

## ► To cite this version:

Minh Duc Ngo. Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin). Matériaux composites et construction. Université de Lyon, 2016. Français. NNT: 2016LYSE1169. tel-01430749

# HAL Id: tel-01430749 https://theses.hal.science/tel-01430749

Submitted on 10 Jan 2017  $\,$ 

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



N°d'ordre NNT : 2016LYSE1169

# THESE de DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE LYON

opérée au sein de l'Université Claude Bernard Lyon 1

> Ecole Doctorale N° ED162 (MEGA)

Spécialité de doctorat : Génie Civil

Soutenue publiquement le 23/09/2016, par :

# **NGO Minh Duc**

# Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de lin)

Directeur de thèse : Co-Encadrements :

FERRIER Emmanuel MICHEL Laurent LIMAM Ali

Devant le jury composé de :

LI Alex-Professeur-Université de Reims Champagne-Ardenne	Rapporteur
AL MAHMOUD Firas-Maître de conférences/HDR-Institut de Jean Lamour	Rapporteur
DE FELICE Gianmarco-Professeur-Université Roma Tre	Examinateur
MARTINELLI Enzo-Maître de conférences/HDR-Université de Salerno	Examinateur
FERRIER Emmanuel-Professeur-Université Claude Bernard Lyon 1	Directeur de thèse
MICHEL Laurent-Maître de conférences -Université Claude Bernard Lyon 1	Co-directeur de thèse
LIMAM Ali-Professeur- INSA de Lyon	Co-directeur de thèse

# **UNIVERSITE CLAUDE BERNARD - LYON 1**

#### Président de l'Université

Président du Conseil Académique

Vice-président du Conseil d'Administration

Vice-président du Conseil Formation et Vie Universitaire

Vice-président de la Commission Recherche

Directeur Général des Services

#### M. le Professeur Frédéric FLEURY

M. le Professeur Hamda BEN HADID

M. le Professeur Didier REVEL

M. le Professeur Philippe CHEVALIER

M. Fabrice VALLÉE

M. Alain HELLEU

## **COMPOSANTES SANTE**

Faculté de Médecine Lyon Est – Claude Bernard

Faculté de Médecine et de Maïeutique Lyon Sud – Charles Mérieux

Faculté d'Odontologie

Institut des Sciences Pharmaceutiques et Biologiques

Institut des Sciences et Techniques de la Réadaptation

Département de formation et Centre de Recherche en Biologie Humaine

Directeur : M. le Professeur J. ETIENNE

Directeur : Mme la Professeure C. BURILLON

Directeur : M. le Professeur D. BOURGEOIS

Directeur : Mme la Professeure C. VINCIGUERRA

Directeur : M. le Professeur Y. MATILLON

Directeur : Mme la Professeure A-M. SCHOTT

# *COMPOSANTES ET DEPARTEMENTS DE SCIENCES ET TECHNOLOGIE*

Faculté des Sciences et Technologies	Directeur : M. F. DE MARCHI
Département Biologie	Directeur : M. le Professeur F.
Département Chimie Biochimie	THEVENARD
Département GEP	Directeur : Mme C. FELIX
Département Informatique	Directeur : M. Hassan HAMMOURI
Département Mathématiques	Directeur : M. le Professeur S.
Département Mécanique	AKKOUCHE
Département Physique	Directeur : M. le Professeur G. TOMANOV
UFR Sciences et Techniques des Activités Physiques et Sportives	Directeur : M. le Professeur H. BEN HADID
Observatoire des Sciences de l'Univers de Lyon	Directeur : M. le Professeur J-C PLENET

Polytech Lyon

Ecole Supérieure de Chimie Physique Electronique Institut Universitaire de Technologie de Lyon 1 Ecole Supérieure du Professorat et de l'Education Institut de Science Financière et d'Assurances Directeur : M. Y.VANPOULLE

Directeur : M. B. GUIDERDONI

Directeur : M. le Professeur E.PERRIN

Directeur : M. G. PIGNAULT

Directeur : M. le Professeur C. VITON

Directeur : M. le Professeur A. MOUGNIOTTE

Directeur : M. N. LEBOISNE

## Remerciements

Cette thèse a été réalisée au Laboratoire des Matériaux Composites pour la Construction (LMC<sup>2</sup>) de l'Université Claude Bernard Lyon 1 sous la direction du professeur Emmanuel Ferrier, Monsieur Michel Laurent, et professeur Ali Limam. En effet, je n'aurais jamais pu réaliser ce travail doctoral sans le soutien d'un grand nombre de personnes dont la générosité, la bonne humeur et l'intérêt manifestés à l'égard de ma recherche m'ont permis de mener cette étude. Je tiens à leur exprimer mes plus sincères remerciements pour leurs conseils, leur grande disponibilité et leur enthousiasme tout au long de ces trois années de thèse dans le domaine de la recherche.

Je tiens à remercier tous les membres du jury, à savoir le professeur A. Li de l'Université de Reims Champagne-Ardenne, le maitre de conférence F. Al Mahmoud de l'institut de Jean Lamour, le professeur G. De Felice de l'Université Roma Tre, et le maitre de conférence E.Martinelli de l'Université de Salerno, d'avoir accepté de participer à mon jury de thèse.

Je voudrais remercier également tout membre du laboratoire, en particulier Sylvain Bel, Carmelo Caggegi qui m'ont aidé dans l'application de la méthode de corrélation d'images Nadège Reboul, Bruno Jurkiewiez pour ses idées dans les tests expérimentaux et la modélisation numérique ; et la secrétaire du laboratoire Anissa Benyoub.

Pour réaliser les essais en laboratoire, je tiens à remercier les deux techniciens Emmanuel Janin, Norbert Cottet pour leurs aides et leurs idées dans la préparation des essais.

Je voudrais remercier particulièrement Monsieur Emmanuel Ferrier et monsieur Laurent Michel qui m'ont suivi et m'ont aidé dans tout le long de thèse

Enfin, les mots les plus simples étant les plus forts, j'adresse toute mon affection à ma famille pour son irremplaçable et inconditionnel soutien. La vie m'a donné une chance d'avoir deux mères, ma vraie mère au Vietnam et ma marraine, madame Michèle Tournebise en France, elles m'ont toujours encouragé à avancer dans la vie malgré les difficultés. Pour finir, je tiens à remercier de tout mon cœur mon épouse Phuong qui m'a toujours soutenu et encouragé dans mes entreprises tant professionnelles que personnelles.

## RESUME

Dans le domaine de la construction, le béton armé est un matériau le plus couramment utilisé pour construire des bâtiments, des ponts...Avec sa grande histoire, il y a un très grand nombre d'ouvrages qui se retrouve dégradé pour de multiples raisons tels que les accidents routiers, l'évolution de trafic, les modifications de chargement dans les bâtiments ou les actions climatiques... Pour résoudre ces problèmes, deux possibilités principales s'offrent aux maitres d'ouvrage : la reconstruction ou la réparation. La reconstruction est une solution intéressante mais coûte très cher et ne peut pas être appliquée pour tous les ouvrages (ouvrages historiques ...) La deuxième solution est donc souvent utilisée pour maintenir les ouvrages dans un bon état de service. Une des méthodes de réparation couramment utilisée consiste à l'application de matériaux composites pour renforcer les structures béton armé. Les coûts relativement acceptables et la mise en œuvre rapide en font une solution technique de plus en plus appréciée.

La technique de renforcement par matériaux composites se traduit par l'encollage de tissu ou de plats réalisés à partir de fibres de carbone ou de verre sur un support en béton. Ces types de matériaux ne sont pas d'origine naturelle, leur production provoque de forts impacts sur l'environnement et de plus, ces matériaux ne sont pas dégradables à leur fin de vie. Donc pour répondre à la question du développement durable qui demande que tous les domaines respectent l'environnement, un nouveau matériau écologique pouvant remplacer ces matériaux dans le renforcement de structure béton armé est toujours demandé. La fibre de Lin est un matériau d'origine naturelle qui présente de bonnes propriétés mécaniques. A l'heure actuelle, la fibre de Lin est appliquée dans plusieurs domaines : l'automobile, le sport, … Dans le domaine génie civil, avec ses bonnes propriétés mécaniques, la fibre de lin peut être utilisée dans le domaine du renforcement des structures béton armé en substitution des fibres courantes (fibre de carbone, fibre de verre...)

Le but de cette thèse est l'évaluation de la capacité d'utilisation des fibres de Lin dans le renforcement de poutres béton armé. L'étude se focalisera au cas de renforcement au cisaillement qui n'est pas bien documenté dans la littérature, sui sera comparé avec le renfort par des fibres de carbone. Le programme expérimental est réalisé sur des tests de flexion 3 points avec la charge approche de l'appui pour avoir un fort effort tranchant dans la zone intéressée sur des poutres rectangulaires et des poutres en T. Les poutres sont renforcées par des tissus de lin bidirectionnels et unidirectionnels et par différentes configurations de renforcement. Les normes de calcul ACI, FIB, CSA, CNR-DT... recommandées pour calculer des structures avec des renforts de carbone et de verre dans le renforcement au cisaillement sont appliquées afin de vérifier leur efficacité dans le cas d'un renforcement par fibres de lin. Enfin un modèle numérique est étudié par la méthode des éléments finis pour reproduire le comportement des poutres renforcées par fibre naturelle afin d'étudier les paramètres qui jouent un rôle important dans le renforcement au cisaillement des poutres béton armé par fibre de lin.

