en 2D (contraintes planes) et également en 3D, en utilisant le module de calcul MCNL de CESAR-LCPC (cf. II-3).

La fissure existante est simulée par la présence d'une zone vide qui a la même hauteur que celle de l'expérience. L'adhérence entre le composite et le béton est supposée parfaite, et la présence la couche de la colle dans la modélisation n'est pas nécessaire (Hollaway et Leaming, 2001).

Du fait de la symétrie de la structure et de la charge imposée, une demie poutre est modélisée en 2D, et un quart de la poutre en 3D.

Dans le modèle 2D, tous les matériaux sont modélisés par les éléments massifs quadrilatéraux à 8 nœuds. Les armatures tendues et les composites latéraux sont superposés sur le béton. Le maillage en 2D est quasiment identique à celui utilisé dans la modélisation de la "pré-fissuration" des poutres (cf. §II-4.2, figure II-19) sauf que la fissure est modélisée ici par une zone vide au lieu d'éléments de contact.

Dans le modèle 3D, les matériaux sont modélisés par les éléments massifs pentaèdre à 15 nœuds et élément hexaèdre à 20 nœuds.

Le maillage en 3D est représenté sur la Figure III-29. Le pilotage du chargement est réalisé en déplacement imposé. Par ailleurs, une plaque en acier est placée au droit des appuis et du point d'application du chargement pour éviter le problème éventuel d'une concentration locale de contraintes. Les conditions aux limites sont définies par la nullité des déplacements horizontaux sur les sections de symétrie et la présence d'appuis élastiques.

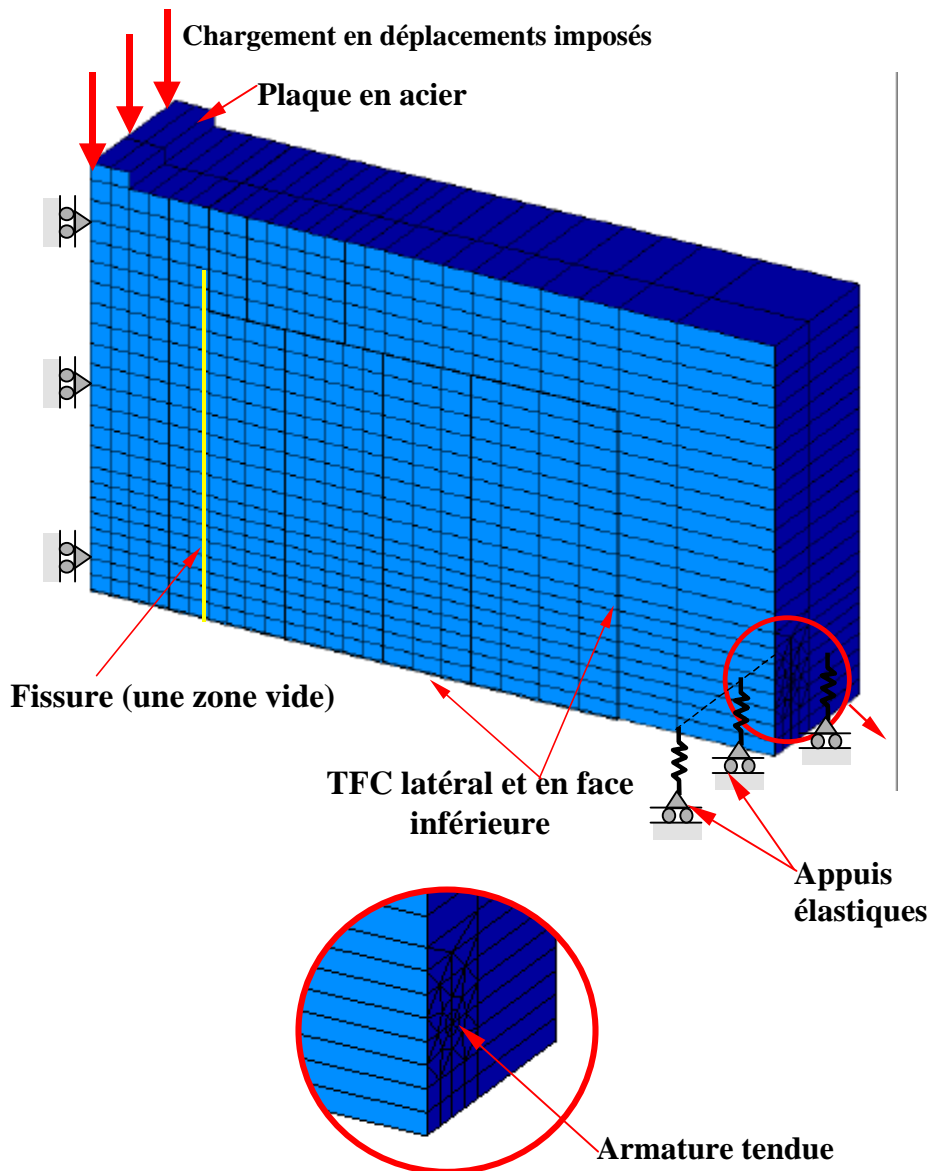


Figure III-29 Maillage en 3D des poutres courtes pré-fissurées et renforcées en face tendue et latéralement (11775 nœuds et 2664 éléments)

#### - Résultats de calcul

Les résultats des modélisations numériques en 2D et en 3D concernant les comportements globaux de poutres courtes fissurées et renforcées du composite sont illustrés par les courbes effort / flèche des Figures III-30, III-31 et III-32.

Pour un renforcement en mode **d** (tissu latéral de hauteur  $150\text{mm}$ , sur une largeur de  $210\text{mm}$ ), les modèles 2D et 3D conduisent à des résultats similaires jusqu'à environ  $180\text{ kN}$  (figure III-30). Ces résultats sont proches des valeurs expérimentales tant qu'il n'y a pas apparition de fissures d'effort tranchant, vers  $150\text{ kN}$  : les modélisations effectuées en utilisant le module de

calcul MCNL permettent de simuler correctement le comportement global (effort/flèche) d'une poutre courte pré-fissurée et renforcée, sous une sollicitation de flexion avant la fissuration d'effort tranchant.

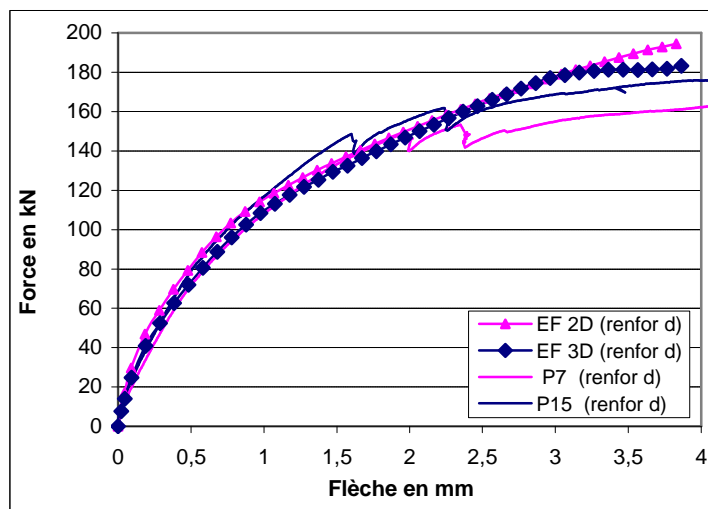


Figure II-30 Courbes effort-flèche – comparaison avec l'expérience (poutres HA8 n°7 et 15 renforcées en mode **d**)

Au cours des essais, dès que les éprouvettes sont fissurées à l'effort tranchant, la raideur structurale décroît brutalement et ces fissures se propagent. Le mode de rupture expérimental est le décollement du TFC latéral. Nos modèles numériques ne permettent pas de simuler ces types de fissuration et de rupture: c'est la raison pour laquelle la charge de rupture et la raideur finale sont surestimées.

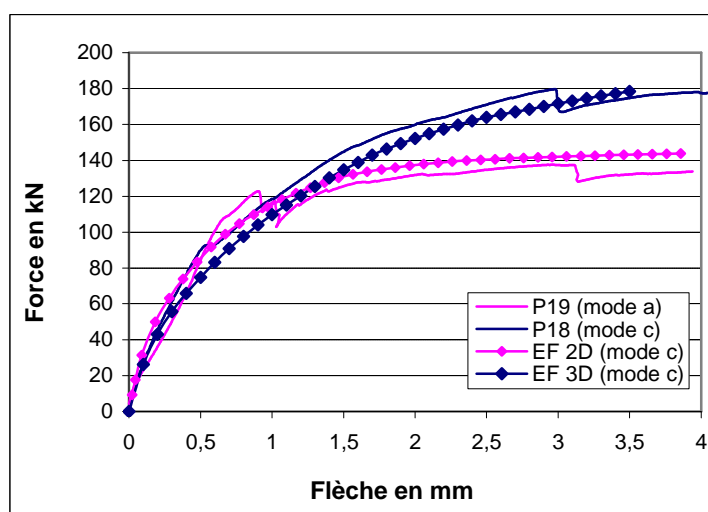


Figure II-31 Courbes effort/flèche – comparaison avec l'expérience (poutres HA10 - n°18 et 19 renforcées respectivement en mode **c** et **a**)

Pour un renforcement en mode **c** (tissu latéral de hauteur  $200\text{ mm}$ , sur une largeur de  $75\text{ mm}$ ), les modèles 2D et 3D conduisent à des résultats différents (figure III-31). Les résultats du modèle 3D sont proches de la courbe expérimentale, jusqu'à environ  $180\text{ kN}$ .

Par contre, le modèle 2D, avec la superposition du tissu latéral au maillage béton, ne permet pas de reproduire le comportement réel, et se rapproche plus de celui de la poutre non renforcée latéralement. L'utilisation d'un modèle 2D semble conditionnée par la largeur du renforcement composite transversal (figure III-32).

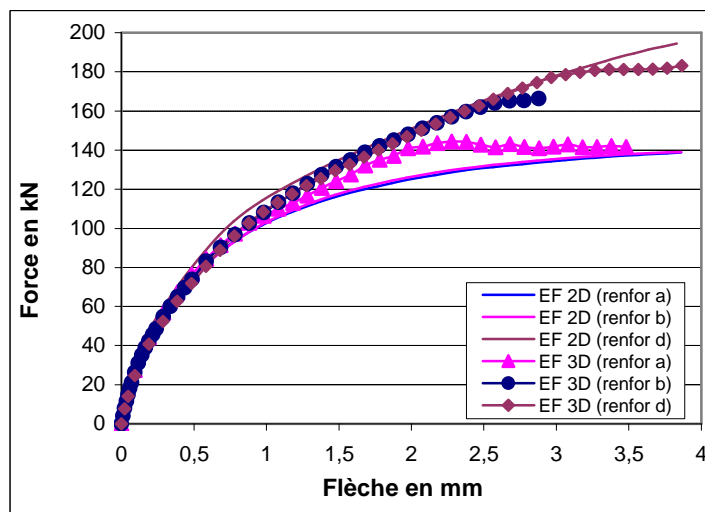


Figure III-32 Influence de la largeur du TFC latéral sur les résultats de modélisation numérique en 2D et en 3D (poutres HA8)

La modélisation en 2D ne permet pas de simuler correctement, au moins jusqu'à l'apparition de fissures d'effort tranchant, le comportement global des poutres renforcées latéralement, pour tous les modes de renforcement.

La modélisation en 3D, quand à elle, permet la simulation correcte du comportement global des poutres courtes pré-fissurées puis renforcées en face tendue et latéralement, avant un niveau de charge correspondant à la fissuration d'effort tranchant.

### III-2 CHARGES STATIQUES RESIDUELLES ET MODES DE RUPTURES DES POUTRES COURTES RENFORCEES INITIALEMENT SOUMISES A UN CHARGEMENT DE FATIGUE

Dans le chapitre précédent (§ II-4.3), les résultats expérimentaux nous montrent que, sous chargement répété à l'état de service, la rupture en fatigue de poutres renforcées n'est pas atteinte au bout de deux millions de cycles de fatigue. Afin d'étudier la résistance statique résiduelle de ce type de poutres, les éprouvettes sont testées sous chargement monotone, en flexion trois points, jusqu'à rupture.

Les résultats des essais sont synthétisés dans le Tableau III-2. Les comportements statiques des poutres endommagées par la fatigue sont illustrés par les courbes effort / flèche ci-après (Figures III-33, III-34, III-35 et III-36).

poutre	Charge de fatigue ( $F_{\min} - F_{\max}$ ; kN)	nombre de cycles subis	mode de renforcement	résistance résiduelle (kN)	Mode de rupture statique
<i>HA8</i>					
N°8	(40 % -100 %) $F_{0.7}$	2000000	<b>b</b>	145	Décollement du TFC latéral
<i>HA10</i>					
N°10	(40 % -100 %) $F_{0.7}$	2000000	<b>c</b>	143	fissures d'effort tranchant
N°19	(40 % -100 %) $F_{0.7}$	2000000	<b>a</b>	138	fissures d'effort tranchant

Tableau III-2 Résultats d'essais statiques sur éprouvettes après chargement de fatigue

La résistance résiduelle de la poutre n°8 obtenue expérimentalement est de  $145\text{ kN}$ , qui correspond à la résistance ultime à l'effort tranchant d'une poutre témoin, calculée en utilisant les méthodes de type réglementaire (cf. § III-3.2.1). La rupture statique est provoquée par le décollement d'une bande de composite latéral. Elle est identique à celle d'une poutre renforcée en mode **d** sous charge monotone (cf. § III-1.2).

Sur les Figures III-33 et III-34, nous constatons qu'avant le niveau de fissuration d'effort tranchant (à environ  $145\text{ kN}$ ), les réponses force / flèche et force / déformations des armatures de la poutre ayant subi deux millions de cycles de fatigue (poutre P8bis) sont quasiment

identiques à celles des poutres renforcées en mode **d** soumises directement au chargement statique (poutres P15 et P7): deux millions de cycles de fatigue à un niveau de charge représentatif de l'état de service influent peu sur la valeur de la résistance ultime à l'effort tranchant des poutres HA8 (-10 à 15% de la charge de rupture statique).

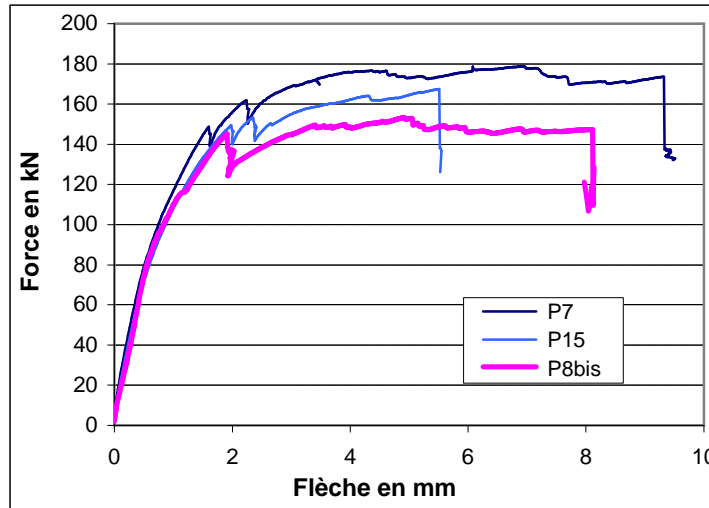


Figure III-33 Comparaison des réponses effort / flèche entre éprouvettes ayant été soumises ou non un chargement de fatigue (poutres HA8)

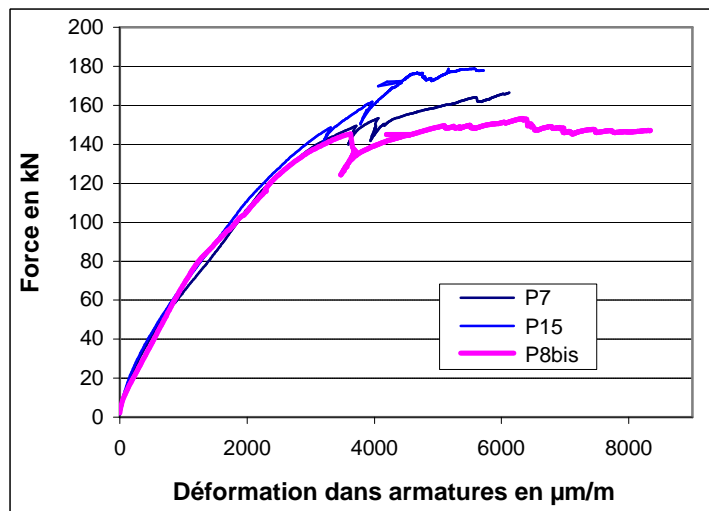


Figure III-34 Comparaison des réponses effort / déformation armatures entre éprouvettes ayant été soumises ou non un chargement de fatigue

La poutre n°10 (HA10, mode **c**), a subi deux millions de cycles. Sous chargement monotone croissant, la rupture provient de l'ouverture de fissures d'effort tranchant (Figure. III-35).