Les résultats montrent que le renfort par fibre de Lin présente des effets significatifs dans le renforcement au cisaillement de poutres béton armé (augmentation de la résistance de cisaillement de 10% à 33%). Le renfort par fibres de Lin présente une capacité mécanique équivalence à celle de fibre de carbone dans le renforcement au cisaillement de poutres béton armé et un potentiel dans le renforcement de structure béton armé. Les résultats du modèle numérique par la méthode des éléments finis traduisent un comportement similaire à ceux enregistrés lors des essais expérimentaux. Le modèle numérique valide aussi la capacité de la fibre de lin par rapport celle de fibre de carbone dans le renforcement au cisaillement des poutres béton armé.

## ABSTRACT

In the field of construction, concrete is the most common material used to construct buildings, bridges... With its great history, there are a large number of structures that is found degraded for many reasons such as road accidents, changes in traffic, load changes in buildings or climate action ...To resolve these issues, two main options available to project owners: the reconstruction or repair. Reconstruction is an interesting solution but is very expensive and cannot be applied to all structures (historical works ...). The second solution is often used to keep the structures under service conditions. A repair methods commonly used is the application of composite materials to strengthen reinforced concrete structures. The relatively acceptable cost and rapid implementation make this technical solution increasingly appreciated.

The Flax fiber is a natural material which has good mechanical properties. At present, the flax fiber is applied in several areas: automotive, sports ... In the civil engineering field, with its good mechanical properties, flax fiber can be used in the field of building Reinforced Concrete structures substitution of regular fibers (carbon fiber, fiberglass ...)

The aim of this thesis is the evaluation of the ability to use flax fibers in strengthening reinforced concrete beams. The study will focus on a case of shear reinforcement that is not well documented in the literature; it will be compared with the reinforcement with carbon fibers. The experimental program was carried out on 3-point bending tests with the support of load approach for a strong shear in the area concerned on rectangular beams and T-beams. The beams are reinforced by bidirectional flax fabrics and unidirectional reinforcement and different configurations. The calculation standards ACI, FIB, CSA, CNR-DT ... recommended to calculate structures with carbon reinforcements and glass in building for shear strengthening are applied to ensure their effectiveness in the case of a reinforcement flax fibers. Finally, a numerical model is being studied by the finite element method to reproduce the behavior of beams reinforced with natural fiber to study the parameters that play an important role in shear strengthening of concrete beams reinforced with flax fiber.

The results show that the reinforcing flax fiber has significant effects in the shear reinforcement of reinforced concrete beams (increase in shear resistance of 10% to 33%). The reinforcement by flax fiber has a mechanical capacity equivalent to that of carbon fiber in the shear reinforcement of reinforced concrete beams and potential in strengthening reinforced concrete structure. The results of the numerical model by the finite element method reflect a behavior similar to those obtained during the experimental tests. The model also valid flax fiber capacity comparable to that of carbon fiber in the shear strengthening of reinforced concrete beams.

# Table des matières

1 CHAP	ITRE I : BIBLIOGRAPHIE	17
1.1 Le re	enforcement de structures en béton armé (BA)	17
1.2 Renf	orcement par Polymère Renforcé de Fibres (PRF)	18
1.2.1	Définition.	18
1.2.2	Polymère renforcé de fibres classique	18
1.2.3	La Matrice	19
1.2.4	Problème d'adhérence avec béton.	20
1.2.5	Polymère renforcé de fibres naturelles	21
1.2.5.1	Classification	21
1.2.5.2	Avantages, Inconvénients	22
1.2.5.3	Applications	23
1.2.5.4	Fibre de Lin	24
1.2.6	Renforcement en flexion.	25
1.2.7	Renforcement en cisaillement	27
1.2.8	Renforcement à la compression	29
1.3 Revu	e de littérature	31
1.3.1	Méthode de renforcement au cisaillement de poutres BA par matériaux composites.	31
1.3.2	Méthode de collage externe (''Externally-bonded'' (EB))	31
1.3.3	Méthode de renforcement par bar NSM "Near-surface mounted"	40
1.3.4	Méthode de renforcement ETS ''Embedded through-section''	46
1.3.5	Conclusion	49
1.4 Com	portement de poutres BA	50
1.4.1	Base de calcul de la résistance au cisaillement d'une poutre.	
1.4.2	Code de calcul pour la prédiction de la résistance en cisaillement des poutres BA	58
1.4.3	Norme de conception	59
1.4.3.1	EUROCODE 2	59
1.4.3.2	CAN/CSA-S806 2002	60
1.4.3.3	Fib-TG 9.3 2001	60
1.4.3.4	CNR-DT200 (2004)	61
1.4.3.5	ACI 440.2R (2008)	63
1.4.3.6	CAN/CSA-S6 2006	64
1.4.4	Facteurs influençant la contribution du FRP dans le cas du cisaillement	65

Renforceme	nt au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fib	ore de Lin)
1.4.4.	1 Modèle de liaison	66
1.4.4.	2 Déformation effective	67
1.4.4.	3 Acier transversal	69
1.4.4.	4 Ratio de travée de cisaillement-Profondeur effective (a/d)	70
2 CHA	PITRE II : PROGRAMME D'EXPERIMENTAL.	
2.1 Rés	umé	72
2.2 Intr	oduction et Background	72
2.3 Par	amètres d'étude	73
2.4 Des	cription de programme expérimental	74
2.4.1	Présentation des corps d'épreuve	74
2.4.1.	1 GROUPE R :	75
2.4.1.	2 GROUPE T :	76
2.4.2	Configuration de renforcement par FRP	77
2.4.3	Matériaux	79
2.4.3.	l Béton	79
2.4.3.	2 Acier	81
2.4.3.	3 Epoxy.	82
2.4.3.	4 Le renforcement de Lin.	
2.4.3.	5 Fibre de Carbone	87
2.4.4	Setup de test et procédure	
2.4.4.	Préparation des spécimens	
2.4.4.	2 Procédures de renforcement	90
2.4.4.	3 Test setup et instrumentations	92
2.5 Pré	sentation de résultats	96
2.5.1	Réponse globale	97
2.5.2	Présentation de résultats par série.	100
2.5.2.	I GROUPE R :	100
2.5.2.	2 GROUPE T:	106
2.5.3	Réponse de déflexion	112
2.5.4	Réponse de déformation	113
2.6 Dis	cussion de résultats	119
2.6.1	Efficace de fibre de lin vs fibre de carbone	
2.6.2	Effet de renfort interne-acier transversal	122
2.6.3	Comparaison de résultats de test avec la norme de conception	124

2.7	Conc	lusion	
<b>3</b> Cl	HAP	<b>TIRE III : MODELISATION NUMERIQUE</b>	
3.1	Intro	duction	127
3.2	Méth	ode des éléments finis	
3.2	.1	Logiciel Abaqus	
3.2	.2	Abaqus/Explicite vs Abaqus/Standard	
3	3.2.2.1	Abaqus/Explicite	
3	3.2.2.2	Abaqus/Standard	
3	3.2.2.3	Conclusion	
3.2	.3	Utilisation d'Abaqus/Explicite pour régler le problème quasi-statique	
3	3.2.3.1	Accélération de la vitesse de chargement	
3	3.2.3.2	Courbe d'amplitude lissée (smooth step amplitude curve)	137
3	3.2.3.3	Mis à échelle de masse (mass scalling).	
3	3.2.3.4	Balance d'énergie (Energy balance)	
3.2	.4	Modèle CDP	
3	3.2.4.1	Présentation	
3	3.2.4.2	Paramètres d'entrée du modèle CDP	140
3.3	Prése	entation du modèle	141
3.3	.1	Introduction	141
3.3	.2	Matériaux.	
3	3.3.2.1	Béton	142
3	3.3.2.2	Aciers.	146
3	3.3.2.3	LFRP	147
3.3	.3	Géométrie	149
3	3.3.3.1	Type d'éléments	
3	3.3.3.2	Interface Béton-Composite (Résine d'époxy TFC)	
3.3	.4	Etude du maillage	
3.3	.5	Etude de la période de temps dans Abaqus/Explicite	
3.3	.6	Abaqus/Explicite vs Abaqus/Implicite	
3.3	.7	Etude d'énergie de fissuration du béton et validé du modèle	161
3.4	Prése	entation de résultats	
3.4	.1	Poutres non-renforcées	
3	3.4.1.1	Réponse global	
3	3.4.1.2	Réponse Locale	166

utre renforcées	
Validation du modèle de renforcement par composite	170
Réponse globale	174
Réponse locale	176
tion de la méthode de corrélation d'images.	
e paramètre	
RP vs CFRP	
pport de a/d	
ion	191
USIONS ET PERSPECTIVES	
	utre renforcées

## **INTRODUCTION**.

#### Problématique

Dans la construction génie civil, le béton armé, l'acier et le bois... sont des matériaux souvent utilisés pour construire des ouvrages. Le béton armé est un matériau qui est le plus souvent utilisé dans des bâtiments, des ponts, des chaussées et les ouvrages de fondation grâce à ses performances et souplesse d'emploi permettent au béton d'être présent dans tous les domaines du génie civil. L'utilisation du béton armé commence en Angleterre, des entrepreneurs comme Alexander Payne et plus sérieusement Thaddeus Hyatt, tentèrent dans les années 1870 de disposer des armatures dans les bétons. Aux États-Unis, les armatures métalliques du béton furent dévoilées par William E. Ward et exploitées par Ernest Leslie Ransome, avec les fers Ransome dans les années 1880. A cette époque, le béton armé commençait à être appliqué dans la construction des ouvrages. A l'heure actuelle, le béton armé est un matériau indispensable dans la construction. Avec une longue histoire d'innovation du béton dans le développement de domaine génie civil, il existe beaucoup d'ouvrages anciens qui ne peuvent plus supporter les conditions de charges actuelles comme par exemple les ponts qui sont soumis à des conditions d'exploitation de plus en plus exigeantes. Le développement rapide de l'économie entraîne l'augmentation continue du nombre de véhicules et de leur poids. Ainsi, les charges de sollicitation effectives ne correspondent plus aux charges de calcul pour lesquelles les anciens ponts ont été conçus. Avec la combinaison de la détérioration des matériaux due à l'environnement tels que les actions de l'eau, des produits chimiques qui accélèrent le processus de dégradation et du vieillissement, la durée de vie utile d'un ouvrage se trouve sensiblement réduite. Face à ce problème, ces ouvrages ont besoin d'être reconstruits ou réhabilités pour adapter les conditions de chargement actuelles afin d'assurer la sécurité des usagers.

#### Renforcement externe de structure en béton armé

La technique de renforcement externe de structure en béton armé est une technique utilisée pour réhabiliter ou augmenter la résistance de structures en béton armé (BA) lorsque celles-ci présentent des dégradations de matériaux, des défauts de conception ou bien exécution ou lorsque le chargement actuel demande une structure plus résistance pour la sécurité. Le principe de cette technique est le remplacement des matériaux dégradés et/ou l'ajout de nouveaux matériaux, d'utiliser des matériaux beaucoup plus performants que la section de structure initiale, d'augmenter la section de structure par l'ajout de matériau (béton...). La technique a recours le plus souvent à l'utilisation des aciers en tant que renforts externes passifs ou actifs qui présentent des avantages comme une haute performance... mais présentent aussi des inconvénients : corrosion, poids élevé, adaptation difficile vis-à-vis des sections complexes de structure... C'est pourquoi l'utilisation de matériaux composites devient un

moyen intéressant en remplacement de l'acier dans le renforcement de structure en béton armé. Ces matériaux présentent un bon potentiel de facilité d'adaptation à n'importe quelle section de structure donc une mise en œuvre très facile grâce à leur faible poids, leur haute performance en traction, anticorrosion...

Les recherches concernant l'utilisation des matériaux composites dans le renforcement de structure béton armé ont été bien développées et montrent que cette technique est désormais éprouvée. Les études sur des confinements des colonnes et des renforcements en flexion des poutres sont très bien documentées. Les propositions des formules de calcul qui permettent de prévoir la contribution du système de renfort utilisant des Fibres de Polymère Renforcement sont présentes dans plusieurs normes de calcul : CSA S6-06, ACI 440.2R-02 et européenne fib-TG9.3-01... Par contre pour le renforcement de cisaillement des structures béton armé, les calculs proposés par les normes sont encore limités.

#### Problématique du renforcement de cisaillement en utilisant FRP

Le problème de cisaillement des structures béton armé est un phénomène dont les calculs mécaniques ne sont pas tout à fait maitrisés car il existe différents paramètres qui interviennent tels que : la résistance du béton, la présence de l'acier transversal et longitudinal, la position de chargement... sans compter sur les différents paramètres des matériaux de renforcement : rigidité de FRP, interaction Béton-FRP... De ce fait on constate des écarts entre les prédictions avancées par les normes et les résultats expérimentaux [1].

#### Renforcement en cisaillement en utilisant des fibres naturelles

Bien que les fibres courantes : fibres de carbone, fibre de verre... présentent plusieurs avantages, un inconvénient important est celui de l'impact des FRP au niveau du développement durable. La production de ces matériaux est d'origine pétrolière et provoque de forts impacts sur l'environnement. Dans leur cycle de vie, ces matériaux ont besoin de centaines d'années pour se dégrader.

Dans la nature, il existe des plantes qui donnent des fibres présentant de bonnes caractéristiques mécaniques et bien sûr écologiques (fibre de lin, fibre de jute, fibre de sisal...), l'impact sur l'environnement étant dans ce cas lié aux méthodes d'extraction et de transformation. Ces fibres peuvent donc remplacer les fibres de renforcement classique. L'étude présentée ici doit permettre d'évaluer la capacité des fibres naturelles dans le renforcement des structures en béton armé.

#### Objectif du projet de recherche

L'objectif principal de ce projet de recherche est d'évaluer la capacité de renforcement d'une fibre naturelle : la fibre technique de Lin (Flaxtechnic®) dans le renforcement de structure béton armé

notamment vis-à-vis du renforcement au cisaillement des poutres béton armé en comparant avec les matériaux composites courants : CFRP, GFRP... à travers des investigations expérimentales et numériques.

A la lumière des résultats des investigations expérimentales, le programme de modélisation numérique va reproduire le comportement au cisaillement de poutres renforcées et des études paramétriques seront réalisées à base des résultats obtenus.

#### Présentation du mémoire

Le mémoire est divisé en trois chapitres principaux :

- Le chapitre 1 est consacré à une revue de la littérature. Il porte sur l'état de l'art du comportement de poutres béton armé renforcées par des matériaux composites classiques (CFRP, GFRP), ainsi que les normes de calcul qui prévoient la contribution du composite dans le renforcement de cisaillement des poutres BA. Une revue de la littérature sur l'étude concernant le renforcement des structures BA par des fibres naturelles est également présentée.
- Le chapitre 2 présente le programme expérimental réalisé sur une variation des poutres : rectangulaires et en Té avec différents paramètres.
- Le chapitre 3 présente le programme de modélisation numérique par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Abaqus. A la base des résultats obtenus, des études paramétriques sont réalisées afin de quantifier les paramètres qui influencent la contribution de résistance de cisaillement du composite.

Enfin, une conclusion de la présente étude et des recommandations pour des travaux futurs sont présentées à la fin du mémoire.

## **1 CHAPITRE I : BIBLIOGRAPHIE**

#### 1.1 Le renforcement de structures en béton armé (BA)

Dans les ouvrages en béton armé, il est possible de classer les éléments constitutifs en deux catégories : les éléments verticaux (poteaux, voiles) et les éléments horizontaux (poutres, dalles). Aux différents stades de l'évolution de la vie de l'ouvrage, de l'étude à la fin de vie de l'ouvrage, plusieurs raisons peuvent conduire à renforcer les ouvrages afin de maintenir leur sécurité ou leurs fonctions. On peut dès lors citer une mauvaise conception, une mauvaise réalisation (positionnement d'armatures passives par exemple) ou encore des défauts de durabilité. Une des solutions envisageables consiste à appliquer des matériaux composites sur la plupart des éléments béton standards (Figure 1-1). Ce type de réparation peut permettre d'augmenter les résistances à rupture, augmenter la ductilité, limiter les ouvertures de fissures ...



Figure 1-1 : Renforcement de structures BA par matériaux composites

Les types de renforcement des structures en BA par matériaux composites sont présentés dans ce chapitre en fonction des sollicitations de chaque type de structure et du mode de rupture de la structure. Les types de renforcement généralement sont divisés en trois catégories :

- Renforcement en flexion,
- Renforcement en cisaillement,
- Renforcement en compression (par confinement).

#### 1.2 Renforcement par Polymère Renforcé de Fibres (PRF)

#### 1.2.1 **Définition.**

Un polymère renforcé de fibres PRF (Fibre Reinforced Polymer : FRP) est un matériau composite qui se compose d'un arrangement de matrice et de fibres continues ou discontinues. De façon générale, les fibres de carbone ou de verre sont noyées dans une matrice polymère. La résistance mécanique de la matrice est beaucoup plus faible que celle des fibres. De par l'orientation privilégiée des fibres le matériau composite est en général anisotrope. Ses caractéristiques mécaniques et chimiques, et sa densité très favorable en font un matériau très efficace comparé au métal.