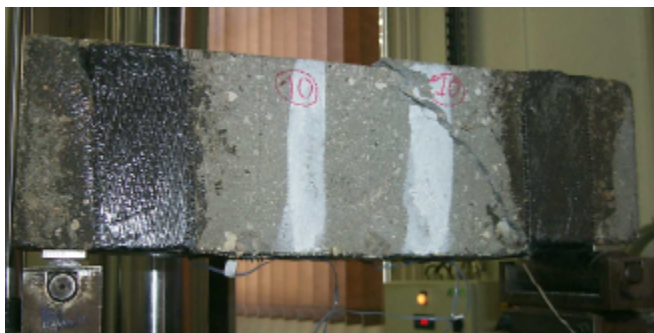


Figure III-35 Rupture due à l'effort tranchant de la poutre renforcée en mode **c** sous chargement monotone (poutre n°10, HA10)

Avant la fissuration d'effort tranchant (à une charge d'environ  $140\text{ kN}$ ), la réponse effort / flèche de cette éprouvette (courbe P10bis de la figure III-36) est identique à celle d'une éprouvette soumise directement à une charge statique (courbe P18). La résistance ultime de la poutre ayant subi une fatigue est égale à environ 75% de celle soumise directement au chargement monotone.

Dans ce cas, lors de l'essai de fatigue, des fissures d'effort tranchant sont apparues: la résistance ultime à l'effort tranchant s'en trouve diminuée.

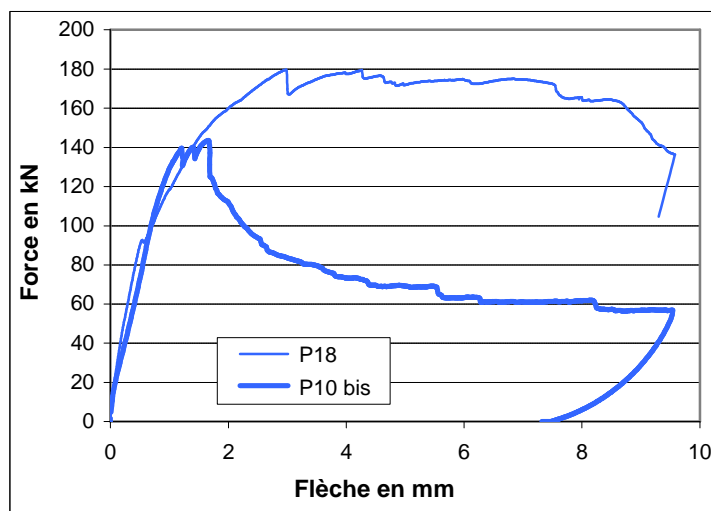


Figure III-36 Comparaison du comportement statique (effort / flèche) entre éprouvette ayant été soumise ou non à un chargement de fatigue (renforcement en mode **c**)

La rupture sous charge monotone de la poutre n°19 (HA10, renforcée en mode **a**), après deux millions de cycles de fatigue, est aussi due à la présence de fissures d'effort tranchant. Sur la Figure III-37, nous constatons qu'avant la fissuration d'effort tranchant (charge d'environ  $120\text{ kN}$ ), la réponse force / flèche de cette poutre (courbe P19bis) est quasiment



identique à celle de la poutre n°10 (courbe P10bis) et à celle de l'éprouvette soumise directement à un chargement monotone (courbe P18).

La résistance statique résiduelle de la poutre n°19 (charge maximale atteinte) est égale à  $138\text{ kN}$ , proche de la résistance à l'effort tranchant d'une poutre sans renforcement ( $145\text{ kN}$ ) estimée en utilisant la règle BAEL91: deux millions de cycles de fatigue n'influencent quasiment pas la résistance ultime à l'effort tranchant des poutres renforcées en mode **a**.

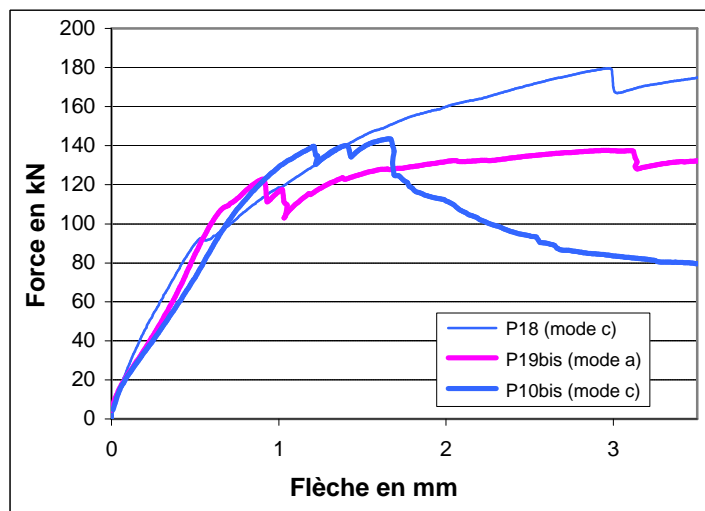


Figure III-37 Comparaison du comportement statique (force / flèche) entre éprouvettes ayant subi ou non un chargement de fatigue (HA10)

Au travers des analyses ci-dessus, les conclusions partielles suivantes peuvent être tirées, bien que le nombre d'essais réalisés soit relativement faible :

- si des fissures d'effort tranchant n'apparaissent pas au cours de la fatigue, les charges de ruine des poutres renforcées ayant **subi** deux millions de cycles de fatigue en état limite de service sont inférieures de 10 à 15% (mode **b**) et de 25% (mode **a**) de celle des poutres renforcées soumises directement à un chargement statique,
- avec l'apparition de fissures d'effort tranchant au cours des essais de fatigue, le comportement ultime des poutres est modifié et la résistance ultime chute d'environ 60%,
- la raideur statique des poutres renforcées après deux millions de cycles de fatigue est identique à celle des poutres renforcées soumises directement à un chargement statique, avant fissuration d'effort tranchant.

### III-3 VALIDATION DES METHODES DE DIMENSIONNEMENT

Le dimensionnement d'une poutre renforcée par composite à l'aide des méthodes analytiques présentées dans le chapitre précédent I-3 comprend le calcul du moment fléchissant ultime et l'estimation de la résistance ultime à l'effort tranchant. Le calcul du moment ultime repose sur les hypothèses conventionnelles du béton armé en tenant compte du comportement élastique linéaire du composite. Le "truss model" (cf. § I-3.2) est utilisé pour estimer la résistance ultime à l'effort tranchant.

Ces méthodes sont utilisées sans coefficient de sécurité, afin de comparer les résultats obtenus aux résultats expérimentaux.

#### III-3.1 Calcul du moment ultime en utilisant les hypothèses conventionnelles du béton armé

En utilisant le modèle de calcul à l'ELU de la FIB (FIB bulletin 14, 2001, cf. §I-3), nous estimons la résistance ultime au moment fléchissant d'une poutre renforcée par TFC sans tenir compte des coefficients de sécurité. Les hypothèses conventionnelles du béton armé dans le BAEL sont également appliquées, avec, par exemple, le raccourcissement unitaire du béton comprimé limité à 0,35 %. L'allongement unitaire du composite est limité à 1,33 %.

D'abord, la hauteur de l'axe neutre  $x$  est calculée en utilisant la condition d'équilibre des forces dans une section (cf. Figure I-14). Avant d'être renforcée par composite, les éprouvettes ne sont pas chargées. La déformation initiale ( $\mathbf{e}_0$ ) est donc égale à zéro. Les armatures comprimées ne sont pas prises en compte.

Les comportements mécaniques des matériaux ont été présentés dans le chapitre II (cf. §II-1.) Les paramètres géométriques des sections sont les suivants:  $d = 170\text{ mm}$ ,  $h = 200,215\text{ mm}$  et  $b = 150\text{ mm}$ . Les sections des armatures tendues sont  $A_s = 100\text{ mm}^2$  pour les poutres HA8, et  $A_s = 157\text{ mm}^2$  pour les poutres HA10. Enfin, la section de TFC en surface tendue est  $A_f = 64,5\text{ mm}^2$ . Nous avons donc l'équation d'équilibre ci-dessous:

$$0,8f_{cd}bx = A_s f_{yd} + A_f E_f \mathbf{e}_f \quad (\text{III-1})$$

avec  $e_f = \frac{h-x}{x} e_c = \frac{20,0215-x}{x} 0,35\%$  ,

la hauteur de l'axe neutre  $x$  est alors la suivante:

pour les poutres HA10,  $x = 3,7$  mm,

pour les poutres HA 8,  $x = 2,8$  mm.

La déformation du TFC est obtenue ci –après:

pour les poutre HA10,  $e_f = \frac{20,0215-0,37}{0,37} 0,35\% = 1,54\% > 1,33\%$

pour celles HA8,  $e_f = \frac{20,0215-0,33}{0,33} 0,35\% = 1,77\% > 1,33\%$ .

Nous recalculons donc la hauteur de l'axe neutre par la formule (III-1) en prenant la déformation ultime du TFC (1,33 %) ci-dessous:

pour les poutre HA10,  $x = 34$  mm,

pour les poutres HA8,  $x = 28$  mm.

Avec ces deux valeurs, la déformation des fibres de béton les plus comprimées est calculée en utilisant le comportement élastique linéaire de la section et conduit à:  $e_c = 0,27\%$  (poutres HA10), et  $e_c = 0,22\%$  (poutres HA8). Les armatures tendues sont déjà plastifiées  $e_s = 1,1\%$  pour les poutre HA10 et  $e_s = 1,09\%$  pour les poutres HA8. Le moment fléchissant résistant ( $M_R$ ) est calculée au centre de poutre par :

$$M_R = A_s f_{yd} (d - 0,4x) + A_f E_f e_{fu} (h - 0,4x) \quad (III-2)$$

Pour une poutre en flexion trois points, la charge F est donnée par la formule ci-dessous:

$$F = \frac{4M_R}{l_0} \quad (III-3)$$

avec  $l_0$  = la portée de la poutre ( 600 mm )

La charge ultime des poutres renforcées est donc la suivante:

Pour les poutres HA10,  $F = 203$  kN

Pour les poutres HA8,  $F = 174$  kN .

Du fait de la fissuration au niveau des cadres (cf. résultats des essais statiques), la rupture des poutres renforcées peut survenir au niveau de fissures. La distance entre les appuis et les fissures de flexion est égale à  $0,8l_0 / 2$ . La charge ultime est alors calculée par :

$$F = \frac{4M_R}{0,8l_0} \quad (\text{III-4})$$

La charge ultime des nos éprouvettes est alors la suivante:

Pour les poutres HA10,  $F = 203 / 0,8 = 254 \text{ kN}$ ,

Pour les poutres HA8,  $F = 174 / 0,8 = 218 \text{ kN}$ .

Ces deux valeurs sont évidemment plus importantes que les résistances ultimes de poutres renforcées obtenues lors des essais (cf. § III-1) : les résultats des essais précédents nous montrent que la rupture des poutres courtes renforcées est toujours provoquée par l'effort tranchant. La résistance ultime est conditionnée par la résistance ultime à l'effort tranchant. Dans les paragraphes ci-après, nous allons calculer cette résistance en utilisant les différentes méthodes de type réglementaire présentées dans le chapitre I.

### III-3.2 Calcul de la résistance ultime à l'effort tranchant

D'après le "truss model" (cf. §I-3.2), la résistance ultime à l'effort tranchant d'une poutre renforcée est la somme des contributions du béton, des armatures (des cadres, ou des cadres et des armatures tendues) et des bandes de composite latéral.

#### III-3.2.1 Résistance apportée par le béton et les armatures

Les contributions du béton et celle des armatures, estimées sans tenir compte des coefficients de sécurité d'après différentes méthodes de type réglementaire, EC2, BAEL91 et ACI (cf. I-3.2.1) sont présentées dans le Tableau III-3.

Dans ce tableau, nous constatons que les parts d'effort tranchant reprises par le béton et les armatures, et calculées selon les différentes méthodes, sont peu différentes, avec une valeur moyenne d'environ  $75 \text{ kN}$ .

code	Contribution du béton $V_{cd}$ (kN)	contribution des armatures $V_{wd}$ (kN)	total (kN)
EC2	28	46	74
BAEL91	26	46	72
ACI318-89	28	51	79

Tableau III-3 Contribution à l'effort tranchant du béton et des armatures

Pour une poutre renforcée uniquement en surface tendue (mode **a**), la présence du composite n'apporte (expérimentalement) quasiment pas d'amélioration sur la résistance à l'effort tranchant. La résistance ultime de ce type de poutre est donc égale à la somme des contributions du béton et des armatures transversales à l'effort tranchant. Ainsi, dans notre cas, la résistance ultime de la poutre renforcée en mode **a** est donc égale à environ  $150\text{ kN}$  ( $2 \times 75\text{ kN}$ ). Ceci est en accord avec nos résultats expérimentaux (poutre 19bis,  $140\text{ kN}$  après fatigue).

### III-3.2.2 Résistance apportée par le composite latéral

Pour les poutre renforcées en face tendue et latéralement, deux types de rupture ont été observées au cours des essais: soit un décollement brutal d'une bande de TFC latérale pour les poutres renforcées en mode **b** ou **d** ( $50\text{ mm}$  de marge sans composite sur la hauteur de poutre, cf. § II-1.3, Figure II-6), soit une apparition de fissures d'effort tranchant pour les poutres renforcées en mode **c** (composite latéral couvrant toute la hauteur de la poutre, cf. § II-1.3, Figure II-6).

La contribution du composite latéral à l'effort tranchant calculée par les différentes méthodes présentées dans le chapitre §I-3.2.2 est présentée dans le tableau III-4. Les calculs effectués sont donnés en annexe 2.

### III-3.2.3 Résistance totale à l'effort tranchant

La résistance à l'effort tranchant est la somme des contributions du béton, des armatures et du composite. La résistance à l'effort tranchant calculée par 6 méthodes différentes sont donnés dans le tableau III-4.

Contribution du TFC latéral (kN)			Résistance totale (kN)			Calcul / essai			
méthode	Mode de renforcement			Mode de renforcement			Mode de renforcement		
	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b>d</b>
Chen	7	18	20	82	93	95	1,15	1,03	1,10
Shehata	18	24	48	93	99	123	1,30	1,10	1,42
Freyssinet	7,5	15	21	82,5	90	96	1,15	1,00	1,11
AFGC	6	12	17	81	87	92	1,13	0,97	1,06
ACI	11	19	30	86	94	105	1,20	1,04	1,21
FIB	21	21	33	96	96	108	1,34	1,07	1,25
contribution du béton et des acier = 75 kN									

Tableau III-4 Résultats des calculs analytiques de résistance à l'effort tranchant des poutres renforcées

Les méthodes de type réglementaire sont utilisables dans le cas d'une rupture par décollement ou par la rupture en traction du composite latéral.

Mais lors de la rupture des poutres renforcées en mode **c** (composite latéral de 75 mm de largeur et couvrant toute la hauteur de poutre, cf. §. II-1.3, Figure II-6), ni le décollement ni la ruine du composite latéral ne sont survenus. Dans le tableau précédent, la résistance à l'effort tranchant pour un renforcement en mode **c** a été estimée en faisant l'hypothèse d'une rupture par décollement. Dans ce cas, la résistance totale calculée est assez proche de la valeur expérimentale (rapport calculs/essai de 0,97 à 1,10).

En revanche, la résistance à l'effort tranchant pour les modes **b** et **d** calculée par toutes les méthodes est surestimée de 10 % à 34 % par rapport aux résultats expérimentaux. Ceci provient soit de la surestimation de la hauteur effective de calcul, soit de celle de la contrainte effective (cf. III-3.3).

En comparant la résistance à l'effort tranchant estimée avec les résistances au moment fléchissant calculées dans le chapitre précédent (254 kN et 218 kN respectivement pour les poutres HA10 et HA8), nous pouvons conclure que la rupture des poutres renforcées par TFC est due à l'effort tranchant. Ceci est évidemment confirmé par les résultats expérimentaux.

### III-3.3 Analyses sur la contribution du tissu à l'effort tranchant calculée par les différentes méthodes

Dans les méthodes de calcul employées, la contribution du tissu latéral vis-à-vis de la reprise de l'effort tranchant est principalement conditionnée par la déformation (ou contrainte) effective et la hauteur effective du tissu latéral. La déformation effective est une valeur empirique provenant de l'analyse des résultats expérimentaux de la littérature sur des poutres dimensionnées normalement. Différentes valeurs de hauteur effective sont utilisées dans les méthodes de calcul.

Le rapport de la déformation effective à la déformation ultime du composite R (coefficient de réduction) lors du décollement du tissu latéral, et la hauteur effective, utilisés dans les différentes méthodes de calcul sont synthétisés dans le Tableau III-5.

La valeur expérimentale de la contribution du composite latéral à l'effort tranchant est calculée en soustrayant celles du béton et des armatures métalliques (75 kN) de la résistance ultime expérimentale.

méthode	R			Hauteur effective (mm)			Résistance (calcul / essai) kN		
	Mode <b>b</b> (7,5x15)	Mode <b>c</b> (7,5x20)	Mode <b>d</b> (21x15)	Mode <b>b</b> (7,5x15)	Mode <b>c</b> (7,5x20)	Mode <b>d</b> (21x15)	Mode <b>b</b> (7,5x15)	Mode <b>c</b> (7,5x20)	Mode <b>d</b> (21x15)
Chen	0,28	0,44	0,28	86	136	86	<b>7/0</b>	18/15= <b>1,2</b>	20/12= <b>1,7</b>
Shehata	0,38	0,51	0,38	153	153	153	18/0	24/15=1,6	48/12=4
Freyssinet	0,5	0,5	0,5	50	100	50	<b>7,5/0</b>	15/15= <b>1,0</b>	21/12= <b>1,8</b>
AFGC	0,41	0,41	0,41	50	100	50	<b>6/0</b>	12/15= <b>0,8</b>	17/12= <b>1,4</b>
ACI	0,3	0,37	0,3	120	170	120	11/0	19/15=1,3	30/12=2,5
FIB	0,58	0,58	0,32	153	153	153	26/0	26/15=1,7	41/12=3,4

Tableau III-5 Comparaison des paramètres de calcul de la contribution à l'effort tranchant du tissu latéral, pour différentes méthodes

A partir de ce tableau, nous pouvons noter les remarques suivantes:

Dans les méthodes de Chen, de Shehata et de l'ACI, le coefficient de réduction R, sont fonction de la hauteur de tissu latéral. Les valeurs de R correspondantes sont proches de 0,32 dans le cas du renforcement en mode **b** ou **d**. Dans la méthode de Freyssinet, la valeur de R

est fonction d'une longueur d'ancrage, fixée à 10 cm dans tous les cas : la valeur de  $R$  est donc identique pour tous les modes de renforcement. Pour l'AFGC, en choisissant une longueur d'ancrage à l'effort tranchant égale à la longueur d'ancrage de dimensionnement,  $R$  est constant (0,41).

Par contre, dans la méthode de la FIB,  $R$  est uniquement fonction de la largeur des bandes latérales. Sur la Figure III-34, nous constatons que pour cette méthode, la largeur des bandes latérales influence considérablement la valeur de  $R$  : plus cette largeur est petite, plus la valeur de  $R$  est importante. En réalité, les résultats expérimentaux présentés (cf. §.III-1.2) nous montrent que la résistance apportée par les tissus latéraux est influencée non seulement par la largeur, mais également par la hauteur des bandes latérales. Par exemple, la résistance à l'effort tranchant apportée par le renforcement en mode **b** (TFC latéral: 75 mm de largeur et 150 mm de hauteur) est quasiment nulle, en revanche, celle apportée par le renforcement en mode **c** (TFC latéral: 75 mm de largeur et 200 mm de hauteur) est d'environ 15 kN. Ceci met en évidence le fait que, lors du décollement du tissu latéral, pour une largeur donnée, la déformation effective du tissu est fonction de la hauteur de la bande, ce qui n'est pas pris en compte dans la méthode FIB.

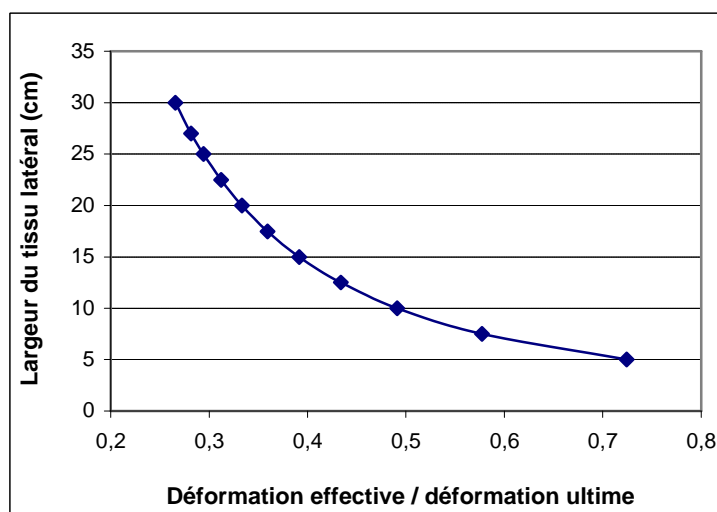


Figure III-34 Influence de largeur de tissu latéral au ratio de déformation effective / déformation ultime (méthode de la FIB)

Dans les méthode de Chen, de Freyssinet et de l'AFGC, la hauteur effective est calculée en enlevant une longueur de collage effective à la hauteur réelle de tissu latéral.



La valeur de  $0,9d$  est utilisée dans les méthodes de la FIB et de Shehata, et la hauteur réelle de tissu est directement utilisée dans la méthode de l'ACI : la résistance à l'effort tranchant apportée par le TFC latéral est alors plus élevée que celle calculée par les trois méthodes précédentes, où est prise en compte la notion de hauteur effective.

### *Méthode modifiée adaptée aux expériences*

Afin d'estimer raisonnablement la résistance à l'effort tranchant apportée par le tissu latéral, pour valeurs de déformations effectives, nous prenons une valeur de 0,3 (valeur proposée de l'ACI) pour les renforcements en mode **b** et **d**, et 0,48 (valeur moyenne) pour celui en mode **c**. Calculons la hauteur effective en estimant la longueur effective de collage par la formule de l'ACI (I-51, cf. I-3.2.3) et en prenant en compte une réduction supplémentaire de 0,1d (Chen, 2001) :

$$h_{fe} = d_f - l_{fe} - 0,1d \quad (\text{III-17})$$

Pour  $\mathbf{q} = 45^0$  et  $\mathbf{a} = 90^0$ , la résistance à l'effort tranchant apportée par le TFC latéral est donnée par la formule suivante (cf. § I-3.2):

$$V_f = \frac{2t_f b_f}{s_f} h_{fe} \mathbf{s}_{fe} \quad (\text{III-18})$$

avec la longueur effective de collage  $l_{fe} = 51$  mm (cf. I-3.2.3 "méthode de l'ACI"), nous pouvons recalculer la résistance à l'effort tranchant pour les différents modes de renforcement latéral :

? mode **d** : nous avons:  $b_f = 210$  mm,  $s_f = 300$  mm,  $d = 170$  mm,  $d_f = 150 - 30 = 120$  mm,  $E_{fu} = 105$  GPa,  $t_f = 0,43$  mm,  $h_{fe} = 150 - 30 - 51 - 17 = 52$  mm et  $\mathbf{s}_{fe} = 0,30 \times 1400 = 420$  MPa. La contribution du composite latéral est :

$$V_f = \frac{2 \times 0,43 \times 210 \times 10^{-3}}{300} 52 \times 420 \times 10^{-3} \times 10^6 = 13 \text{ kN}$$

La résistance ultime totale d'une poutre renforcée en mode **d** est donc égale à  $2 \times (14 + 75) = 178$  kN, qui correspond bien à l'expérience (moyenne 173 kN)

? mode **c** : nous avons:  $b_f = 75$  mm,  $s_f = 300$  mm,  $d = 170$  mm,  $d_f = 200 - 30 = 170$  mm,  $E_{fu} = 105$  GPa,  $t_f = 0,43$  mm,  $h_{fe} = 200 - 30 - 51 - 17 = 102$  mm et

$s_{fe} = 0,48 \times 1400 = 672 \text{ MPa}$ . La contribution du composite latéral à l'effort tranchant est donc:

$$V_f = \frac{2 \times 0,43 \times 75 \times 10^{-3}}{300} 102 \times 672 \times 10^{-3} \times 10^6 = 14,7 \text{ kN}$$

La résistance ultime totale d'une poutre renforcée en mode **c** est égale cette fois à  $2 \times (14,7 + 75) = 179 \text{ kN}$ , qui correspond également à l'expérience (moyenne 180 kN).

? mode **b** : nous avons:  $b_f = 75 \text{ mm}$ ,  $s_f = 300 \text{ mm}$ ,  $d = 170 \text{ mm}$ ,  $d_f = 150 - 30 = 120 \text{ mm}$ ,

$$E_{fu} = 105 \text{ GPa}, \quad t_f = 0,43 \text{ mm}, \quad h_{fe} = 150 - 30 - 51 - 17 = 52 \text{ mm} \quad \text{et}$$

$s_{fe} = 0,30 \times 1400 = 420 \text{ MPa}$ , d'où :

$$V_f = \frac{2 \times 0,43 \times 75 \times 10^{-3}}{300} 52 \times 420 \times 10^{-3} \times 10^6 = 4,7 \text{ kN}$$

La résistance ultime de la poutre renforcée en mode **b** est alors égale à  $2 \times (4,7 + 75) = 159 \text{ kN}$ , soit une surestimation d'environ 10 % de la valeur expérimentale (145 kN).

Comme le montrent ces comparaisons précédentes, il semble nécessaire de calculer la hauteur effective en la diminuant d'une valeur de 0,1d.

#### III-4 VALIDATION DES METHODES DES DE CALCUL POUR DES POUTRES DIMENSIONNEES NORMALEMENT

Pour nos poutres courtes, avec un renforcement latéral en forme de "U", le rapport entre la longueur effective de collage estimée à la hauteur totale des éprouvettes n'est pas négligeable. C'est la raison pour laquelle la hauteur effective de tissu latéral calculée par les différentes méthodes ci-dessus est très dispersée. A priori, lorsque la hauteur de éprouvettes augmente, cette dispersion devrait diminuer.

En prenant des poutres renforcées latéralement par un tissu en forme de "U" de 75 mm de largeur avec 50 mm de marge sans tissu, étudions l'influence de la hauteur de poutre sur la hauteur effective du tissu latéral : les rapports entre les hauteurs effectives  $d_f$  proposées par l'ACI et par la FIB (0,9d) et les hauteurs effectives estimées par la formule

$h_{fe} = d_f - l_{fe} - 0,1d$  (WU) en fonction de la hauteur de la section sont représentés sur la Figure III-35.

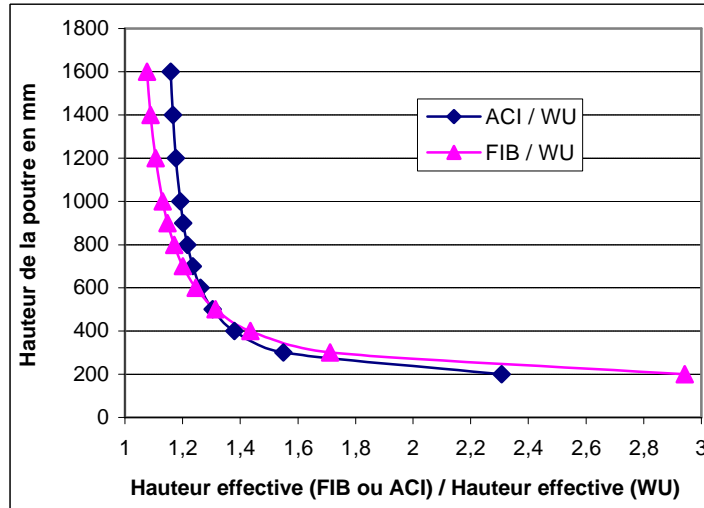


Figure III-35 Influence de la hauteur de poutre sur la hauteur effective du tissu latéral

Lorsque la hauteur de poutre est supérieure à 800 mm, la différence entre la hauteur effective estimée par notre formule (III-17) et celle proposée par l'ACI ou par la FIB est relativement faible (= 20 %). De plus, elle reste quasiment constante avec l'augmentation de hauteur. En revanche, lorsque la hauteur de poutre est inférieure à 400 mm, la différence entre la hauteur effective estimée par la formule de WU et celles proposées par l'ACI ou par la FIB devient considérable (= 30 %). Ceci met en évidence le fait que les méthodes de l'ACI et de la FIB surestiment la hauteur effective du tissu latéral : plus la hauteur est petite (= 400mm), plus cette surestimation est importante.

Dans les paragraphes suivants, nous étudions l'influence de la hauteur des poutres sur la contrainte (déformation) effective du tissu latéral. La contrainte effective de la méthode de Chen est uniquement fonction de la hauteur de tissu latéral.

Pour la FIB, la déformation effective est uniquement fonction de la largeur de tissu latéral, lorsque la distance entre des bandes latérales reste constante. La contrainte effective calculée par la méthode de l'ACI est uniquement fonction de la hauteur dans le cas où  $b_f \geq w_{fe}$  : nous étudions donc par la suite l'influence de la hauteur des poutres sur la contrainte (déformation) effective dans le cas où le tissu latéral est continu ( $b_f = s_f$ ).

Les résultats de calculs obtenus en utilisant les méthodes ACI, FIB et Chen sont représentés sur la Figure III-36 par les courbes coefficient de réduction  $R$  / hauteur de poutre. Nous distinguons le tissu couvrant toute la hauteur de la section ( $d = 0$ ) et celui avec une marge de  $50\text{ mm}$  sans tissu ( $d = 50\text{ mm}$ ).

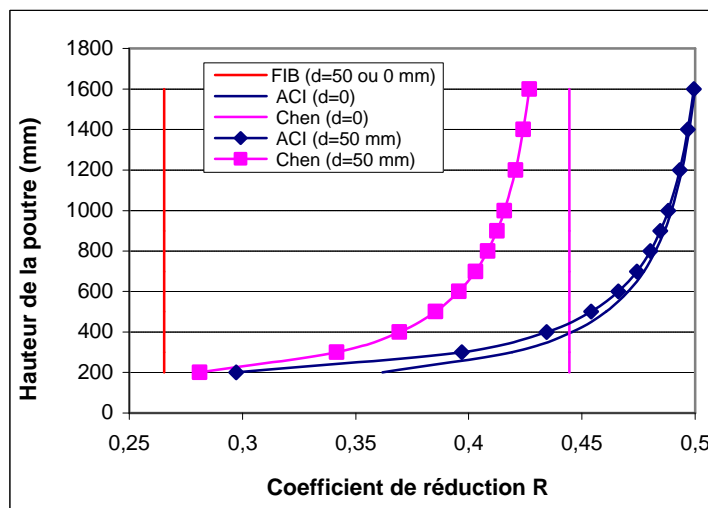


Figure III-36 Influence de la hauteur de poutre sur le coefficient de réduction (contrainte effective) pour différentes méthodes

Sur cette Figure, nous pouvons noter les remarques suivantes (pour le cas de bandes latérales continues):

- Quelle que soit la hauteur de tissu latéral, les contraintes effectives calculées par la méthode FIB restent constantes en fonction de la hauteur de poutre (environ 26,5 % de la résistance ultime du composite).
- Dans la méthode de Chen, pour un tissu couvrant toute la hauteur de section, les contraintes effectives restent également constantes (environ 44 % de la résistance ultime du composite); et pour un tissu couvrant partiellement la hauteur de la section, avec  $d = 50\text{ mm}$ , les contraintes effectives tendent vers la valeur constante précédente avec l'augmentation de la hauteur de poutre.
- Les contraintes effectives calculées par la méthode de l'ACI, quelle que soit la hauteur de tissu latéral, tendent vers une valeur constante (environ 50 % de la résistance ultime du composite) avec l'augmentation de la hauteur de poutre. Cette valeur (50%) est identique à celle proposée par Freyssinet (50 %) et par Shehata (51 %).
- Dans le cas d'une marge  $d = 50\text{ mm}$ , les contraintes effectives calculées par ces trois méthodes sont assez proches si la hauteur de poutre est égale à 200 mm, de 26 à 30% de la

résistance ultime du composite. En revanche, les différences s'accroissent nettement avec l'augmentation de la hauteur de la poutre.

Au travers des analyses précédentes, dans le cas d'un renforcement composite latéral en forme de 'U', nous pouvons raisonnablement calculer la résistance à l'effort tranchant apportée par le tissu latéral en appliquant la formule proposée III-17 pour déterminer la hauteur effective, et estimer la contrainte effective du tissu latéral en utilisant la formule de l'ACI (formule (I-51), cf. §I-3.2.

## CONCLUSIONS

La présence du composite en face tendue améliore considérablement la résistance ultime vis-à-vis du moment fléchissant, mais n'a pas d'influence vis-à-vis de la reprise de l'effort tranchant.

Le renforcement composite latéral en forme de "U", collé aux extrémités du tissu longitudinal tendu, empêche le décollement de ce dernier, et améliore la résistance à l'effort tranchant de l'élément renforcé. Un renforcement latéral couvrant toute la hauteur de la section est le mode de renforcement le plus efficace.

La distribution des contraintes dans tissu latéral n'est pas uniforme. Afin d'estimer correctement la résistance à l'effort tranchant, un bon choix de la déformation effective est très important.

La charge de ruine des poutres renforcées ayant subi deux millions de cycles de fatigue à l'état limite de service est du même ordre de grandeur que celle des poutres renforcées sous chargement statique.

Les modèles par éléments finis en 2D ne permettent pas modéliser correctement le comportement des poutres renforcées latéralement, les modélisations par éléments finis en 3D sont nécessaires. Néanmoins, la méthode de modélisation numérique utilisée ici ne permet pas modéliser correctement la fissuration due à l'effort tranchant.