Dans le domaine de la construction, les matériaux composites sont souvent utilisés dans le renforcement et la réparation de structures en béton armé comme les poutres, voiles, colonnes,... notamment dans les bâtiments, ponts... Les matrices utilisées sont généralement d'origine pétrolière. On peut citer notamment les résines polyester thermodurcissable, les résines époxydes, les résines vinylester ou encore les résines thermoplastiques (polyamides...).

Au niveau des fibres, les fibres de verre, de carbone ou d'aramide sont les plus courantes. La fabrication des différents types de fibre demande une haute technicité avec un coût relativement élevé et à un fort impact au niveau environnemental. De plus, ce type de composite en fin de vie devient un déchet non dégradable et non renouvelable.

L'utilisation de fibres naturelles en substitution des fibres minérales devient par voie de conséquence une alternative intéressante vis-à-vis des fibres de carbone, verre... A l'heure actuelle elles sont développées et utilisées dans plusieurs domaines comme : l'automobile, l'aéronautique, le nautisme... Dans la construction, le renforcement de structures avec fibres naturelles est à ces débuts avec essentiellement une utilisation avec des fibres courtes. Les études sur les composites naturels à fibres longues sont quant à elles beaucoup plus limitées. Néanmoins les demandes fortes vis-à-vis de l'écologie poussent à développer des procédés utilisant des matériaux moins nocifs pour l'environnement.

#### 1.2.2 **Polymère renforcé de fibres classique**

Les fibres utilisées dans le renforcement de structure sont en général des fibres de carbone, de verre, d'aramide ou de basalte (Figure 1-2). Ces fibres ont un comportement élastique jusqu'à la rupture avec une très grande résistance en traction et module d'élastique comme la présentation dans la Tableau 1.1 :



Figure 1-2 : a) Fibre de carbone ; b) Fibre de verre ; c) fibre d'aramide

Matériau	Résistance en	Module	Déformation à la
Materiau	traction (MPa)	d'élastique (GPa)	rupture (%)
Verre FRP	480-1600	35-51	1.2-3.1
Basalte FRP	1035-1650	45-59	1.3-3.0
Aramide FRP	1720-2540	41-125	1.9-4.4
Carbone FRP	1720-3690	120-580	0.5-1.9

Tableau 1.1 : propriétaires mécaniques des composites classiques [2]

Grâce à leurs très bonnes propriétés mécaniques, ces fibres sont développées et commercialisées dans plusieurs domaines. Dans la construction, ces fibres peuvent être utilisées pour remplacer les aciers ou bien dans le cadre d'un renforcement (Figure 1-3). L'utilisation de ces fibres dans le renforcement de structure présente beaucoup d'avantages : de fortes performances, une anti corrosion sans pour autant modifier les dimensions de la structure... L'efficacité de ces fibres a été validée par de nombreuses recherches.





#### 1.2.3 La Matrice

La matrice dans un composite est la phase continue qui assure la cohésion, le transfère et la répartition des contraintes, protège des agressions extérieures les renforts et commande la mise en œuvre. Dans le domaine de renforcement externe des structures par des matériaux composites, la matrice du composite peut être classifiée en deux types :

- Résines thermodurcissables : le durcissement est définitif lors du cycle de polymérisation, le processus de transformation est irréversible.
- Résines thermoplastiques : le polymère est mis en forme par chauffage et le processus de transformation est réversible.

La résine utilisée souvent dans les renforcements de structure est une résine thermodurcissable grâce à sa facilité de mise en œuvre. La résine époxy est l'un des types de résine le plus utilisé couramment dans le renforcement de structure par collage.

#### 1.2.4 **Problème d'adhérence avec le béton.**

Dans le renforcement externe par matériaux composites, les matériaux composites présentent une efficacité significative dans la capacité de la structure. Le problème qui apparaît souvent dans ce type de renforcement est le décollement du composite (Figure 1-4). Ce problème limite la contribution du composite à la résistance de la structure.

Plusieurs types de rupture peuvent apparaître :

- a) Décollement du béton d'enrobage des armatures ;
- b) Décollement du renfort composite à son extrémité ;
- c) Décollement localisé du renfort sous la fissuration au cisaillement ;
- d) Décollement localisé du renfort sous la fissuration de flexion.





Pour limiter ces phénomènes, différents systèmes d'ancrage peuvent être appliqués à l'extrémité des bandes composites ou à sur toute leur longueur. De cette manière, la liaison entre le béton et le composite est augmentée, donc la contribution du composite à la résistance de la structure est améliorée.

#### 1.2.5 **Polymère renforcé de fibres naturelles**

#### 1.2.5.1 Classification

Dans la nature, il existe de nombreuses variétés de fibres naturelles, mais seules certaines présentent des propriétés mécaniques suffisantes justifiant leur usage comme renfort de matériaux composites. Excepté le bois ou ses dérivés, la fibre naturelle est un co-produit issu d'un processus de transformation, les fibres peuvent être classifiées selon l'organigramme suivant (Figure 1-5):



#### Figure 1-5 : Classification des fibres naturelles

Dans les fibres naturelles végétales, les deux types de fibres couramment utilisées sont les fibres de bois ou les fibres agricoles. Dans le cadre de l'étude, seules les fibres agricoles sont utilisées. Les principales catégories de fibres agricoles sont :

-Fibres extraites de tiges : Lin, chanvre, jute, kénaf, ramie, bambou...

-Fibres extraites des feuilles : fibres d'abaca, de sisal, de bananier, de palmier, ...

-Fibres extraites de l'enveloppe du fruit : fibres de coco...

Les propriétés mécaniques des fibres naturelles dépendent beaucoup de l'âge de la plante, de la saison, de la quantité d'eau, et du lieu de plantation... La technologie de fabrication est généralement par des procédures mécaniques : . Le Tableau 1.2 présente les caractéristiques mécaniques de quelques fibres naturelles qui peuvent être utilisées dans le renforcement de structure.

Type de Fibre	Densité g/cm <sup>3</sup>	Module	Résistance en	Module	Allongement à
		d'Young GPa	traction MPa	spécifique	rupture, %
				(E/1000p)	
Lin[4]	1.53	58±15	1339±486	38	3.27±0.4
Chanvre[5]	1.52	70	920	46	1.7
Jute[5]	1.52	60	860	39	2
Kénaf	1.93[6]	14-38[7]	240-600[7]	12-32	-
Ortie[8]	-	87±28	1594±640	-	2.11±0.81

Tableau 1.2 : propriétés mécaniques des fibres naturelles.

#### 1.2.5.2 Avantages, Inconvénients

Les fibres naturelles présentent plusieurs avantages. Tout d'abord, ses constituants sont issus de l'environnement naturel donc correspondent à une ressource biodégradable, elles présentent de ce fait un faible impact environnemental (six fois moins énergivore que les fibres de verre et douze fois moins que les fibres de carbone[9]). Au niveau du prix, elles présentent un coût faible : jusqu'à neuf fois moins chère que les fibres de verre et jusqu'à cinq cents fois moins chère que les fibres de carbone [10]. Enfin, au niveau de la densité par rapport aux fibres classiques, les fibres naturelles présentent des masses volumiques pouvant être divisées par deux. De plus dans le cadre de la construction, les fibres végétales peuvent présenter des avantages vis-à-vis de l'isolation et de l'inertie thermique.

Malgré tous ces avantages, un des inconvénients majeurs qui limite l'utilisation des matériaux composites naturels découle du caractère naturel de ces fibres qui peut avoir des conséquences à la fois sur la durabilité et sur la constance des caractéristiques mécaniques.

#### 1.2.5.3 Applications

Avec les demandes fortes vis-à-vis du développement durable, l'utilisation des matériaux naturels est croissante durant ces dernières années. L'application de fibres naturelles est étudiée dans les secteurs du bâtiment, des industries automobiles, des loisirs (Figure 1-6).



Figure 1-6 : Applications de fibre de Lin dans a) véhicules b) bâtiments c) électroniques

Avec sa bonne caractéristique iso thermique et iso acoustique, elles sont utilisées pour fabriquer les plaques servant d'isolation dans le bâtiment. Grace à leurs bonnes caractéristiques mécaniques et leur densité faible, les composites naturels permettent de fabriquer des coques pour les véhicules de transport par exemple. La consommation d'un véhicule étant reliée à sa masse, il est donc intéressant de réduire la masse d'un véhicule afin de réduire le coût d'essence, les impacts environnementaux. En plus avec sa bonne valeur d'amortisseur (Figure 1-7), elle peut réduire l'endommagement dans le cas d'accident.



Figure 1-7 : Valeur d'amortisseur des fibres [11]

#### 1.2.5.4 Fibre de Lin

La fibre de Lin est une fibre naturelle issue de tiges de la plante. Les fibres techniques sont extraites par l'écrasement du corps des plantes (Figure 1-8) par des actions mécaniques.