Les méthodes de dimensionnement réglementaires existantes surestiment la résistance à l'effort tranchant de nos poutres courtes. Pour un renforcement latéral qui couvre toute la hauteur de la section, ces méthodes donnent une estimation correspondant bien à l'expérience, ce qui n'est plus le cas quand le renforcement latéral ne couvre plus toute la hauteur.

Ce constat nous a conduit à proposer une méthode qui permet d'estimer plus correctement la part d'effort tranchant reprise par le tissu latéral, pour les poutres d'essais testées expérimentalement.

Il conviendrait néanmoins de déterminer avec précision la longueur effective de collage (environ 7 cm pour notre méthode, 10 cm pour Freyssinet et l'AFGC), afin d'être à même de choisir la valeur de R, rapport entre la contrainte effective du composite latéral à la résistance ultime (0,30 ou 0,48 pour notre méthode, 0,41 pour l'AFGC et 0,5 pour Freyssinet).



## **Chapitre IV**

**Effet d'un vieillissement des matériaux  
sur les comportements en service et  
ultime des poutres courtes renforcées**





## **Chapitre IV Effet d'un vieillissement des matériaux sur les comportements en service et ultime des poutres courtes renforcées**

### **INTRODUCTION**

Dans le chapitre II, nous avons montré que, dans des conditions expérimentales parfaitement maîtrisées, les poutres pré -fissurées et puis renforcées du TFC résistent bien à un chargement répété. Les conditions réelles de température et d'humidité sur ouvrages existants ne sont pas celles d'une salle d'essai. L'absorption d'eau provoque l'adoucissement de la résine (paragraphe §I-1.7.2). L'absorption d'eau augmente avec l'augmentation de la température (FIB bulletin 14, 2001). L'influence du vieillissement des matériaux (béton, composite et interface entre le béton et le composite), dû à la combinaison de la température et de l'humidité, sur le comportement en fatigue de ce type de poutres n'a encore fait l'objet, à notre connaissance, d'aucune étude présentée dans la littérature.

Dans ce chapitre, notre objectif est d'apporter une première réponse, non exhaustive, par la comparaison des comportements de deux poutres stockées dans des conditions particulières d'humidité et de température, avant essais :

- une poutre courte (poutre n°3, HA10) pré -fissurée puis renforcée par TFC et une poutre témoin (poutre n°17, HA10) pré-fissurée mais sans renforcement composite, ont été placées dans une salle climatisée à une température de 38°C et à 100 % d'humidité relative pendant quatre mois et demi.
- Puis ces deux poutres sont testées à la fatigue, en suivant le même processus expérimental employé pour les essais du chapitre II, à température ambiante.

Il s'agit d'obtenir quelques informations concernant l'influence de la prise en eau potentielle des résines époxydiques sur le comportement des poutres renforcées sous chargements de fatigue et statique.

## IV-1 INFLUENCE DU VIEILLISSEMENT SUR LES COMPORTEMENTS SOUS CHARGEMENT DE FATIGUE

Les essais de fatigue en flexion trois points sont effectués avec la procédure habituelle : amplitude du chargement répété égale à (40% ~ 100%)  $F_{0,7}$  pour les deux poutres, fréquence fixée à 4 Hz, essais de fatigue pilotés en force.

### IV-1.1 Comportements d'une poutre témoin sous chargement de fatigue

Le chargement de fatigue appliqué sur la poutre témoin (n°17) est de 28,2 kN ~70,5 kN. Au bout de deux millions de cycles, la rupture en fatigue de cette poutre n'est pas atteinte.

En revanche, sous un même niveau de charge de fatigue, la rupture en fatigue du même type de poutre, mais stockée à température et humidité relative ambiantes a été atteinte soit par la rupture d'armature vers 1260000 de cycles, soit par la fissuration d'effort tranchant au cours des cycles de fatigue (cf. § II-5.2.1, poutres n°4 et n°20).

Le stockage de la poutre témoin dans la salle à 38°C et 100% d'humidité relative pendant 4,5 mois a permis d'effectuer une cure du béton, qui a conduit à améliorer considérablement la tenue à la fatigue de cette poutre non renforcée.

L'influence du vieillissement sur le comportement en fatigue de la poutre témoin est représentée par les figures IV-1 et IV-2 ci-après, en comparant l'évolution de la flèche et celle de la somme des ouvertures de fissure entre la poutre disposée dans la salle climatisée (courbe SC) et celle stockée dans une salle normale (courbe SN), avant essai de fatigue.

Sur ces figures, nous constatons que la valeur de la flèche et celle de la somme des ouvertures de fissures de la poutre stocké dans une salle climatisée sont beaucoup plus faibles que celle de la poutre stockée en conditions ambiantes. De plus, la flèche et la somme d'ouverture des fissures évoluent moins rapidement. La diminution de l'ouverture des fissures implique une diminution de la déformation dans les armatures tendues au droit des fissures. Ceci provoque probablement la diminution de l'amplitude des contraintes dans les armatures : c'est la raison pour laquelle la tenue en fatigue de la poutre stockée dans une salle climatisée avant essai est nettement améliorée.

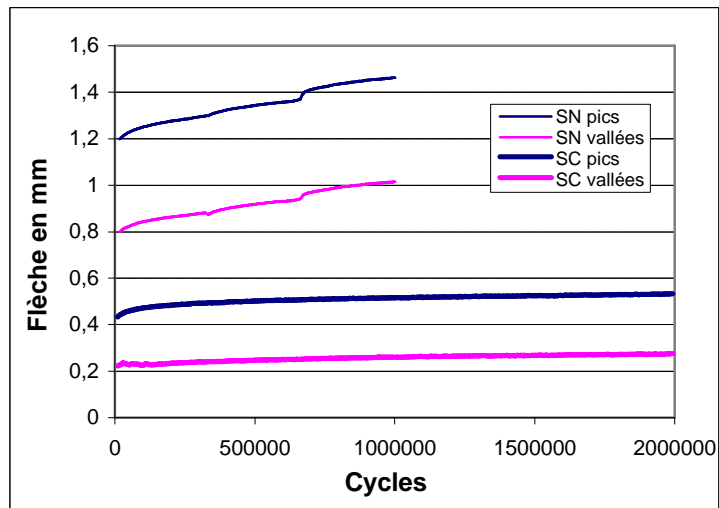


Figure IV-1 Comparaison des évolutions de la flèche des poutres témoins suivant les conditions de stockage (SN : salle normale, SC: salle climatisée)

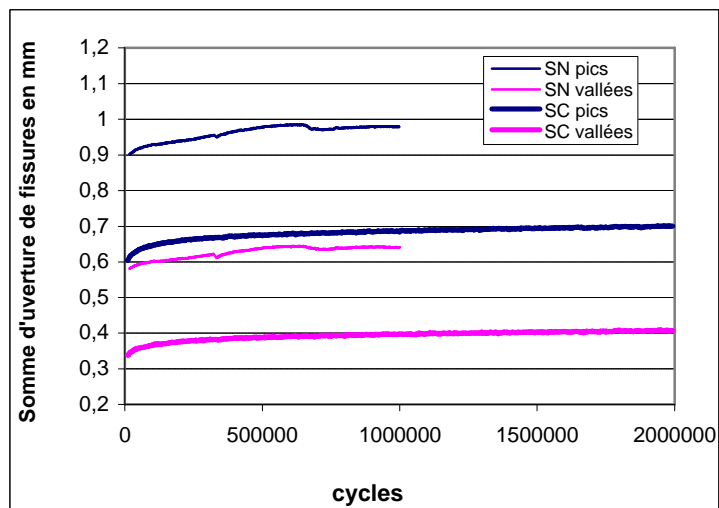


Figure IV-2 Comparaison des évolutions de la somme des ouvertures de fissures de poutres témoins suivant les conditions de stockage (SN : salle normale, SC : salle climatisée)

Les réponses force / flèche de ces deux poutres au cours de la rampe de chargement sont tracées sur la Figure IV-3. La raideur de la poutre stockée en salle climatisée (courbe SC) est plus élevée que celle de la poutre stockée en conditions ambiantes (courbe SN). Ceci illustre le fait que les conditions de cure (combinaison de la température et de l'humidité) ont durci le béton l'augmentation de la raideur provient de l'augmentation du module d'Young du béton après cure.

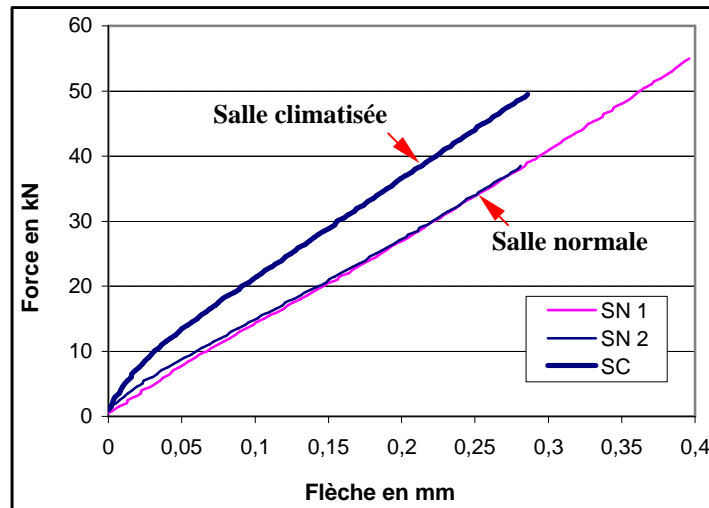


Figure IV-3 Comparaison de la raideur initiale des poutres témoins  
Suivant les conditions de stockage (SN : salle normale, SC : salle climatisée)

#### IV-1.2 Comportement des poutres renforcées sous chargement de fatigue

Une poutre renforcée uniquement en face tendue (poutre n°3, mode **a** sans renfort latéral) est testée expérimentalement. Après avoir été disposée dans la salle climatisée (température de 38°C, 100 % d'humidité relative) pendant quatre mois et demi, cette poutre est soumise à un chargement de fatigue en flexion trois points entre 28 kN et 70 kN en conditions ambiantes. Au bout de deux millions de cycles, la rupture de fatigue n'est pas atteinte.

Tout d'abord, étudions l'influence du vieillissement (conditions de stockage) sur le comportement de la poutre renforcée au cours de la rampe initiale (chargement quasi statique). Cette influence est illustrée par la comparaison des réponses force / flèche et force / déformation du composite, suivant les conditions de stockage des poutres (Figures IV-4 et -5).

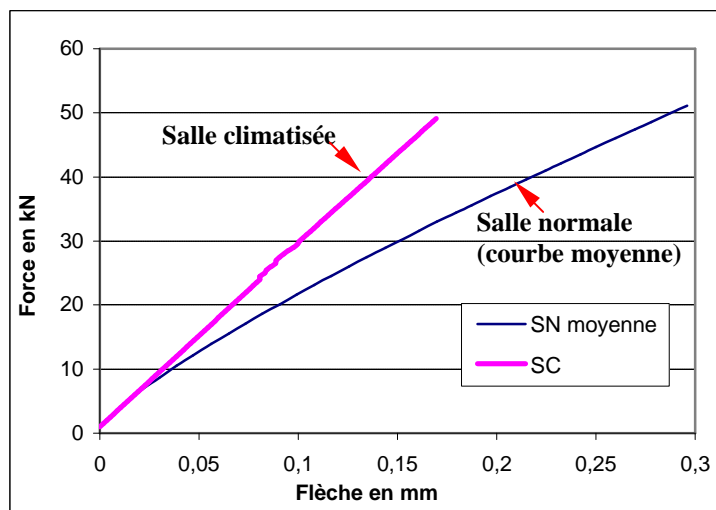


Figure IV-4 Comparaison de la raideur des poutres renforcées Pour différentes conditions de stockage (au cours de la rampe)

Au cours de la rampe, la raideur de poutre disposée dans la salle climatisée (courbe SC) est plus élevée que la raideur moyenne des poutres (poutres n°11 et n°19) stockées en conditions ambiantes (courbe SN).

En revanche, la réponse en déformations du composite est quasiment identique pendant la rampe pour l'ensemble de ces poutres (cf. Figure IV-5).

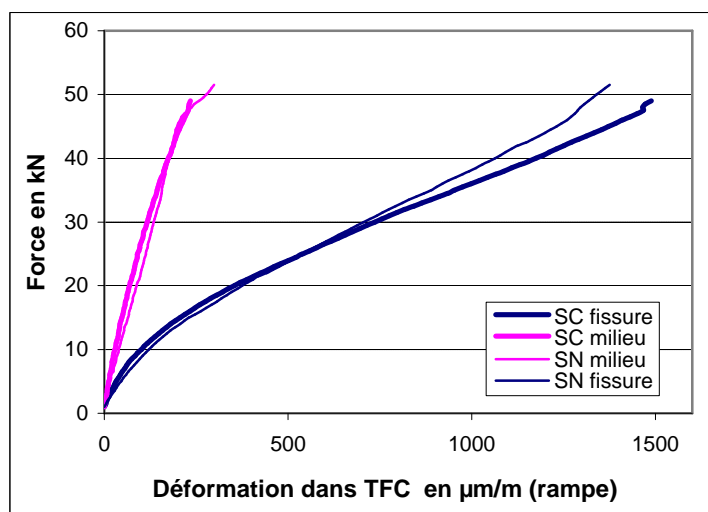


Figure IV-5 Comparaison des déformations du composite des poutres renforcées après différentes conditions de stockage (au cours de la rampe)

Au cours de la rampe, on peut considérer que la poutre renforcée se comporte élastiquement. Les contraintes dans le composite  $\sigma$  peuvent être calculées par une relation du type

:  $s = M \times y / I$ , avec  $M$  = moment fléchissant,  $y$  = position de l'axe neutre et  $I$  = moment d'inertie. Alors, comme les réponses en déformations du composite de ces deux types de poutre sont identiques, les caractéristiques géométriques de la section, le moment d'inertie quadratique et la position de l'axe neutre, sont également identiques.

Ainsi, après avoir exposée dans une salle climatisé (38°C et 100% HR) pendant quatre mois et demi, la résine assure toujours son rôle mécanique : les conditions de stockage n'ont pas induit de diminution observables des caractéristiques mécaniques de la résine époxy utilisée dans notre étude.

L'augmentation observée de la raideur provient de l'augmentation du module d'Young du béton du fait de la cure par combinaison de la température et de l'humidité.

Le comportement en fatigue est représenté par les courbes d'évolution de la flèche et de la somme des ouvertures des fissures (Figures IV-6 et IV-7), pour les poutres stockées normalement (courbes SN) et celles stockées en salles climatisée (courbes SC).

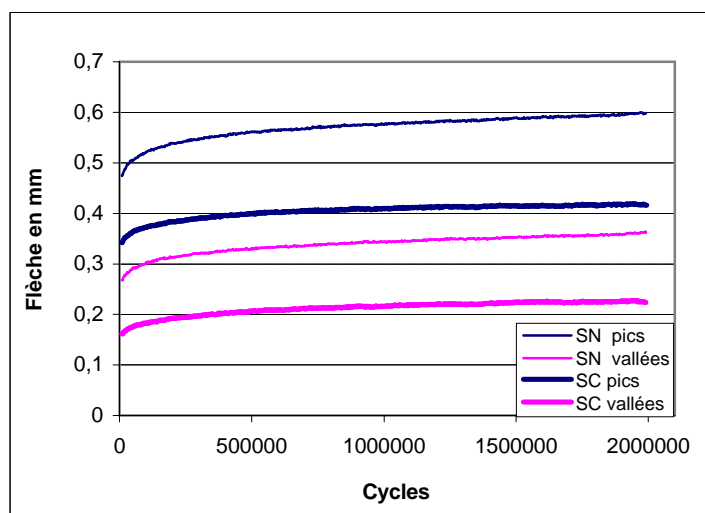


Figure IV-6 Comparaison des évolutions de flèche pour les poutres renforcées stockées sous différentes conditions

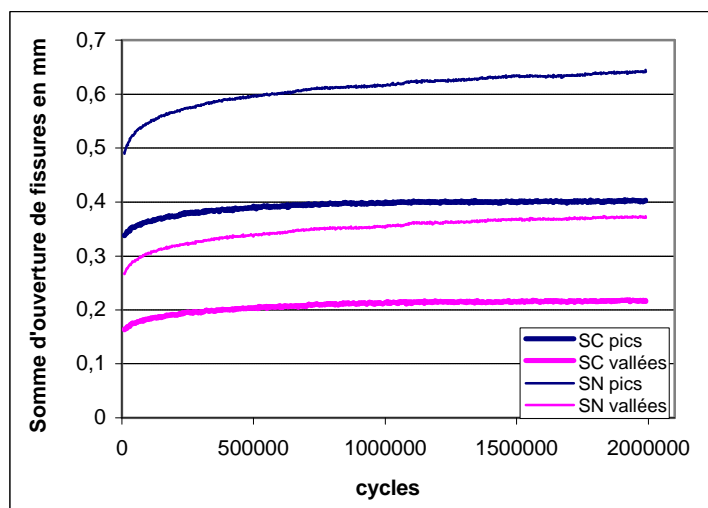


Figure IV-7 Evolution de la somme des ouvertures de fissures pour les poutres renforcées stockées sous différentes conditions

Sur ces courbes d'évolution, nous constatons que, au cours de la fatigue, les ordres de grandeur de la flèche et de la somme des ouvertures de fissures de la poutre disposée dans une salle climatisée sont plus faibles que ceux de la poutre stockée en conditions ambiantes.

En revanche, l'évolution de la valeur moyenne des déformations du composite (au droit des fissures et au milieu de la poutre) de ces types de poutre est similaire (cf. Figure IV-8).

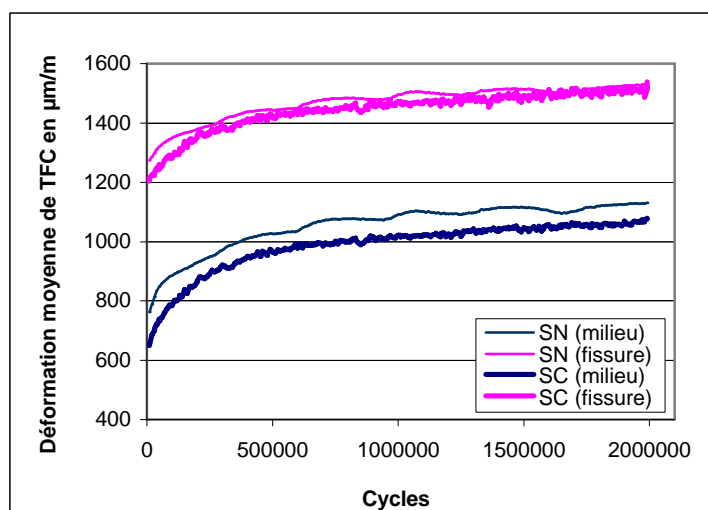


Figure IV-8 Evolutions des déformations du composite pour les poutres renforcées stockées sous différentes conditions

Si les caractéristiques mécaniques de la résine, et par suite celles de l'interface avaient diminué, par exemple du fait d'une prise en eau excessive, les déformations dans le composite



au droit des fissures seraient plus faibles. Ici, on ne note pas de différences particulières, ce qui confirme le fait que les conditions de stockage n'ont pas eu d'effet sur la résine, et par suite sur la tenue en fatigue de cette poutre.

La cure induit une augmentation du module d'Young. Les déformations dans les armatures et le composite sont peu affectés par cette augmentation, comme le montre un calcul de type Etat Limite de Service. La raideur de la poutre après cure est environ le double de celle de la poutre stockée en conditions normales : l'évolution du module du béton ne permet pas, à lui seul, d'expliquer ce gain. Il faudrait prendre en compte la raideur du tronçon fissuré, moins souple qu'initialement, les fissures étant moins ouvertes.

Un seul essai ne nous permet pas de tirer des conclusions définitives. Néanmoins, il semble qu'avec l'augmentation des résistances à la compression et à la traction du béton, le composite travaille à peu près à un niveau constant, et les fissures s'ouvrent moins : une explication est peut-être à rechercher du côté des contraintes de cisaillement à l'interface armature/béton. L'endommagement du béton d'interface armature/béton serait plus localisé dans le cas d'un béton vieilli et le tronçon de raideur (tronçon fissuré) serait plus court que dans les essais de référence. Cette explication est cohérente avec des déformations locales similaires, mais mériterait des approfondissements.

## **IV-2 INFLUENCE DU VIEILLISSEMENT SUR LES COMPORTEMENTS ULTIMES**

La rupture par fatigue des deux poutres précédentes n'a pas été atteinte après deux millions de cycles de fatigue. Les poutres ont alors été soumises à un chargement quasi-statique jusqu'à rupture, pour obtenir quelques informations à propos de l'effet du vieillissement sur leur comportement ultime.

### **IV-2.1 Comportement ultime des poutres témoin**

La rupture de la poutre témoin (n°17, non renforcée) disposée dans la salle climatisée, est une rupture de flexion (Figure IV-9). Les armatures tendues sont plastifiées, ce qui provoque la propagation des fissures initiales qui s'inclinent vers le point de chargement. Cette rupture est identique à celle des poutres stockées en conditions ambiantes (cf. § III-1.1).

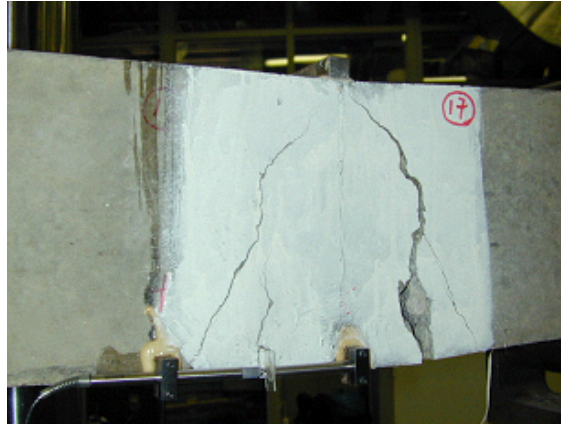


Figure IV-9 Rupture quasi-statique de la poutre témoin n°17 ayant subi deux millions de cycle de fatigue

Le comportement ultime de cette poutre est illustré par sa courbe force / flèche (courbe SC) comparée à celles des poutres stockées en conditions ambiantes (courbes SN) de la Figure IV-10.

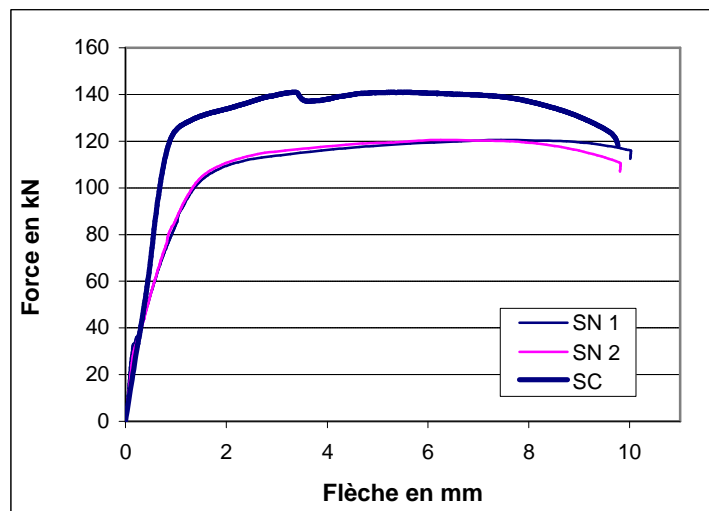


Figure IV-10 Comparaison des réponses force / flèche en fonction des conditions de stockage

La résistance ultime de la poutre vieillie (courbe SC) est plus élevée d'environ 17 % de celles des poutres de référence (courbes SN) : les conditions de cure ont durci le béton et augmenté sa résistance.

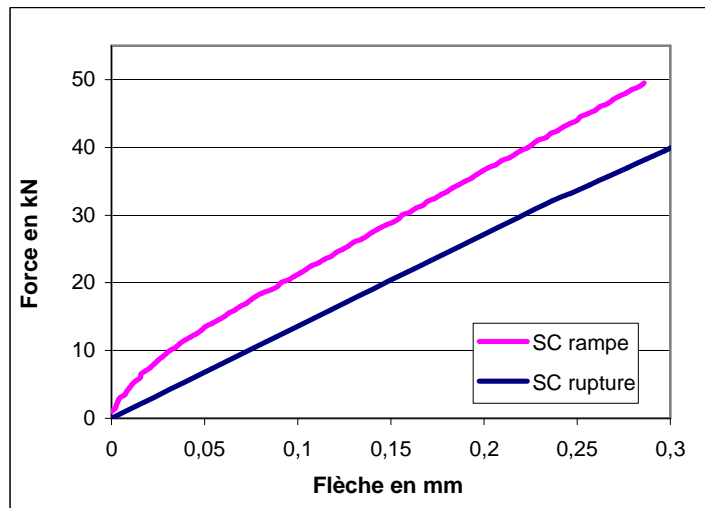


Figure IV-11 Influence du chargement de fatigue sur la raideur de la poutre témoin SC

Sur Figure IV-11, nous comparons la réponse force / flèche de poutre SC pendant la rampe de chargement de l'essai de fatigue, et au cours de l'essai quasi-statique effectué après le chargement de fatigue. Deux millions de cycles de fatigue ont adouci la poutre du fait de l'augmentation des ouvertures de fissures. Malgré tout, sur Figure IV-10, nous constatons que la raideur moyenne de la poutre SC est encore plus importante que celle de la poutre SN.

Ainsi, le stockage de la poutre à une température de 38°C et une humidité relative de 100 % pendant 4,5 mois agit comme une cure sur le béton, qui induit une augmentation des caractéristiques mécaniques, module d'Young et résistances : la résistance ultime à la flexion et la tenue en fatigue de cette poutre SC sont améliorées.

#### IV-2.2 Comportements ultime des poutres renforcées

Le comportement ultime de la poutre renforcée, et stockée en salle climatisée avant essai à rupture, est étudié à l'aide de l'essai statique en flexion trois points. Cette poutre a subi deux millions de cycles de fatigue, sans se rompre. Sa rupture statique est due au "peeling-off" du composite en face tendue : la couche du béton de l'enrobage collée sur le composite est séparée du corps de la poutre (Figure IV-12).

Au cours de cet essai, une fissure d'effort tranchant apparaît dans le béton près d'une des extrémités du composite. Cette fissure se propage et conduit au "peeling-off" du béton

d'enrobage situé entre le renforcement composite et le plan de renforcement des armatures métalliques.

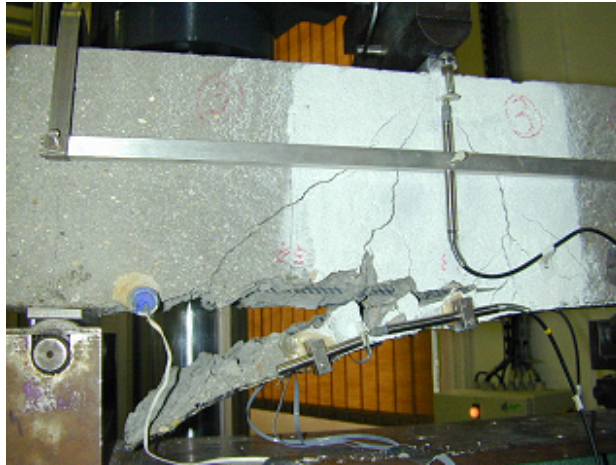


Figure IV-12 Rupture (peeling-off) de la poutre SC renforcée en mode **a**

Pour le même type de poutre renforcée (mode **a**) mais stockée en conditions ambiantes avant essai, la rupture sous chargement quasi-statique est provoquée par une macro-fissure d'effort tranchant, qui naît également dans le béton proche de l'extrémité du tissu composite, mais qui ne se propage pas de la même façon (Figure IV-13).

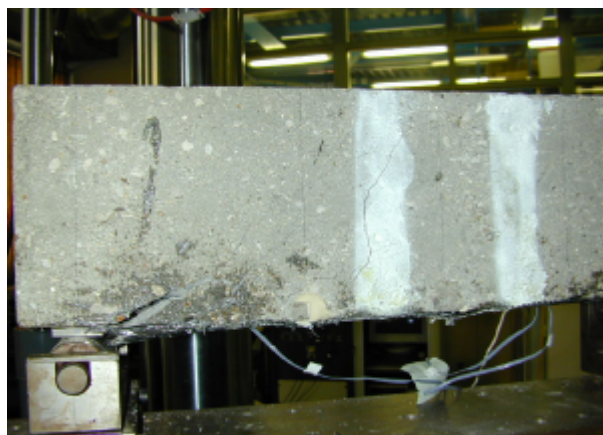


Figure IV-13 Rupture (fissure d'effort tranchant) de la poutre SN renforcée en mode **a**

Le comportement ultime de la poutre SC est illustré par la courbe force / flèche de la Figure IV-14 : la fissuration d'effort tranchant est atteinte pour un effort d'environ  $140\text{ kN}$  . Au cours de cet essai, piloté en flèche (jusqu'à  $10\text{ mm}$ ), l'effort augmente légèrement ( $150\text{ kN}$  ), puis le délaminage du béton ("peeling-off") se produit, avec un niveau de quasiment constant.

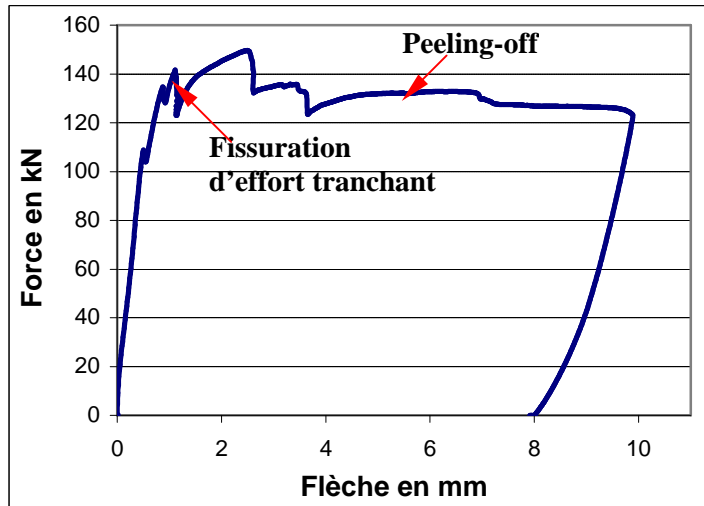


Figure IV-14 Réponse force / flèche de la poutre SC

La comparaison des réponses force / flèche entre la poutre stockée en conditions ambiantes (courbe SN) et la poutre stockée dans une salle climatisée (courbe SC) est effectuée sur la Figure IV-15. Ces deux poutre ont subi deux millions de cycles de fatigue, au même niveau, avant essai quasi-statique.

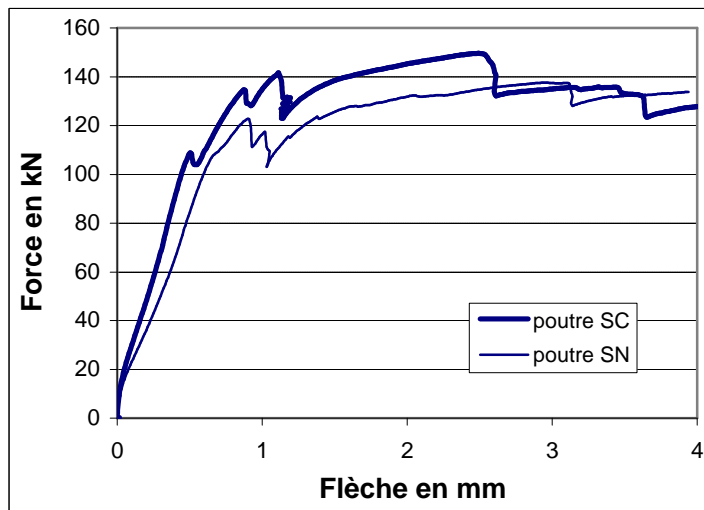


Figure IV-15 Comparaison des réponses force / flèche des poutres SC et SN

Les raideurs initiales sont identiques au démarrage. Puis celle de la poutre SC est plus élevée. Le niveau d'effort correspondant à l'apparition des fissures d'effort tranchant pour la poutre SC est supérieur d'environ 17% à celui de la poutre SN. La résistance ultime de la poutre SC est supérieure d'environ 9 % de celle de la poutre SN.

La comparaison des évolutions de déformations dans le composite, pour les poutres SC et SN, est effectuée sur la Figure IV-16. La réponse force / déformation du composite est quasiment identique. Si, dans nos conditions de stockage en salle climatisée, la résine époxy a pris de l'eau, cela n'a pas affecté visiblement le comportement mécanique du composite et celui de l'interface béton/composite.

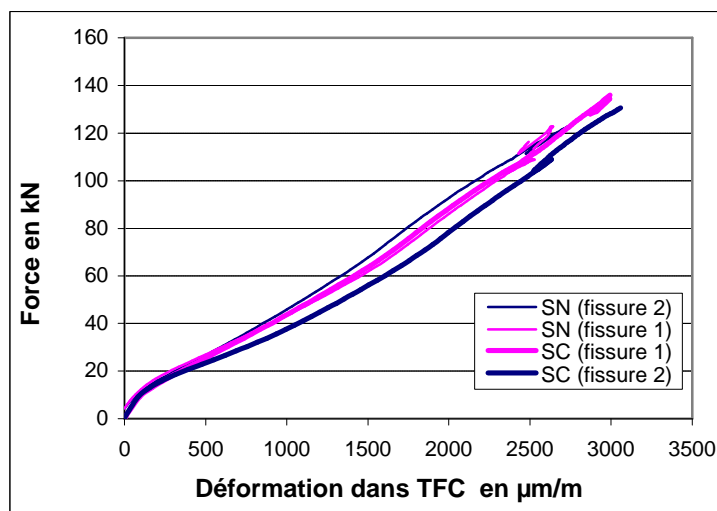


Figure IV-16 Comparaison de déformation du TFC entre la poutre SC et SN

Comme les valeurs de résistance ultime des deux poutres sont relativement proches, quel que soit le mode final de rupture, les contraintes de cisaillement entre le composite et le béton calculées par exemple avec le modèle de Roberts (cf. §I-2.2) le sont également : les fissures d'effort tranchant naissent au même endroit, dans le béton situé près de l'extrémité du composite.