Figure 1-8 : a)champ de Lin, b) Tissu de Lin

La fibre de Lin présente de très bonnes caractéristiques mécaniques par rapport aux autres fibres naturelles où elle est classée au premier plan et par rapport aux fibres classiques, elle est classée après les fibres de carbone. La rigidité des fibres dépend de l'âge de la plante de Lin, de la météo, et des conditions géologiques. Les fibres de Lin présentes les propriétés spécifiques suivantes :

- Faible densité (1,5 g/cm3 vs 2,54 g/cm3 de fibre de verre) ;
- Rigidité spécifique plus grande que la fibre de verre ;

- L'absorption de vibration plus grande que les fibres de verre et de carbone ;
- L'isolation thermique et acoustique plus élevée que celle des fibres de verre et de carbone ;
- Moins impacts sur l'environnement que les fibres de verre et de carbone (Figure 1-9)



Figure 1-9 : impacts environnementaux de la production de fibre de Lin peigne comparés à la fibre de verre (Extrait du *livre technique "Fibres de lin et chanvre: une solution naturelle pour l'industrie des composites"*, CELC)

#### 1.2.6 **Renforcement en flexion.**

Ce type de renforcement est appliqué pour les structures qui supportent une sollicitation due au moment fléchissant. Les fissures ou bien l'endommagement apparaissent dans la zone de traction des poutres ou des dalles (Figure 1-10).





Ce type d'endommagement peut également apparaître dans des éléments verticaux types voiles ou poteaux lorsque ceux-ci sont soumis à des sollicitations complexes telles que le séisme par exemple (Figure 1-11).



Figure 1-11 Rupture de poteau en flexion et cisaillement sous sollicitation de séisme Gujurat, India (26/01/2001)

Dans la plupart des cas, les renforts utilisés sont généralement des bandes de tissu unidirectionnel pour le cas de poutre, des bandes bidirectionnelles pour le cas des dalle ou le cas de sollicitations complexes sur les voiles et poteaux. Le composite sera collé au béton dans la zone tendue à l'aide de résine (Figure 1-12).



Figure 1-12 : Renforcement en flexion de dalle par FRP

La technique de renforcement en flexion par matériaux composites est largement appliquée dans le génie civil. C'est une des méthodes efficaces pour renforcer et réparer la structure sans changer la taille de cette structure. Les résultats expérimentaux montrent clairement que le renforcement par composite modifie essentiellement la deuxieme partie de la relation moment-courbure et permet d'augmenter le moment ultime de 50 à 200% selon la technologie d'application des composites, et selon la pourcentage de l'aicer présenté dans la section [12].



Figure 1-13 : Comportement mécanique de poutres BA et BA renforcées [12]

#### 1.2.7 Renforcement en cisaillement

La rupture en cisaillement apparait sur les zones où l'effort tranchant est élevé : la zone de la poutre à côté d'appuis, la zone de la dalle à coté de poteau (Figure 1-14). Avec la sollicitation complexe de séisme, la rupture de cisaillement apparait aussi sur les murs et poteaux (Figure 1-15).



Figure 1-14 : Rupture en cisaillement de la poutre



Figure 1-15 : Rupture en cisaillement du mur (séisme à BİNGÖL (TURKEY) 01/05/2003)

L'angle de fissures par rapport à l'axe principal est compris entre 23° à 45° selon la géométrie et la charge sur la structure. Les composites utilisés sont des tissus unidirectionnels et sont généralement disposés perpendiculaire à l'axe principal de la structure ou perpendiculaire à l'angle des fissures afin d'augmenter l'efficacité du renforcement (Figure 1-16)



Figure 1-16 : renforcement au cisaillement de la poutre

L'efficacité de cette méthode est validée par plusieurs recherches. L'augmentation de charge dans le cas de poutre varie de 10% à 200% selon la géométrie de la structure renforcée, la présence de renforcement interne, et la technique de liaison entre le composite et le béton [12].

#### 1.2.8 Renforcement à la compression

La rupture en compression apparait souvent dans les poteaux ou les voiles qui n'ont pas le renforcement transversal suffisant ou sous renforcés vis-à-vis de l'action sismique. L'endommagement est souvent traduit par l'écrasement du béton avec ou non la combinaison de charge en flexion.



Figure 1-17 : rupture de poteau (insuffisance de renfort transversal)

Cette technique de renforcement, souvent appelée renforcement par confinement, est applicable pour les poteaux, ou encore les cheminées des centrales nucléaires qui supportent de fortes charges de pression axiale. Le principe de cette technique est de limiter la dilatation de la deuxième direction perpendiculaire à la direction de contrainte normale selon la loi de Hooke :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{E} (1+\vartheta)\sigma_{ij} - \vartheta \sigma_{kk} \delta_{ij}$$
(1-1)

E : module d'Young

 $\vartheta$ : Coefficient de poisson.

 $\delta_{ij}$ : Symbole de Kronecker. ( $\delta_{ij} = 1 \ si \ i = j, \delta_{ij} = 0 \ si \ i \neq j$ )

Pour le cas de compression bi-axial (Figure 1-18):



Figure 1-18 : Compression bi-axiale

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} \sigma_{xx} - \vartheta \sigma_{yy} \tag{1-2}$$



Figure 1-19 : renforcement par confinement de poteaux

Les renforts utilisés sont unidirectionnels pour le cas de renforcement en compression pour les cas de poteau court, et bidirectionnels pour les cas de poteaux élancés sous charge complexe (combinaison de compression et flexion. Cette méthode a été validée par plusieurs recherches [14], [15],... La présence du confinement autour de la colonne peut augmenter la charge ultime de la structure de 27% à 170% en fonction de la géométrie de la structure et le nombre de couches de CFRP.

#### 1.3 **Revue de littérature**

Dans cette partie, les méthodes de renforcement au cisaillement des poutres BA par matériaux composites sont présentées. En général, pour un renforcement externe au cisaillement, il existe 3 méthodes de mise en œuvre des composites au support béton :

- Le collage externe (Externally-Bonded EB),
- Le collage dans des rainures en surface du béton (Near Surface Mounted NSM),
- Le collage dans des réservations perforées au sein de la section de béton (Embedded Throught Section ETS).

Une série d'essais issue de la littérature ([16], [17], [24], [28]...) est présentée pour évaluer l'efficacité de la technique de renforcement par composite utilisée dans le cas d'un renforcement au cisaillement de structures BA.

#### 1.3.1 Méthode de renforcement au cisaillement de poutres BA par matériaux composites.

Les recherches récentes ont validé le fort potentiel des composites FRP dans le renforcement des structures BA grâce à leurs caractéristiques attirantes, comme : leur très grand ratio entre résistance et densité, leur résistance à la corrosion, leur haute performance vis-à-vis de la fatigue. Dans la littérature, le renforcement en flexion des poutres et/ou des voiles, le renforcement au confinement des poteaux et le renforcement en cisaillement des poutres et des voiles sont relativement bien documentés. Les matériaux utilisés dans ces études sont souvent de la fibre de carbone, de la fibre de verre ou de la fibre d'aramide qui présentent beaucoup d'avantages au niveau mécanique. Le peu d'étude sur l'utilisation de matériaux composites naturels pour renforcer les structures BA montre un potentiel et montre clairement le besoin d'études supplémentaires.

#### 1.3.2 Méthode de collage externe (''Externally-Bonded'' (EB))

La plupart des activités de recherche utilise le FRP pour le renforcement de poutres en béton armé (BA) pour augmenter leur capacité de flexion. Vis-à-vis des renforcements au cisaillement, les recherches récentes sont très largement conduites sur des poutres de section en Té par la méthode de collage externe. Cette méthode est la méthode la plus courante dans le renforcement de structure par matériaux composites car elle est facile à exécuter et ne change pas la structure d'origine hormis le ponçage mécanique de surface nécessaire à un collage optimal. Dans cette méthode, les bandes continues ou non-continues de FRP sont collées sur les surfaces latérales de la poutre dans les zones où l'effort tranchant est élevé (Figure 1-20)



Figure 1-20 : Renforcement au cisaillement par la méthode EB : a) renforcement non-continu, b) renforcement continu, c) inclination des fibres



Figure 1-21 : configuration de renforcement par EB : a) confinement complet, b) collage latéral, c) collage en U

Les configurations de renforcement en cisaillement par la méthode EB sont classées comme suit:

- a) Le FRP est collé complètement sur les surfaces de la section transversale de la poutre (applicable seulement sur les sections rectangulaires),
- b) Le FRP est collé sur les deux faces latérales (side-bonding),
- c) Le FRP est collé sur les deux faces latérales et la face de traction de la poutre (Ujacketing),

Les processus de renforcement par la méthode de collage externe sont présentés par des étapes suivantes :

- La surface de renforcement est poncée mécaniquement. Une couche de béton de surface est enlevée pour assurer une bonne adhérence avec la résine ;
- La surface de renforcement est nettoyée à l'air comprimé pour enlever toutes les poussières sur la surface ;
- La résine et le composite sont préparés conformément aux prescriptions des fournisseurs. Une couche de résine est mise sur la surface du béton et une bande de composite est collée au support. La répétition est faite jusqu'à atteindre le nombre de couche requise. Une couche de fermeture est mise sur le dernière couche du composite.