Le trajet de ces fissures dépend alors que la valeur locale de cisaillement du béton, plus élevée dans le cas de la poutre SC (béton après cure) que dans celui de la poutre SN. Cette augmentation potentielle de contraintes de cisaillement peut expliquer la différence un peu plus nette des valeurs de charge de fissuration d'effort tranchant (+17%). Le point faible de la poutre renforcée est alors le plan de renforcement des armatures longitudinales, qui jouent le rôle d'inclusions dans une matrice de béton plus raide qu'initialement.

Bien sûr, cette analyse n'est basée que sur un seul résultat d'essai, et mériterait d'être validée par des études complémentaires.



## CONCLUSIONS

Dans le but d'étudier, en première approche, l'influence d'un vieillissement des matériaux sur le comportement, deux poutres HA10 pré-fissurées, l'une renforcée (mode **a**, sans renfort latéral) et l'autre non renforcée, ont été stockées après pré-fissuration dans une salle climatisée à 38°C et 100% d'humidité relative, pendant 4,5 mois. Puis, elles ont été soumises à un chargement habituel de fatigue, entre 40 et 100% de  $F_{0,7}$ .

Pour ces deux poutres, la rupture en fatigue à 2 millions de cycles n'a pas été obtenue.

Comme la rupture d'une poutre non renforcée, stockées en conditions ambiantes avant essai de fatigue, est atteinte vers environ 1,2 millions de cycles, il s'en suit que le béton des poutres stockées en salle climatisée a subi une cure, qui a eu pour effet d'augmenter son module et ses résistances (compression, traction, et donc cisaillement). Ceci est validé par la comparaison entre les raideurs des poutres, et justifie les ouvertures de fissures réduites.

Cette influence se retrouve également pour les poutres renforcées.

De plus, les conditions de cure n'ont eu aucun effet notable sur la tenue en fatigue (à deux millions de cycles), avec des évolutions et des valeurs de déformations du composite similaires.

La principale différence de comportement réside dans le mode de rupture, par fissuration d'effort tranchant pour la poutre renforcée de référence, et par « délaminage » de la couche de béton situé entre le plan de renforcement des armatures métalliques et le composite pour la poutre renforcée vieillie. Néanmoins, cette fissuration naît au même endroit, dans le béton près de l'extrémité du renfort composite, et c'est seulement sa propagation qui est différente, sans influence notable au niveau de la valeur ultime.

Cette étude n'a pas eu pour objectif de répondre à toutes les questions concernant l'influence du vieillissement sur le comportement à la fatigue, puis ultime des poutres. Néanmoins, la conclusion partielle obtenue ici concerne le fait qu'un stockage à 38°C et 100% d'humidité relative pendant 4,5 mois ne conduit pas à des modifications significatives du comportement des poutres renforcées.





## CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Pour l'ensemble de notre étude expérimentale, 22 poutres courtes ( $15 \times 20 \times 70 \text{ cm}^3$ ) armées de 2HA8 ou 2HA10 en partie tendue ont été testées en flexion 3 points. Sur onze poutres non renforcées, quatre d'entre elles ont été testées sous chargement monotone croissant jusqu'à rupture. Six ont été pré-fissurées, puis testées en fatigue à 4 Hz (rupture avant 2 millions de cycles). La charge de pré-fissuration,  $F_{0,7}$ , correspond à une ouverture des deux fissures obtenues systématiquement de l'ordre de 0,35mm. La dernière poutre, pré-fissurée également, a servi de témoin lors de l'étude du vieillissement.

Les onze poutres restantes ont été renforcées par composite après pré-fissuration, en face tendue et, le cas échéant, sur les faces latérales avec différentes géométries de renfort. Quatre d'entre elles ont subi simplement un chargement monotone croissant jusqu'à rupture, les autres un chargement de fatigue pendant deux millions de cycles suivi par un essai à rupture. L'une de ces dernières a subi un vieillissement.

Sous un chargement à l'état limite de service (amplitude 40% ~ 100%  $F_{0,7}$ ), la rupture en fatigue de poutres courtes renforcées n'a jamais été atteinte, après deux millions de cycles de chargement. La présence du composite en face tendue augmente la raideur structurelle de la poutre, limite l'ouverture et la propagation des fissures de flexion, et diminue notablement les contraintes normales et l'amplitude des contraintes normales dans les armatures tendues, du fait de la redistribution d'effort entre tissu composite et armatures métalliques. Pour ces raisons, la tenue à la fatigue des poutres renforcées est notablement améliorée par rapport à celle des poutres sans renforcement, pour lesquelles la rupture en fatigue est atteinte avant 2 millions de cycles, pour les deux ferraillements retenus.

Pour nos poutres, la présence d'une fissure non injectée n'induit pas de risques de rupture prématurée du composite.

Sous ce chargement de fatigue, la contrainte de cisaillement entre le béton et le composite, estimée par calcul éléments finis et par une méthode analytique, est relativement faible (0,8 ~ 1,3 MPa) vis-à-vis des caractéristiques en traction des résines: la fatigue en cisaillement de la résine n'est pas un paramètre critique pour le dimensionnement.

Sous chargements de fatigue plus sévères, les augmentations de la charge maximale et de l'amplitude des cycles en effort, conduisent à la rupture en fatigue des poutres renforcées. Cette rupture est due à la rupture en fatigue des armatures tendues au droit des fissures. La

rupture du béton d'enrobage ou le décollement du tissu à l'extrémité du renfort sont des ruptures secondaires. Celles-ci apparaissent après la rupture en fatigue des armatures, fonction de l'amplitude de contraintes normales (dans le domaine élastique) : que la poutre soit renforcée ou non, lorsque l'amplitude de contraintes dans les armatures est supérieure à  $200\text{ MPa}$ , la rupture en fatigue est probable, comme l'atteste l'étude bibliographique effectuée.

Pour le composite, le respect de la valeur limite à l'ELS des recommandations AFGC (AFGC, 2003), qui conduit à une contrainte limitée à environ 32% de sa résistance ultime, permet de s'affranchir des risques de rupture en fatigue du composite : le taux de travail maximal du composite au cours de nos essais de fatigue, sans atteinte de la rupture, est de 30%.

Les géométries de nos poutres courtes (rapport de la portée sur la hauteur égal à 3) conduisent une fissuration locale systématique au droit des cadres sous chargement de flexion 3 points. Ceci joue un rôle important vis-à-vis du comportement en fatigue des poutres. Des études expérimentales sur des poutres avec des rapports portée/hauteur plus élevés apporteraient des informations applicables plus facilement aux ponts existants.

Pour les poutres courtes n'ayant pas subi de chargement de fatigue, et avec un taux de renforcement d'armatures métalliques de 0,39%~0,62%, la présence de composite en face tendue améliore considérablement la résistance ultime vis-à-vis du moment fléchissant, mais n'a pas d'influence vis-à-vis de la reprise de l'effort tranchant, d'où la nécessité d'un renfort latéral. Le renforcement composite latéral en forme de "U", collé aux extrémités du tissu longitudinal tendu, empêche son décollement, et améliore la résistance à l'effort tranchant de l'élément renforcé. Un renforcement latéral couvrant toute la hauteur de la section est le mode de renforcement le plus efficace.

La charge de rupture des poutres renforcées ayant subi deux millions de cycles de fatigue à l'état limite de service est du même ordre de grandeur que celle des poutres renforcées sous chargement statique : les cycles de chargement n'ont pas conduit à des dégradations irréversible détectables.

Les modèles par éléments finis en 2D ne permettent pas modéliser correctement le comportement des poutres renforcées latéralement, les modélisations par éléments finis en 3D sont nécessaires. Néanmoins, la méthode de modélisation numérique utilisée ici ne permet pas modéliser correctement la fissuration due à l'effort tranchant, ce qui constitue une limite à

l'emploi de ces techniques et qui nécessiterait des développements particuliers, avec par exemple celui d'un modèle de fissuration du béton 3D.

La rupture des poutres courtes pré-fissurées et renforcées est toujours due à l'effort tranchant. Les méthodes de dimensionnement réglementaires existantes surestiment la résistance à l'effort tranchant de nos poutres courtes. Pour un renforcement latéral qui couvre toute la hauteur de la section, ces méthodes donnent une estimation correspondant bien à l'expérience, ce qui n'est plus le cas dans le cas contraire.

Ce constat nous a conduit à proposer une méthode qui permet d'estimer plus correctement la part d'effort tranchant reprise par le tissu latéral, pour les poutres d'essais testées expérimentalement : choix d'une valeur de déformation effective et d'une valeur de hauteur effective prenant en compte la longueur effective d'ancrage.

Il resterait à valider cette approche et à poursuivre les comparaisons essais–calculs de dimensionnement à l'aide d'autres résultats d'essais sur éléments plus conséquents.

Dans le but d'étudier, en première approche, l'influence d'un vieillissement des matériaux sur le comportement, deux poutres HA10 pré-fissurées, l'une renforcée par composite uniquement en face tendue et l'autre sans renforcement, ont été stockées après pré-fissuration dans une salle climatisée à 38°C et 100% d'humidité relative, pendant 4,5 mois. Puis, elles ont été soumises au chargement habituel de fatigue, entre 40 et 100% de  $F_{0,7}$ . Pour ces deux poutres, la rupture en fatigue à 2 millions de cycles n'a pas été atteinte, alors qu'on pouvait s'attendre à une modification des propriétés mécaniques de la résine, suite à une absorption d'eau. Cela n'a pas été le cas.

Le béton des poutres stockées en salle climatisée a subi une cure, qui a eu pour effet d'augmenter son module et ses résistances (compression, traction, et donc cisaillement).

Ces conditions de cure n'ont eu aucun effet notable sur la tenue en fatigue des poutres (à deux millions de cycles), avec des évolutions et des valeurs de déformations du composite similaires.

La principale différence de comportement réside dans le mode de rupture, par fissuration d'effort tranchant pour la poutre renforcée de référence, et par "délaminage" de la couche de béton situé entre le plan de renforcement des armatures métalliques et le composite pour la poutre renforcée vieillie. Néanmoins, cette fissuration naît au même endroit, dans le béton

près de l'extrémité du renfort composite, et c'est seulement sa propagation qui est différente, sans influence notable au niveau de la valeur ultime.

Cette étude préliminaire a été menée pour un seul couple d'éprouvettes. Des poutres complémentaires stockées sous les mêmes conditions (voire d'autres, qui restent à définir) devraient être testées pour conduire à des conclusions plus complètes.

Enfin, les maîtres d'ouvrages désirent que la réparation ou le renforcement d'un pont existant par collage de composites soit effectué sous trafic, afin de n'être pas obligé d'interrompre la circulation et éviter ainsi une gêne aux usagers : le bon comportement en fatigue de poutres renforcées sous charge reste encore à démontrer. Une première étape consiste à effectuer une étude expérimentale du même type que celle présentée dans ce mémoire, en pré-fissurant des poutres courtes et en effectuant le collage d'un composite sous un chargement cyclique de période plus importante, suivi par un essai de fatigue.

Cette étude pourrait être couplée avec celle des évolutions des caractéristiques physico-chimiques de la résine employée.



# **ANNEXES**





## ANNEXE 1 : Modélisation élastoplastique du comportement du béton- critère de William Warnke à 3 paramètres

Dans cette approche, les déformations permanentes du matériau, supposé continu et homogène, sont considérées comme représentatives à l'échelle macroscopique de l'effet d'une fissuration à l'échelle microscopique et sont assimilées à des déformations plastiques.

Le critère de William Warnke est un critère de type Drucker-Prager, mais faisant intervenir « en plus » l'angle de Lode ( $\varphi$ ). L'expression de ce critère est donnée ci-dessous :

$$f(\mathbf{s}) = t + f(\mathbf{q})(\mathbf{s} - \mathbf{r}_0)$$

expression dans laquelle  $\mathbf{r}_0$  est appelée pression de décohesion à la rupture, et  $s$ ,  $t$  et  $\varphi$  sont fonctions des invariants du tenseur des contraintes ( $\mathbf{s}$ ) et du déviateur des contraintes ( $\mathbf{s} = \mathbf{s} - (\frac{1}{3}tr\mathbf{s})\mathbf{I}$ ) :

$$s = \frac{1}{3}tr\mathbf{s}, \quad t = \sqrt{\frac{1}{2}\mathbf{s}:\mathbf{s}} \quad \text{et} \quad \cos(3\varphi) = \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\det \mathbf{s}}{(\frac{1}{2}\mathbf{s}:\mathbf{s})^{3/2}}$$

enfin, le terme  $f(\mathbf{q})$  que l'on peut assimiler à un coefficient de frottement, est donné par la relation :

$$f(\mathbf{q}) = \frac{u+v}{w} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} u = 2f_c(f_c^2 - f_t^2)\cos\varphi \\ v = f_c(2f_t - f_c)\sqrt{4(f_c^2 - f_t^2)\cos^2\varphi + 5f_t^2 - 4f_c f_t} \\ w = 4(f_c^2 - f_t^2)\cos^2\varphi + (f_c - 2f_t)^2 \end{cases}$$

et varie entre les deux valeurs ( $f_t = f(\mathbf{q} = 0)$  et  $f_c = f(\mathbf{q} = \mathbf{p}/3)$ ) représentant les coefficients de frottement sur les méridiens de traction et de compression respectivement.

Le critère, à proprement parler, dépend ainsi des paramètres  $f_t$ ,  $f_c$ , et  $\mathbf{r}_0$  que l'on peut relier à des caractéristiques mécaniques du matériau mesurables expérimentalement. Il a été proposé de prendre les résistances en traction ( $\mathbf{s}_t$ ), en compression ( $\mathbf{s}_c$ ) et en compression bi-axiale ( $\mathbf{s}_{bc}$ ) pour déterminer ces paramètres. Notons, que pour des raisons de convexité du critère, les limitations sur  $f_t$  et  $f_c$  sont données dans (Ulm F-J., 1996).

Ulm propose de tenir compte du comportement écrouissable du béton en considérant la fonction de charge suivante :

$$f(\mathbf{s}, z) = \mathbf{t} + f(\mathbf{q})(\mathbf{s} - z\mathbf{r}_0)$$

dans laquelle le terme  $z$ , sans dimension et représentant le rapport  $\mathbf{r}/\mathbf{r}_0$ , permet de définir l'amplitude du domaine d'écrouissage ( $z \in [z_0; z_{\max}]$ , avec  $z_0$  marquant la fin du comportement élastique du matériau et  $z_{\max} = 1$  correspondant à  $\mathbf{r} = \mathbf{r}_0$  au moment de la rupture). La variable d'écrouissage choisie correspond à la variation de volume anélastique du matériau, traduisant la variation de porosité plastique, elle-même significative de la porosité créée par la fissuration :

$$\mathbf{c} = \text{tr}(\mathbf{e}^p)$$

Les évolutions de la déformation plastique et de la variable d'écrouissage sont alors décrites par des règles d'écoulement et d'écrouissage associées, auxquelles sont adjointes des conditions d'évolution de Kuhn-Tucker classiques.

Enfin, la relation suivante entre  $\mathbf{c}$  et  $z$  est utilisée :

$$z(\mathbf{c}) = z_0 + (z_{\max} - z_0)(1 - e^{(-k\mathbf{c})})$$

et permet de représenter, en fonction du choix des paramètres  $z_0$ ,  $z_{\max}$  et  $\mathbf{k}$ , un comportement écrouissant ou adoucissant du matériau.

Le modèle défini ci-dessus est donc entièrement déterminé par la donnée de six paramètres : trois paramètres matériaux ( $\mathbf{s}_t$ ,  $\mathbf{s}_c$  et  $\mathbf{s}_{bc}$ ) et trois paramètres d'écrouissage ( $z_0$ ,  $z_{\max}$  et  $\mathbf{k}$ ). Une fois fixés, la réponse du modèle pour des sollicitations uniaxiales de traction/compression est telle que, lorsque la fin du domaine d'écrouissage est atteinte, un palier plastique est décrit – aussi bien en traction qu'en compression. (cf. Figure A-1).

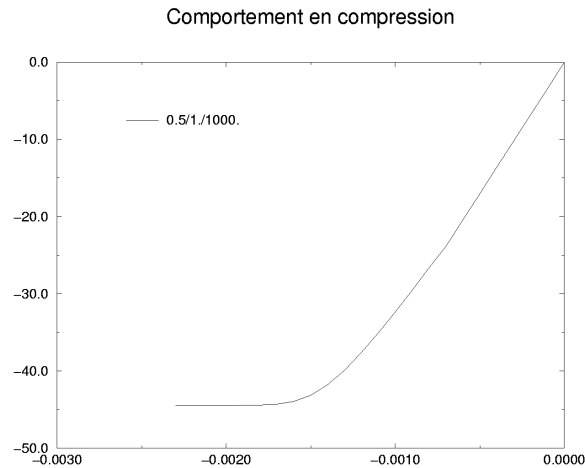


Figure A-1 Comportement en compression et en traction du béton

Ceci n'est pas foncièrement gênant s'il s'agit de déterminer le comportement (global) à rupture d'une poutre en béton armé de dimensions « classiques » et normalement ferrillée (détermination de la capacité portante et de la flèche, par exemple).