La rupture des poutres apparaît en général par le décollement du renfort FRP collé sur les faces latérales dans la partie haute des poutres dans la plupart des cas expérimentaux. Donc, pour augmenter l'efficacité de cette méthode et limiter cette rupture par décollement des bandes composites latérales, des ancrages sont disposés dans plusieurs travaux. Cette section nous permet d'avoir une compréhension générale de l'apport du renforcement en cisaillement par collage externe de FRP, grâce aux expériences suivantes :

#### Triantafillou (1998) [16]

Triantafillou (1998) a proposé un modèle pour déterminer la contribution des FRP à la résistance au cisaillement des poutres en BA. Ce modèle est basé sur l'analogie de treillis par l'adaptation de l'Eurocode. Il est complété par des recherches dans la littérature et par ses résultats d'essais. Ses résultats sont obtenus à partir d'une série de tests sur des poutres ayant une section rectangulaire 70mm x 110mm, une longueur de 1000mm, aucun acier transversal et un renforcement en cisaillement par bandes CFRP. Deux paramètres ont été étudiés : l'épaisseur de FRP et l'angle d'orientation du FRP par rapport l'axe longitudinal de la poutre.



Figure 1-22: Géométrie de poutre renforcée[16]

Dans ce modèle, la déformation du FRP,  $\varepsilon_{FRP}$ , constitue la variable principale. Elle est déduite en utilisant l'analogie avec le treillis, à partir de la mesure de la contribution du FRP et puis exprimée par le terme de rigidité axiale du FRP,  $\rho_{FRP}E_{FRP}$ . L'Auteur a noté en particulier que la déformation du FRP diminue à mesure que la rigidité du FRP augmente. Le gain de résistance au cisaillement grâce au FRP est proportionnel à la rigidité du FRP jusqu'à une valeur optimale qui correspond à  $\rho_{FRP}E_{FRP} = 0.4GPa$ , après cette valeur, le gain reste constant.

Les résultats de test montrent que le FRP augmente la résistance au cisaillement de l'ordre de 65% à 95 % par rapport à une poutre non renforcée. Le mode de rupture de toutes les poutres est fragile par développement de fissures diagonales dans la travée de cisaillement. Pour les poutres renforcées, la fissure diagonale est suivie par le décollement du FRP, et la défaillance se produit pour une charge plus grande que celle pour une poutre non renforcée.

#### Khalifa et Nanni (2000) [17]

Khalifa et Nanni ont réalisé des tests sur une série de six poutres avec une section Té : 150mm x 405mm x 3050mm, sans aciers transversaux, renforcées par différentes configurations de FRP par la méthode EB. Les paramètres suivants sont étudiés :

- (i) Configuration de FRP (renforcement continu vs bandes discrètes) ;
- (ii) Surface de collage (deux faxes vs forme-U) ;
- (iii) Combinaisons des directions de fibre  $(90^{\circ}-0^{\circ} \text{ en combinaison de direction de fibre vs} 90^{\circ}$  direction);
- (iv) Effet d'ancrage (forme-U avec ancrage vs forme-U sans ancrage).



Figure 1-23: a) Configuration des spécimens b) Résultats expérimentaux

Les résultats montrent que toutes les poutres atteignent la rupture par décollement du FRP. Grâce à la contribution du FRP, la résistance au cisaillement de la poutre est augmentée de l'ordre de 35% à 135% par rapport au cas de la poutre non renforcée. Pour les poutres avec le renforcement FRP en forme-U et l'ancrage, l'ancrage a démontré son avantage sur la résistance au cisaillement de la poutre, le mode de rupture a évolué d'une défaillance en cisaillement à une défaillance en flexion. Concernant l'effet de la configuration du renforcement, les Auteurs ont conclu que l'application du FRP sur les surfaces latérales uniquement donne le résultat le moins intéressant pour le renforcement au cisaillement. Les résultats ont indiqué que les fibres horizontales n'ont pas d'effet sur la résistance au cisaillement de la poutre.

#### Chaallal et al. (2002)[18]

Chaallal et al. ont présenté les résultats d'une série de 28 tests sur 14 poutres avec section en Té à l'échelle ½, de dimensions 130mm x 450mm x 6000mm, sous chargement statique. Deux paramètres sont considérés dans cette étude (Figure 1-24) :



Figure 1-24: Détails de spécimen: a) Elévation a) Section transversal non renforcée b) Section transversal renforcée

(i) L'espacement des aciers transversaux ;
(ii) Le nombre de couches de CFRP. Le renfort CFRP est collé sous forme de U sur la surface de la poutre. Le ratio de cisaillement a/d=2, donc nous pouvons la considérer comme une poutre profonde.

Les spécimens renforcés montrent la rupture des entretoises de compression suivie par la rupture du CFRP auprès de l'appui. D'autre part, la résistance au cisaillement est augmentée avec l'augmentation de nombre de FRP. Les auteurs confirment l'interaction entre les aciers transversaux et le renforcement composite, plus le ratio d'aciers transversaux est élevé, plus faible est la contribution du FRP. Ces résultats ont aidé les auteurs à proposer une expression pour la déformation du FRP comme une fonction du ratio global de renforcement au cisaillement, il inclut donc l'ensemble des aciers transversaux et FRP. L'expression proposée a été utilisée avec le treillis- analogie pour évaluer la contribution du FRP. Par ailleurs, pour élargir cette expression au cas des poutres élancées, les auteurs proposent un facteur additionnel pour prendre en compte l'influence du ratio de la longueur de cisaillement.

# Bousselham and Chaallal (2006)[19]

Bousselham et Chaallal ont présenté les résultats d'une série de tests sur 22 poutres, section en Té, de 3110 mm de longueur. Les poutres ont la même section : la hauteur totale est de 406 mm, la largeur des membrures est de 508 mm, l'épaisseur des membrures et du corps sont de 152 mm et 102 mm, respectivement. Elles sont renforcées par les mêmes aciers longitudinaux : 4 barres 25M (Ø25.2 mm, 2 couches) en zone de traction, 10 barres 10M (Ø10.3 mm, 1 couche) en zone de compression. Les paramètres suivants sont étudiés :

- (i) Le ratio de FRP (nombre de couche de FRP),
- (ii) Le ratio d'aciers transversaux (espacement),
- (iii) Le ratio de la longueur de travée de cisaillement sur la hauteur effective de la poutre.

Tous les spécimens subissent une rupture en cisaillement, sauf la série de poutre SB-S2 (poutre élancée, avec espacement des aciers transversaux de s = d/4). Aucun des spécimens ne subit de rupture par décollement, délamination ou fracture du FRP. L'endommagement en cisaillement apparait par l'écrasement du béton. Les résultats ont montré que la contribution du FRP est influencée par le ratio a/d et la présence d'aciers transversaux. D'autre part, le gain de résistance au cisaillement n'est pas proportionnel avec l'épaisseur du CFRP.

# Teng et al. (2009) [20]

Neuf poutres sont testées sous chargement 3 points. Les poutres font 1500 mm de longueur, 150 mm de largueur et 300 mm de hauteur, avec une hauteur effective de 260mm (Figure 1-25). Les poutres

sont renforcées par 4 et 2 armatures longitudinales de 25 mm de diamètre dans la zone en traction et en compression, respectivement, pour éviter la rupture en flexion. L'étude ne traitant que le cisaillement, seule une partie n'est pas renforcée par des armatures transversales conventionnelles, la partie restante de la poutre est renforcée par des cadres de 6 ou 8 mm de diamètre avec un espacement de 50 mm pour éviter l'endommagement dans cette zone. Parmi les neuf poutres, il y a 3 poutres non renforcées et 6 poutres renforcées (UBF et BDF). Il n'y a qu'une différence entre les deux séries, le CFRP dans série UBF n'est pas connecté avec le béton sur les deux faces latérales de la poutre. Le but de ces tests est de déterminer l'interaction entre FRP, béton, et aciers transversaux d'une poutre renforcée par FRP avec chargement en cisaillement.



Figure 1-25: Détails des spécimens [20]



Figure 1-26: Résultats de tests: a) poutres sans acier transversal b) Poutres avec aciers transversaux

Les résultats montrent que la poutre de série UBF (FRP non collé sur la surface latérale) donne une résistance plus grande que la poutre avec le FRP collé sur la surface latérale de la poutre (BDF) (Figure 1-26) (273kN pour UBF-00 et 233kN pour BDF-00 ; 363kN pour UBF-R6 et 319kN pour BDF-R6). Le FRP n'est activé qu'après l'apparition de fissures qui traversent le FRP. En mesurant la déformation maximale dans le FRP, l'auteur a trouvé que cette valeur est autour de 4900 $\mu\epsilon$ , ce qui est plus grand que la valeur recommandée dans le code d'ACI.