Par contre, dans le cas de l'étude présentée ici, les poutres calculées sont relativement courtes, le ferrillage utilisé privilégie un mode de fissuration plutôt localisé – la rupture en flexion par plastification des aciers conduit à l'apparition de macro-fissures principales en zone de béton tendu – et de surcroît, parmi l'ensemble des informations qu'il est envisagé d'obtenir, certaines présentent un caractère très local (contraintes dans les aciers, dans le tissu, etc. ...). Il est alors impossible de se contenter d'un comportement écrouissant à palier plastique dans la zone de béton tendu, car un tel choix conduit inévitablement à des sur-estimations des contraintes dans le béton, et donc à sous-estimer les contraintes dans les aciers ou le tissu.

Si l'on remarque que le modèle décrit ci-dessus est tout à fait capable de traduire l'un ou l'autre des deux comportements écrouissant ou adoucissant en changeant simplement les valeurs de  $z_0$ ,  $z_{\max}$  et  $k$  (c'est à dire en définissant des écrouissages positif et/ou négatif), une solution possible consiste à envisager deux jeux de paramètres différents, l'un pour le comportement écrouissant en compression, l'autre pour le comportement adoucissant en traction.

Une distinction est donc faite entre ces deux comportements au travers de deux zones géométriques différentes sur lesquelles on utilise le même modèle mais avec des jeux de paramètres différents. La délimitation de ces deux zones est arbitraire, bien que fondée sur des résultats de calculs analytiques basés sur une approche réglementaire et concordante avec les observations expérimentales, permettant d'estimer la hauteur de la zone de béton dit « comprimé » à 3 cm à partir de la fibre supérieure de la poutre. La position de l'axe neutre, à priori inconnue initialement, est supposée se situer proche de cette limite, et la zone de distribution linéaire de contraintes élastiques de traction ou de compression est également supposée encadrer cette « frontière » arbitraire. La figure (cf. §II-4.2 Figure II-19) illustre ces propos.

Il faut noter enfin, que les paramètres utilisés pour la modélisation du comportement du béton (traction et compression) sont choisis de la façon suivante :

- Comportement élastique : module d'Young et coefficient de Poisson déterminés expérimentalement,
- Résistance à la compression et paramètres d'écrouissage (positif) en compression déterminés expérimentalement,
- Résistance à la traction : déterminée expérimentalement,
- Paramètres d'écrouissage (négatif) en traction : choisis de sorte à représenter le mieux possible la réponse expérimentale des poutres en béton armé en flexion trois points,
- Résistance à la bi-compression : en l'absence de test expérimentaux, il est admis de prendre une valeur forfaitaire égale à 1,15 fois la résistance à la compression, comme indiqué dans (Ulm F-J. 1996) et conformément aux résultats expérimentaux de (Kupfer et al. 1969).

Enfin, il faut noter que le choix d'un comportement adoucissant en traction peut conduire à des problèmes numériques liés à la description des phénomènes de localisation des

déformations et à l'objectivité du résultat de calcul vis à vis de la finesse de discrétisation (Jirasek, 2002). Ce problème est ici, en quelque sorte, gommé puisque la fissure est prise en compte de façon explicite par le biais d'éléments de contact ou d'une zone de faible épaisseur et vide d'éléments, et la localisation des déformations se produira de toutes façons dans cette zone.

---



## ANNEXE 2 : Estimation de la contribution de la bande latérale du composite à la résistance d'effort tranchant

Dans cette annexe est présenté le résultat des applications des différentes méthodes, présentées dans le chapitre I, pour estimer la contribution de la bande latérale du composite à la résistance d'effort tranchant. Ces résultats sont employés dans le chapitre III du texte.

### - Méthode de Chen

La méthode de Chen (Chen et al. 2001, cf. §I-3.2.2) est utilisée pour estimer la contribution de tissu latéral à l'effort tranchant dans le cas d'une rupture due au décollement de tissu. En prenant l'angle entre la fissure d'effort tranchant et l'axe horizontal égal à  $45^0$ , cette dernière est calculée (sans tenir en compte du coefficient de sécurité) ci-dessous:

$$V_f = 2f_{fe}t_f b_f \frac{h_{fe}(\sin \mathbf{a} + \cos \mathbf{a})}{s_f} \quad (\text{A2-1})$$

avec  $f_{fe} = D_f f_f$ ,  $D_f = (1 - z)/2$ ,  $z = Z_t/Z_b$  et  $Z_t = d_{ft} + 0,1d$  (cf. §I.3.2.2)

- renforcement en mode **b** ou **d** :

$d_{ft} = 50$  mm,  $d = 170$  mm et  $Z_b = 0,9d = 153$  mm, nous avons donc  $Z_t = 50 + 17 = 67$  mm,

$D_f = (1 - z)/2 = (1 - 67/153)/2 = 0,28$  et  $h_{fe} = d - z_t = 0,8d - d_{ft} = 86$  mm ;

En mode **d**, nous avons:  $\mathbf{a} = 90^0$ ,  $b_f = 21$  cm,  $s_f = 30$  cm,  $h_f = 15$  cm,  $d = 17$  cm et  $f_t = 3,4$  MPa . La résistance à l'effort tranchant est donc :

$$V_f = 2 \times 0,28 \times 1400 \times 0,43 \times 210 \frac{(153 - 67)(\sin 90 + \cos 90)}{300} \times 10^6 \times 10^{-6} = 20 \text{ kN}$$

En mode **b**, nous avons:  $\mathbf{a} = 90^0$ ,  $b_f = 7,5$  cm,  $s_f = 30$  cm,  $h_f = 15$  cm,  $d = 17$  cm et  $f_t = 3,4$  MPa . La résistance à l'effort tranchant est donc :

$$V_f = 2 \times 0,28 \times 1400 \times 0,43 \times 75 \frac{(153 - 67)(\sin 90 + \cos 90)}{300} \times 10^6 \times 10^{-6} = 7 \text{ kN}$$

### - Méthode de Shehata

Comme le décollement du tissu latéral est provoqué par la rupture du béton d'enrobage, la résistance à l'effort tranchant apportée par le composite latéral est limitée par la résistance ultime à la contrainte de cisaillement du béton (Shehata et al, 2001, cf.. §I-3.2.2) La contribution du composite à l'effort tranchant  $V_{fm}$  est calculée ci-dessous:

$$V_{fm} = 2t_{lim} h_f z \frac{b_f}{s_f} (\sin \mathbf{a} + \cos \mathbf{a}) \quad (\text{A2-2})$$

avec  $t_{lim} = 0,45 f_t = 1,53 \text{ MPa}$ ,

la contrainte effective  $s_{fe} = \frac{t_{lim} h_f}{t_f} = 0,45 \times 3,4 \times 150 / 0,43 = 534 \text{ MPa}$ . Le coefficient de réduction est égal à  $R = 534 / 1400 = 0,38$ .

? Pour le renforcement du mode **d**, nous avons:  $\mathbf{a} = 90^0$ ,  $b_f = 21 \text{ cm}$ ,  $s_f = 30 \text{ cm}$ ,  $h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $d = 17 \text{ cm}$  et  $f_t = 3,4 \text{ MPa}$ .

.En appliquant la règle conventionnelle pour le béton armé:  $z = 0,9d$ , la résistance à l'effort tranchant s'écrit :

$$V_{fm} = 2 \times 0,45 \times 3,4 \times 0,15 \times 0,9 \times 0,17 \times \frac{0,21}{0,3} (\sin 90^0 + \cos 90^0) \times 10^6 = 48 \text{ kN}$$

? Concernant le mode **b**, nous avons:  $\mathbf{a} = 90^0$ ,  $b_f = 7,5 \text{ cm}$ ,  $s_f = 30 \text{ cm}$ ,  $h_f = 15 \text{ cm}$ ,  $d = 17 \text{ cm}$  et  $f_t = 3,4 \text{ MPa}$ . La résistance à l'effort tranchant est donc:

$$V_{fm} = 2 \times 0,45 \times 3,4 \times 0,15 \times 0,9 \times 0,17 \times \frac{0,075}{0,3} (\sin 90^0 + \cos 90^0) \times 10^6 = 18 \text{ kN}.$$

### - Méthode de Freyssinet

Dans la méthode de Freyssinet (Freyssinet 2002, cf.. §I-3.2.2), la contribution du tissu latéral à l'effort tranchant est calculée en appliquant la formule ci-après :

$$V_f = \frac{2t_f b_f}{s_f} z_f s_f (\sin \mathbf{a} + \cos \mathbf{a}) \quad (\text{A2-3})$$



avec  $z_f = h_f - l_{fe}$ , pour des bandes latérales en forme de "U",  $l_{fe} = 10\text{ cm}$  (longueur effective de collage).

$$s_f = \frac{t_{fu} l_{fe}}{t_f} \text{ et } t_{fu} \leq \{f_{ij}; s_{t,\min}; 3\text{MPa}\}$$

Nous avons donc :

$$V_f = \frac{2t_f b_f}{s_f} (h_f - l_{fe}) \frac{t_{fu} l_{fe}}{t_f} (\sin \mathbf{a} + \cos \mathbf{a}) = \frac{2b_f}{s_f} (h_f - l_{fe}) t_{fu} l_{fe} (\sin \mathbf{a} + \cos \mathbf{a}) \quad (\text{A2-4})$$

? Pour un renforcement par le mode **d**, nous avons:  $\mathbf{a} = 90^0$ ,  $b_f = 21\text{ cm}$ ,  $s_f = 30\text{ cm}$ ,  $h_f = 15\text{ cm}$  et  $f_t = 3,4\text{ MPa}$ . En prenant  $t_{fu} = 3\text{ MPa}$ , la résistance à l'effort tranchant est :

$$V_f = \frac{2 \times 210}{300} (150 - 100) \times 3 \times 100 \times 10^6 \times 10^{-6} = 21\text{ kN}$$

? Pour le renforcement en mode **b**, nous avons:  $\mathbf{a} = 90^0$ ,  $b_f = 7,5\text{ cm}$ ,  $s_f = 30\text{ cm}$ ,  $h_f = 15\text{ cm}$  et  $f_t = 3,4\text{ MPa}$ . En prenant  $t_{fu} = 3\text{ MPa}$ , la résistance à l'effort tranchant est donc:

$$V_f = \frac{2 \times 75}{300} (150 - 100) \times 3 \times 100 \times 10^6 \times 10^{-6} = 7,5\text{ kN}$$

Dans la méthode de Freyssinet (Freyssinet 2002), la contrainte effective du tissu

$$s_f = \frac{t_{fu} l_{fe}}{t_f} = 3 \times 10 / 0,043 = 698\text{ MPa}. \text{ Le coefficient de réduction est donc égal à}$$

$$R = 698 / 1400 = 0,5.$$

### - Méthode de l'AFGC

Dans la méthode de l'AFGC (AFGC, 2003), dans un premier temps, nous calculons la résistance de dimensionnement du TFC dans le cas des stratifiés in situ carbone – époxy ( $g_{f,u} = 1,6$ )

$$f_{f,d} = a_f \frac{f_{fu}}{g_{f,u}} = 0,65 \frac{1400}{1,6} = 569\text{ MPa}$$

La coefficient de réduction est ainsi égal à:  $R = 569/1400 = 0,41$ .

La résistance à l'effort tranchant apportée par le TFC latéral est calculée en appliquant la formule suivante:

$$V_f = a_v \frac{2t_f b_f f_{f,b} \min(0,9d, (h_f - l_{anc,Vu}))}{s_f} \quad (A2-5)$$

En prenant  $l_{anc,Vu} = l_{anc,d} = 10 \text{ cm}$  (valeur proposée par Freyssinet), nous avons donc  $a_v = 1$ . La contribution du TFC latéral à l'effort tranchant est :

$$V_f = \frac{2t_f b_f f_{f,b} \min(0,9d, (h_f - l_{anc,Vu}))}{s_f} \quad (A2-6)$$

? Pour le renforcement en mode **d**, nous avons:  $b_f = 21 \text{ cm}$ ,  $s_f = 30 \text{ cm}$ ,  $h_f = 15 \text{ cm}$  et  $t_f = 0,43 \text{ mm}$ , la résistance à l'effort tranchant est donnée par :

$$V_f = \frac{2 \times 0,43 \times 10^{-3} \times 0,21 \times 569 \times 10^6 \min(0,9 \times 0,17, (0,15 - 0,1))}{0,3} = 17 \text{ kN}$$

? Pour un renforcement en mode **b**, nous avons:  $b_f = 7,5 \text{ cm}$ ,  $s_f = 30 \text{ cm}$ ,  $h_f = 15 \text{ cm}$  et  $t_f = 0,43 \text{ mm}$ , la résistance à l'effort tranchant est :

$$V_f = \frac{2 \times 0,43 \times 10^{-3} \times 0,075 \times 569 \times 10^6 \min(0,9 \times 0,17, (0,15 - 0,1))}{0,3} = 6 \text{ kN}$$

### - Méthode de l'ACI

dans la méthode recommandée par l'ACI (Khalifa et al, 1999, cf. I-3.2.3), la contrainte de conception du composite latéral ( $f_{fe}$ ) est définie en fonction de la contrainte ultime du composite ( $f_{fu}$ ) par un coefficient de réduction R:

$$f_{fe} = R f_{fu} \quad (A2-7)$$

Le coefficient R est calculé ci-dessous.

*Longueur effective de collage*

$$l_{fe} = \exp(6,134 - 0,58 \ln(t_f E_f)) \quad (\text{A2-8})$$

avec  $t_f = 0,43$  mm et  $E_f = 105$  GPa, nous avons donc,

$$l_{fe} = \exp(6,134 - 0,58 \ln(0,43 \times 105)) = 51 \text{ mm} .$$

*Longueur effective de bande latérale*

$w_{fe} = d_f - l_{fe} = 150 - 30 - 51 = 69$  mm . Comme  $b_f = 75$  mm  $>$  69 mm , nous prenons donc

$$w_{fe} = 69 \text{ mm} .$$

*Coefficient R (cas du décollement du TFC latéral):*

$$R = \frac{(f_{cm})^{2/3}}{e_{fu} d_f} w_{fe} [738,93 - 4,06(t_f E_f)] \times 10^{-6} \quad (\text{A2-9})$$

avec  $e_{fu} = 1,33$  % ,  $f_{cm} = 43,5$  MPa ,

$$R = \frac{(43,5)^{2/3}}{1,33\% \times 120} 69 [738,93 - 4,06 \times (0,43 \times 105)] \times 10^{-6} = 0,3$$

$R_{\max} = 0,006 / e_{fu} = 0,45$ . En prenant la valeur minimale entre R et  $R_{\max}$ , nous avons  $R = 0,3$ .

La contrainte de conception est donc:  $f_{fe} = R f_{fu} = 0,3 f_{fu}$  .

*Contribution du tissu latéral à l'effort tranchant*

$$V_{fm} = \frac{2 t_f b_f f_{fe} (\sin \mathbf{a} + \cos \mathbf{a}) d_f}{s_f} \quad (\text{A2-10})$$

? Pour un renforcement en mode **d**, nous avons:  $\mathbf{a} = 90^0$ ,  $b_f = 21$  cm,  $s_f = 30$  cm,  $h_f = 15$  cm et  $f_t = 3,4$  MPa. La résistance à l'effort tranchant est donc:

$$V_{fm} = \frac{2 \times 0,43 \times 210 \times 0,3 \times 1400 \times 10^6 (\sin 90^0 + \cos 90^0) \times 120}{300} = 30 \text{ kN}$$

? En mode **b**, nous avons:  $\mathbf{a} = 90^0$ ,  $b_f = 7,5$  cm,  $s_f = 30$  cm,  $h_f = 15$  cm et  $f_t = 3,4$  MPa .

La résistance à l'effort tranchant est donc:

$$V_{fm} = \frac{2 \times 0,43 \times 75 \times 0,3 \times 1400 \times 10^6 (\sin 90^0 + \cos 90^0) \times 120}{300} = 11 \text{ kN}$$

### - Méthode de la FIB

D'après la méthode de la FIB (*fib* bulletin 14, 2001, cf. §1.3.2.2), nous calculons d'abord la déformation effective de tissu latéral ( $e_{fe}$ ).

En cas de décollement du composite latéral, la déformation effective est calculée par les équations ci-après :

$$e_{fe} = \min \left[ 0,65 \left( \frac{f_{cm}}{E_{fu} r_f} \right)^{0,56} \times 10^{-3}, 0,17 \left( \frac{f_{cm}}{E_{fu} r_f} \right)^{0,3} e_{fu} \right] \quad (\text{A2-11})$$

$$\text{avec } r_f = \frac{2t_f}{b_w} \frac{b_f}{s_f}$$

Sans tenir compte du coefficient de réduction (0,8), la valeur de conception de la déformation du composite latéral est:  $e_{fd,e} = e_{fe}$ .