# Panda et al. (2013) [21]

Panda et al ont fait des essais expérimentaux sur deux séries de poutre en Té, la longueur de la travée est de 2200 mm, le rapport entre la travée de cisaillement et la hauteur efficace de la section de poutre (a/d) est de 3,26. La première série se compose de 9 poutres non renforcées par composite avec ou sans aciers transversaux. Les 9 poutres de la série 2 sont renforcées par GFRP avec différentes configurations de renforcement. Les paramètres suivants sont étudiés (Figure 1-27) :

- le taux d'aciers transversaux (sans acier transversal et avec l'espacement des aciers transversaux de 200 mm ou 300 mm);
- (ii) différentes configurations de GFRP (Coté-collé, forme en U, et forme en U avec ancrage)\*



Figure 1-27: a) Détail de spécimens b) Résultats expérimentaux

Les résultats ont montré que le gain de capacité en cisaillement est significatif sur toutes les poutres renforcées par GFRP. Mais suivant la configuration concernée, forme en U avec ancrage présente plus efficacité que la configuration forme en U et coté-collé. Avec la présence des aciers transversaux, le pourcentage de la contribution en cisaillement du GFRP est diminué par l'augmentation du taux d'aciers transversaux. En revanche, l'acier transversal est plus déformé dans les poutres références par rapport aux poutres renforcées. Pour les poutres renforcées, grâce à l'ancrage, la contribution de FRP en forme de U est plus effective, et l'acier transversal est moins déformée. Pour la déformation des

aciers longitudinaux, l'Auteur trouve que dans le cas du FRP en forme de U avec ancrage, les déformations sont plus petites que dans le cas de FRP en forme de U sans ancrage et côté-collé (Figure **1-27**). En comparant les courbes charge-flèche des poutres, les auteurs concluent que le GFRP a modifié le comportement en cisaillement de la poutre de la rupture fragile à ductile.

## Li et Leung (2015) [22]

L'expérience est réalisée sur 12 poutres rectangulaires en flexion 3 points divisée en 6 séries distinctes. Chaque série est composée de 2 poutres : une référence et une renforcée. La poutre renforcée de chaque série est renforcée par la même configuration (des bandes de 60mm de largueur et avec un espacement de 150 mm) par collage externe, le composite enveloppe complètement la section de poutre. La différence entre les séries est le rapport (a/d) entre distance de charge-appui et la hauteur efficace de la section et la longueur de poutre. Les poutres qui ont a/d=1.0; 1.5 ; 2.0 ; 2.5 ont 2.0m de travée et qui ont a/d=3.0; 3.5 ont 2.4m de travée (Figure 1-28).





Les résultats montrent que la contribution au cisaillement du composite est croissante avec l'augmentation du rapport a/d mais qu'à partir de a/d= 2.5 la contribution du composite est diminuée (Figure 1-29). Les auteurs confirment aussi que le facteur de la distribution de déformation  $D_{\rm frp}$  =0.5 est conservatif pour le cas des a/d faible.



Figure 1-29: Résistance au cisaillement et la contribution au cisaillement de CFRP avec la variation de rapport a/d

#### 1.3.3 Méthode de renforcement par bar NSM "Near-surface mounted"

Dans le cas de la méthode de collage externe, la ruine des poutres apparait par le décollement du composite dans la plupart des tests. Le problème est que la surface de connexion entre béton et composite est insuffisante. Pour éviter le problème du décollement du FRP dans la méthode EB, la méthode NSM a été développée. Des rainures sont créées sur la surface de renforcement de la poutre, des bandes ou barres FRP sont mises dans les rainures et sont collées au béton par une résine époxy. Avec cette méthode, le FRP est lié avec le béton sur deux faces alors qu'une seule face est connectée dans la méthode EB, donc la liaison entre le FRP et le béton est augmentée et le décollement du FRP est limité. Dans cette méthode, les configurations de renforcement est le ratio de renforcement et l'inclination de barres NSM (Figure 1-30). Le problème de décollement du composite est limité dans la méthode NSM, mais les expérimentaux ont montré une séparation de la couche du béton de protection sur la zone renforcée dans le mode de rupture des poutres renforcées.



Figure 1-30 : Renforcement au cisaillement par NSM : a) Poutre renforcée par des barres NSM verticales b) Poutre renforcée par des barres NSM inclinées c) Section de poutre renforcée par NSM

Le processus de renforcement au cisaillement de poutres BA par la méthode NSM est réalisé par des étapes suivantes (Figure 1-31) :

- Les positions des entailles sont définies sur la surface de renforcement, les entailles sont coupées à l'aide d'une disqueuse avec la profondeur qui correspond à la conception. Cette étape est réalisée soigneusement pour ne pas couper les armatures longitudinales ;
- Les entailles sont nettoyées à l'air comprimé pour enlever toutes les poussières et assurer la bonne adhérence entre béton et résine époxy ;
- Les entailles sont remplies à 2/3 de la profondeur par de la résine époxy ;
- Les joncs ou bandes de renforcement FRP sont insérées dans les entailles remplies, et enfoncés avec une pression suffisante pour assurer qu'ils soient bien en place, et qu'il n'y ait pas de vides autour des plaques.
- La résine époxy est ajoutée pour remplir complétement les entailles.





b)

Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin)





Néanmoins le nombre d'essais expérimentaux et les résultats analytiques de la méthode NSM sont encore très limités. Une étude des recherches sur les essais expérimentaux sur le renforcement en cisaillement de poutre en BA avec la méthode NSM est rapportée ci-dessous :

# De Lorenzis et Nanni (2001)[23]

Huit poutres de taille réelle (2 poutres de contrôles et 6 poutres renforcées en cisaillement par NSM) sont testées. Les poutres ont une section en Té avec les dimensions sont présentées dans la (Figure 1-32), la longueur est de 3m, et ont été conçues pour avoir une défaillance en cisaillement par insuffisance des aciers transversaux selon le code ACI-318. Les paramètres suivants sont étudiés :

 L'espacement des barres NSM (deux différents espacements sont examinés : 178 mm et 127 mm);

- (ii) L'inclination des barres NSM par rapport à l'axe longitudinal de la poutre (90° et 45°);
- (iii) L'effet d'ancrage à la membrure (dans 2 poutres, les barres NSM sont ancrées dans la membrure de la poutre);
- (iv) L'interaction acier transversal-barre NSM.





A l'exception d'un spécimen avec des aciers transversaux, qui a une rupture en flexion, tous les spécimens renforcés en cisaillement par les barres NSM ont une rupture en cisaillement. Les défaillances sont dues à la rupture du collage d'une ou plusieurs barres NSM, ou la séparation de la couche de protection du béton. Le résultat montre que le gain de résistance au cisaillement de la poutre par le renforcement externe atteint 106% par rapport à la poutre de référence. La capacité en cisaillement de la poutre est inversement proportionnelle à l'espacement des barres NSM. Concernant les cas où les barres sont ancrées à la membrure de la poutre, les effets sont signifiants de 106% d'augmentation par rapport la poutre référence sans renfort de l'acier transversal et de 35% d'augmentation sur celle de poutre avec le renfort de l'acier transversal. Ce travail conclut que l'utilisation de barres FRP avec méthode NSM est une technique effective pour augmenter la capacité en cisaillement des poutres BA (Figure 1-33).



Figure 1-33: Résultats de tests : a)poutres sans acier transversal, b) poutres avec aciers transversaux

### Rizzo et De Lorenzis (2009)[24]

En utilisant la méthode NSM, Rizzo et De Lorenzis ont réalisé un programme de recherche sur le renforcement au cisaillement de poutres BA par barres de renforcement. Un total de 9 poutres, de 2 m de longueur avec section rectangulaire, est testé pour analyser l'influence du renforcement sur le comportement de la structure et le mode de rupture. Les paramètres suivants sont étudiés :

- (i) Le type de renforcement NSM (barres ou bandes) ;
- (ii) L'espacement et l'inclination (45° et 90°) du renforcement NSM ;
- (iii) Les propriétés mécaniques de la résine époxy.

Il y a une poutre renforcée par la méthode EB qui est testée servant de comparaison avec la méthode NSM. Toutes les poutres sont armées par armatures longitudinales et transversales pour s'assurer que les poutres renforcées et les poutres non renforcées aient une rupture en cisaillement. Ils utilisent 2 et 4 barres de 22 mm de diamètre pour l'acier longitudinal en compression et en traction, respectivement. Les variables des tests se composent de l'espacement, de l'angle d'inclination et de l'ancrage des barres dans la membrure (Figure 1-34).



Figure 1-34: Géométrie détaille de spécimens

Les résultats montrent que le renforcement NSM augmente la résistance au cisaillement de la poutre de 106 % avec l'absence d'aciers transversaux. Le gain des barres NSM est diminué par la présence de l'acier transversal. Globalement, l'augmentation de la capacité en cisaillement est d'environ 16 % pour la poutre renforcée par la méthode EB, et de 22 % à 44 % pour les poutres renforcées par le renforcement NSM.