Avec  $q = 45^0$ , nous obtenons la résistance à l'effort tranchant apportée par le composite latéral :

$$V_{fd} = 0,9 e_{fd,e} E_{fu} \frac{2t_f}{s_f} b_f d (\sin a + \cos a) \quad (\text{A2-12})$$

? En mode **d**, nous avons:  $a = 90^0$ ,  $b_f = 21 \text{ cm}$ ,  $s_f = 30 \text{ cm}$ ,  $d = 17 \text{ cm}$ ,  $E_{fu} = 105 \text{ GPa}$ , et  $f_t = 3,4 \text{ MPa}$ . La déformation effective est :

$$e_{fe} = \min \left[ 0,65 \left( \frac{43,5^{2/3}}{105 \times \left( \frac{2 \times 0,43 \times 210}{150 \times 300} \right)} \right)^{0,56} \times 10^{-3}, 0,17 \left( \frac{43,5^{2/3}}{105 \times \left( \frac{2 \times 0,43 \times 210}{150 \times 300} \right)} \right)^{0,3} 1,33\% \right]$$

$$= \min[4,32 \text{ E}(-3), 6,24 \text{ E}(-3)] = 0,432 \%$$

Le coefficient de réduction est  $R = 0,432 \% / 1,33\% = 0,32$ .

Et :

$$V_{fd} = 0,9 \times 0,8 \times 0,432\% \times 105 \times \frac{2 \times 0,43}{300} \times 210 \times 170 \times (\sin 90^0 + \cos 90^0) = 33 \text{ kN}$$

? Pour le mode **b**, nous avons:  $\alpha = 90^0$ ,  $b_f = 7,5 \text{ cm}$ ,  $s_f = 30 \text{ cm}$ ,  $d = 17 \text{ cm}$ ,  $E_{fu} = 105 \text{ GPa}$

et  $f_t = 3,4 \text{ MPa}$ . La déformation effective en cas de décollement du tissu latéral est :

$$e_{fe} = \min \left[ 0,65 \left( \frac{43,5^{2/3}}{105 \times \left( \frac{2 \times 0,43 \times 75}{150 \times 300} \right)} \right)^{0,56} \times 10^{-3}, 0,17 \left( \frac{43,5^{2/3}}{105 \times \left( \frac{2 \times 0,43 \times 75}{150 \times 300} \right)} \right)^{0,3} 1,33\% \right]$$

$$= \min[7,67 \text{ E}(-3), 8,48 \text{ E}(-3)] = 0,767 \%$$

Le coefficient de réduction est :  $R = 0,767\% / 1,33\% = 0,58$ .

La contribution du TFC latéral à l'effort tranchant ( $V_{fd}$ ) est donnée par :

$$V_{fd} = 0,9 \times 0,8 \times 0,767\% \times 105 \times \frac{2 \times 0,43}{300} \times 75 \times 170 \times (\sin 90^0 + \cos 90^0) = 21 \text{ kN}.$$



## Références Bibliographiques

- AFGC** (2003), Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites, Recommandations provisoires, décembre 2003.
- Arduini M., Nanni A.** (1997), Behavior of precracked RC beams strengthened with carbon, FRP sheets, *ASCE Journal of Composites for Construction*, May 1997, pp63-70.
- Arduini M., Nanni A.** (1997), Parametric study of beams with externally bonded FRP reinforcement, *ACI Structural Journal*, September-October 1997, pp493-500.
- Aprile A., Spacone E., Limkatanyu S.** (2001) Role of bond in RC strengthened with steel and FRP plates, *ASCE Journal of Composites for Construction*, December 2001, pp1445-1452.
- BAEL91** (1992), règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, mars 1992.
- Bathias C., Bailon J.P.** (1997), La fatigue des matériaux et des structures (2<sup>e</sup> édition revue et augmentée), HERMES, Paris, 1997.
- Barnes R. A. , Mays G. C.** (1999), Fatigue performance of concrete beams strengthened with CFRP plates, *ASCE, Journal of composites for construction*, May 1999, p.63 – 72.
- Bonacci J.F., Maalej M.** (2001), Behavioral trends of RC beams strengthened with externally bonded FRP, *ASCE Journal of Composites for Construction*, May 2001, pp102-113.
- BPEL91** (1992), règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, avril 1992.
- Buyukozturk O., Hearing B.** (1998), Failure behavior of precracked concrete beams retrofitted with FRP, *ASCE Journal of Composites for Construction*, August 1998, pp138-144.
- CESAR-LCPC 3.2** (1995), Documentation utilisateur classeurs N<sup>o</sup>1- N<sup>o</sup>4, version 3.2.
- Chen J.T., Teng J.G.** (2001), A shear strength model for FRP—strengthened RC beams, *Proceedings of FRPRCS-5*, Cambridge, UK, 16-18 July 2001, pp97-106.
- Chajes M.J., Januszka T.F., Mertz R., Thomson T.A., Finch W.W.** (1995), Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics, *ACI Structural Journal*, May-June 1995, pp295-302.
- Clarke J.L.** (1993), *Alternative materials for the reinforcement and prestressing of concrete*, Blackie Academic & Professional, first edition, 1993.
- Clément J.-L., Dumas C., Belhoul M.** (1998), Numerical simulations of RC beams strengthened by carbon cloth. Computational modelling of concrete structures (EURO-

C1998), de Brost, Bicanic, Mang and Meschke(eds), Balkema, Rotterdam, ISBN 90 54 10 946, pp.741-748.

**Collin B.** (2000), Rapport de poutres en béton armé par matériaux composites a base de fibres de carbone FAER 2-41-24-9 (rapport de synthèse), Laboratoire Régionale de Ponts et Chaussées de l'Est Parisien, le 11 août 2000, pages 32.

**David E.** (1999), Comportement mécanique de poutres en béton armé renforcées ou réparation par collage de matériaux composites – études expérimentale et modélisation, thèse de l'Université d'Artois, soutenue le 11 janvier 1999, pages 269.

**Djelal C., David E. Buyle-Bobin F., Gicquel Y.** (1998), Renforcement des poutres en béton armé à l'aide de lamellas composites: étude expérimentale – predimensionnement, Annales du Bâtiment et des travaux Publics, février 1998, pp.39-47.

**EC2** (1991), Eurocode 2: Calcul des structures en béton - ENV 1992-1-1: 1991.

**EC2** (2002), Eurocode 2: Design of concrete structure – prEN 1992-1-1 (April 2002).

**Ei-Tawil S., Oqunc C., Okeil A., Shahawy M.**, Static and fatigue analyses of RC beams strengthened with CFRP laminates, ASCE Journal of composites for construction, November 2001, pp.258 – 267.

**Fanning P.J., Kelly O.** (2001), Ultimate response of RC beams strengthened with CFRP plates, ASCE Journal of composites for construction, May 2001, pp.122 – 127.

**Ferrier E., Hamelin P.** (2002), Long-time concrete-composite interface characterization for reliability prediction of RC beam strengthened with FRP, Materials and Structures / Matériaux et Constructions, Vol. 35, November 2002, pp564-572.

**FIB bulletin 14** (2001), Externally bonded FRP reinforcement for RC structures- Technical report on the Design and use of externally bonded fibres reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures, July 2001.

**Freyssinet** (2002), Cahier des clauses techniques - Renforcement du béton par collage de tissu de fibres de carbone (procède TFC), octobre 2002.

**Grace N.F.** (2001), Strengthening of negative moment region of reinforced concrete beams usong carbon fiber-reinforced polymer strips, ACI Structural Journal, May-July 2001, pp347-358.

**Hamelin P., Ferrier E.**, (2001), Rapport N<sup>0</sup> LCPC/01 du 27/04/01, Rev. 0.0 commande n<sup>0</sup> 2000/14791, Etude bibliographique sur les renforcements par matériaux composites de structure du génie civil- Comportement en fatigue et en fluage des renforcements, Identifications des problèmes liées aux renforcements par composites, Cahier des charges essai de fatigue, L2M, université Lyon I, pages 93.

**Hamelin P., Ferrier E.**, (2002), Rapport N<sup>0</sup> LCPC/05/02 du 10/12/02 Rev. 1.0: Comportement en fatigue d'un composite carbone / epoxy pour le renforcement de structures en béton armé, L2MS, université Lyon I, pages 46.



- Hollaway L.C., Head P.R.** (2001), *Advanced polymer composite and polymers in the civil infrastructure*, first edition 2001, ELSEVIER.
- Hollaway L.C., Leeming M.B.** (2001), *Strengthening of reinforced concrete structures – using externally –bonded FRP composites in structural and civil engineering*, Woodhead Publishing Limited, Cambridge England, First published 1999, reprinted 2001.
- Humbert P.** (1989), *Un code général de calculs aux éléments finis*, Bulletin de liaison des Laboratoires des ponts et chaussées, n°160, 112-116.
- ISIS Canada**, 2001, *Design Manual (2001), strengthening reinforced concrete structures with externally bonded fibre reinforced polymers*, published by ISIS Canada.
- Jirasek M.** (2002), *Objective modelling of strain localization*, RFGC-6/2002, Numerical Modelling in Geomechanics, pp.1119-1132.
- Kalifa A., Gold W.J., Nanni A., Aziz M.I. A.** (1998), *Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members*, ASCE Journal of Composites for construction, November 1998, pp195-202.
- Kalifa A., Tumialan G., Nani A., Belarbi A.** (1999), *Shear strengthening of continuous reinforced concrete beams using externally bonded carbon fiber reinforced polymer sheets*, Fourth international symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced concrete structures, ACI SP-188, 1999, pp 995-1008.
- Kupfer H., Hilsdorf H. K., Rusch H.** (1969), *Behavior of concrete under biaxial stresses*, ACI journal 1969 (8), pp. 656-666.
- Limam O.** (2003), *Dalle en béton armé renforcées à l'aide de matériaux composites: approche de type calcul à la rupture et étude expérimentale*, thèse de l'ENPC, soutenue en janvier 2003, pages 164.
- Mallett G.P.** (1991), *Fatigue of reinforced Concrete (state-of-the-art review 2)*, London: HMSO, 1991.
- Masoud S., Soudki k., Topper T.** (2001), *CFRP-strengthened and corroded RC beams under monotonic and fatigue loads*, ASCE Journal of composites for construction, November 2001, p.228 – 236.
- Maalej M., Goh W.H., Paramasivam P.** (2001), *Analysis and design of FRP externally-reinforced concrete beams against delamination-type failures*, Materials and Structures / Matériaux et Construction, Vol. 34 August-September 2001, pp418-425.
- Papakonstantinou C.G, Petrou M.F., Harries K.A.** (2001), *Fatigue behavior of RC beams strengthened with GFRP sheets*, ASCE Journal of composites for construction, November 2001, p.246 – 253.
- Picard A. Massicotte B., Boucher E.** (1995), *Strengthening of reinforced concrete beams with composite materials: theoretical study*, Composite structures 33, 1995, pp63-75.

**Quantrill R. J., Hollaway L.C., Throne A.M.** (1996A), Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response: part I, Magazine of Concrete research, 1996, 48, No. 177, DEC., pp331-342.

**Quantrill R. J., Hollaway L.C., Throne A.M.** (1996B), Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response: part II, Magazine of Concrete research, 1996, 48, No. 177, DEC., pp343-351.

**Rahimi H., Hutchinson A.** (2001), Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates, ASCE Journal of Composites for Construction, February 2001, pp44-56.

**Rannou L.** (1999), Rapport technique de stage, Division MACOA, section CCEM, LCPC-Nantes, pp15-54.

**Ramana V.P.V., Kant T., Morton S.E., Dutta P.K., Mukherjee A., Desai Y.M.** (2000), Behavior of CFRPC strengthened reinforced concrete beams with varying degrees of strengthening, Composites: part B engineering, 31 (2000) pp461-470.

**Ranc G.** (1999), Résistance en fatigue des dalles de béton armé fissurées de ponts mixtes, thèse de l'ENPC, soutenue en décembre 1999, pages 277.

**Rannou L.** (1999), Rapport technique de stage, Division MACOA, section CCEM, LCPC-Nantes, pp15-54.

**Richer Stéphane** (1985), Résolution des problèmes de contact entre solides élastiques par la méthode des éléments finis, thèse de l'ENPC, soutenue en décembre 1985, pages 161.

**Ritchie P.A., Thomas D.A., Lu I. W., Connelly G.M.** (1991), External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics, ACI Structural Journal, July-August 1991, pp490-500.

**Roberts T.M.** (1989), Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams, The structural Engineering, volume 67, No.12/20, June 1989, pp229-233.

**Ryall M.J.** (2001), Bridge management, Butterworth-Heunemann, oxford, first published 2001.

**Saadatmanesh H., Hsani M.R.** (1991A), RC beams strengthened with GFRP plates I: experimental study, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.117, No.11, November 1991, pp3417-3433.

**Saadatmanesh H., Hsani M.R.** (1991A), RC beams strengthened with GFRP plates II: analysis and parametric study, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.117, No.11, November 1991, pp3434-3455.

**Saadatmanesh H., Malek A.M.** (1998), Design guidelines for flexural strengthening of RC beams with FRP plates, , ASCE Journal of Composites for Construction, November 1998, pp156-164.

- Sebastian W.M.** (2001), Significance of midspan debonding failure in FRP-plated concrete beams, *ASCE Journal of Composites for Construction*, July 2001, pp792-798.
- Sharif A., Al-Sulaimani G.J., Basunbul I.A., Ghaleb B.N.** (1994), Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates, *ACI structural journal*, March-April 1994, pp160-168.
- Shahawy M., Beitelman T.E.** (1998), Fatigue performance of RC beams strengthened with CFRP Laminates, proceedings of 1<sup>st</sup> CDDC international conference on durability of fibre reinforced polymer composite for construction, Sherbrook, August 1998, P. 169 – 178
- Shehata I. A. E. M. Cerqueira E. C., Pinto C. T. M.** (2001), Strengthening of R.C. beams in flexure and shear using CFRP laminate, *Proceedings of FRPRCS-5*, Cambridge, UK, 16-18 July 2001, pp97-106.
- Spadea G., Bencardino F., Swamy R. N.** (1998), Structural behavior of composite RC beams with externally bonded CFRP, *ASCE Journal of Composites for Construction*, August 1998, pp132-137.
- Tailhan J.-L., Wu Z.Y., Clément J.-L.** (2002), Numerical simulation of pre-cracked RC beams strengthened by carbon cloth, *Fifth World Congress on Computation Mechanics (WCCM V)*, July7-12, 2002 Vienna, Austria.
- Takeda K., Mitsui Y., Murakami K.** (1996), Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened with carbon fibre sheets, *Composites part A*, 27A, 1996, pp981-987.
- Triantafillou T.C., Deskovic N., Deuring M.** (1992), Strengthening of concrete structure with prestressed fiber reinforced plastics sheets, *ACI Structural Journal*, May-June 1992, pp 235-244.
- Triantafillou T.C.** (1998), Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy bonded FRP composite, *ACI Structural Journal*, March-April 1998, pp 107-115.
- Triantafillou T.C., Antonopoulos C. P.** (2000), Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP, *ASCE Journal of Composites for Construction*, November 2000, pp198-205.
- ULM F.-J.** (1996), Un modèle d'endommagement plastique : application au béton de structure, étude et recherches des laboratoire des ponts et chaussées, série ouvrage d'art OA19, janvier 1996.
- Uomoto T.** (2000), Durability of FRP as reinforcement for concrete structure, *Advanced composite material in bridge and structures*, Editeur J. Humar, A Razaqpour, pp.3-18.
- Varastehpour H., Ferrier E., Hamelin P.** (1998), Réparation des ouvrages en béton armé béton précontraint par placage de matériaux composites, maintenance – diagnostic - réparation, Juin 1998, pp55-61.

**White T.W., Soudki K.A., Erki M-A** (2001), Response of RC beams strengthened with CFRP laminates and subjected to a high rate of loading, ASCE Journal of Composites for Construction, August 2001, pp153-162.

**Willam k.J. et Warnke E.P.** (1975), Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete, International Association of Bridge and Structural Engineers, Seminar on Concrete Structures subjected to triaxial stresses, paper III-1, Bergamo, Italy, IABSE Proc. 19.

**Wu Z.Y., Clément J.-L., Tailhan J.-L., Boulay C., Fakhri P.** (2002), Fatigue test on damaged reinforced concrete specimens strengthened by carbon cloth, Proceedings of HPSC2002, Seville Spain 2002, pp347-355.

**Wu Z.Y., Clément J.-L., Boulay C., Tailhan J.-L.**(2002), Fatigue behaviour of precracked RC beams strengthened with CFRP, ACI Structural Journal, décembre, 2002, soumis pour publication.

**Wu Z. Y., Clément J.L., Tailhan J.L, Boulay C., Fakhri P.** (2003), Static and fatigue tests on precracked RC beams strengthened with CFRP Sheets, Proceedings of FRPRCS-6, 8-10 July 2003, Singapore, pp913-922.