# **Dias et Barros** (2012) [25]

Dias et Barros ont fait des essais expérimentaux sur une série de poutres avec la même section en Té, la hauteur totale est de 400 mm, la largeur des membrures est de 450 mm, l'épaisseur des membrures et du corps sont de 100 mm et 180 mm respectivement. La hauteur effective d est de 360 mm. La campagne se compose de trois groupes : 4 poutres de références (avec ou sans aciers transversaux), 12 poutres avec renforcement CFRP (9 poutres avec méthode NSM et 3 poutres avec méthode EB, le pourcentage d'acier transversal étant le même que pour la poutre de référence 2S-R  $\rho_{sw}$ =0.1%), et 6 poutres avec renforcement de CFRP-NSM (le pourcentage d'aciers transversaux est le même que pour

la poutre référence 4S-R  $\rho_{sw}$ =0.17%) (Figure 1-35). Les essais sont réalisés par chargement en flexion 3 points et toutes les poutres sont conçues pour un endommagement en cisaillement. Les paramètres suivants sont étudiés :

- (i) Le ratio d'aciers transversaux (espacement),
- (ii) Le ratio de FRP (espacement, angle).

La comparaison entre les deux méthodes EB et NSM a été fait grâce à la présence de 3 poutres EB.



## Figure 1-35: Géométrie de tests

Les résultats confirment que la méthode NSM est plus efficace que la méthode EB, parce que la méthode NSM offre une plus grande capacité non seulement en terme de chargement maximal (30.3% et 10.4% respectivement), mais également en terme de raideur après la fissuration de cisaillement initiale, représentée par  $\Delta \text{Fmax}/F_{max}^{2S-R}$ . En plus, la barre en diagonale est plus effective que celle verticale. Le ratio de renforcement FRP est proportionnel à la résistance au cisaillement de la poutre. Et enfin, la relation entre le gain du FRP et le ratio d'aciers transversaux est inversement proportionnelle.

# 1.3.4 Méthode de renforcement ETS 'Embedded through-section''.

Dans la méthode NSM, le mode de rupture par decollement du support béton subsiste, donc pour éliminer ce problème dans la méthode NSM et par rapport au problème de décollement du FRP dans la méthode EB, la méthode 'Embedded through-section'' (ETS) a été développée depuis quelques années. Dans cette méthode, des trous sont créés dans le corps de la poutre dans la zone de renforcement et les barres sont fixées dans les trous par de la résine époxy. Dans cette méthode, les barres sont connectées complétement avec le béton (Figure 1-36).







Figure 1-36 : Renforcement au cisaillement par NSM

La procédure de renforcement est réalisée par les étapes suivantes (Figure 1-37) :

- Les trous sont créés avec une perceuse sur les positions correspondant à la conception ;
- Les trous sont nettoyés en utilisant de l'air comprimé pour enlever les poussières et assurer la bonne adhérence entre béton et la résine d'époxy ;
- La barre de renforcement FRP et la résine d'époxy sont insérées dans les trous, dans cette étape, if faut assurer bien qu'il n'y a pas des vides dans le trou.





Jusqu'à présent, il y a peu de recherches qui utilisent la méthode ETS pour renforcer les poutres en BA. Une revue des recherches expérimentales sur le renforcement en cisaillement de poutres BA avec barres FRP-ETS est rapportée ci-dessous :

# Darby et al. (2009)[26],[27]

Des tests expérimentaux sur une série de 10 poutres précontraintes renforcées par FRP sont réalisés. Ce sont des modèles réduits du pont BA réalisé par Darby et al. (2009). Les spécimens de petite échelle sont conçus pour avoir la valeur moyenne dans la zone de cisaillement du pont précontraint. Le pourcentage de renforcement transversal est égal à 0.175% dans la travée de cisaillement. Le pont a une largeur de 110 mm, 190 mm de profondeur et 3000 mm de longueur. Le renforcement longitudinal se compose de 4 câbles de 7 mm, et 3 mm de diamètre d'acier doux avec 100 mm d'espacement dans la zone de cisaillement comme aciers transversaux. Les spécimens sont testés sous chargement 4 points pour fournir un effort tranchant zéro dans la travée centrale. Basé sur les résultats de Darby et

al. (2009), la méthode ETS pour le renforcement en cisaillement proposée est conclue possible et efficace pour les deux cas de poutres précontrainte et BA.

## Barros et Dalfré (2013) [28]

Barros et Dalfré ont testé deux séries de poutre, A et B, composées des poutres avec une section rectangulaire de 150x300 mm<sup>2</sup> et 300x300 mm<sup>2</sup>, respectivement, une longueur totale de 2450 mm, et une longueur de travée de cisaillement de 900 mm. Les poutres sont chargées en flexion 3 points et sont renforcées par des aciers longitudinaux pour avoir la rupture en cisaillement. Chaque série se compose d'une poutre de référence avec aucun de renforcement en cisaillement, et une poutre avec un système de renforcement en cisaillement suivant :

- (i) Aciers transversaux de Ø6 mm avec espacement de 300 mm ;
- Barres renforcés EST à 45° ou 90° par rapport de l'axe longitudinal de la poutre, avec espacement de 300 mm ;
- (iii) Acier transversaux de Ø6 mm et barres renforcés ETS à 45° ou 90° par rapport de l'axe longitudinal de la poutre, avec le même espacement de 300 mm.

En plus, pour la série A, deux autres systèmes de renforcement sont réalisés :

- (iv) Aciers transversaux de Ø6 mm, avec espacement de 225 mm;
- Aciers transversaux de Ø6 mm et barres renforcées ETS, de même espacement que les aciers transversaux.

Selon les configurations des spécimens, l'influence des paramètres suivants est étudiée :

- L'espacement des aciers transversaux,
- L'espacement et l'inclination des barres de renforcement
- La largeur des sections transversales de la poutre (Figure 1-38).

Il est observé que l'utilisation de barres de renforcement ETS augmente la capacité portante de la poutre pour les deux orientations considérées des barres ETS. Sur la base des résultats de la poutre référence, il est montré que la poutre renforcée par les aciers transversaux et la poutre renforcée par la technique ETS présentent une augmentation de la capacité portance de 51% et 48% (série A), et de 14% et 17% (série B). Les barres ETS diagonales présentent plus d'efficacité que les barres ETS verticales (Figure 1-39).



Figure 1-38: Configurations de test



Figure 1-39: Résultats de test pour groupe A et B

### 1.3.5 Conclusion

L'efficacité des trois méthodes de renforcement au cisaillement de poutres BA par matériaux composites a été validée par différentes recherches. Les renforts utilisés coutant sont : fibre de carbone, fibre de verre. Ils ont présenté clairement les améliorations de la capacité mécanique de poutre dans la phrase plastique. Les méthodes ETS et NSM avec une amélioration de liaison entre béton et composite par rapport la méthode EB ont montré une meilleure de contribution du composite. La capacité de la poutre est augmentée par rapport celle obtenue par la méthode EB.

La contribution du composite à la résistance de cisaillement de la poutre varie selon la présence de l'acier transversal dans la zone de renforcement, le ratio entre la distance d'appui-charge et la hauteur effective de la section. Tous les recherches ont confirmé que la croissance du taux d'acier transversal dans la zone de renforcement diminue la contribution du composite. Les recherches confirment aussi l'influence du ratio entre la distance de charge-appui et la hauteur efficace de la section de poutre, ce qui n'est pas pris en compte dans plusieurs normes.

# 1.4 **Comportement de poutres BA.**

Lorsque les poutres en béton armé sont sollicitées, plusieurs types de fissures peuvent apparaître. Des fissures horizontales situées dans la zone comprimée de la poutre ou des fissures verticales peuvent apparaître dans la zone de traction (Figure 1-40). Ces types de fissuration apparaissent en général dans les cas de rupture en flexion. Une fissuration inclinée de traction synonyme de fissure de cisaillement traduit une rupture des poutres par cisaillement (Figure 1-41).



Figure 1-40 : Rupture en flexion



Figure 1-41 : Rupture en cisaillement

En généralement, la rupture en flexion de poutre BA est assez ductile, les fissures verticales se propagent sur le long de l'axe de poutre jusqu'à la ruine soit par la rupture de l'acier en traction soit

par écrasement du béton en compression. Dans le cas d'une rupture en cisaillement, le comportement de la poutre est très fragile. Dès que les fissures diagonales apparaissent, la poutre rompt brutalement.

Dans le cas de rupture en cisaillement, le comportement de la poutre peut être divisé en 3 phases (Figure 1-42) :



Figure 1-42 : Comportement de poutre béton armé simple (rupture en cisaillement)

## <u>Phase 1</u> :

Dans la première phase, la poutre présente un comportement quasi-élastique. Dans cette phase, les fissures verticales peuvent apparaître dans la zone proche de l'appui, il n'y a pas encore de fissures diagonales, le béton dans cette zone travaille encore dans le domaine élastique et les efforts dans l'acier transversal sont négligeables. L'effort tranchant dans la section est supporté totalement par le béton.

# <u>Phase 2</u> :

La seconde phase commence quand la fissure diagonale apparaît à côté de l'appui. Une part de l'effort tranchant dans la section est reprise par les aciers transversaux qui coupent les fissures diagonales. Dans cette phase la contrainte dans les aciers transversaux reste encore en phase élastique. L'autre part de l'effort tranchant est reprise à la fois par le béton en compression, le frottement entre les granulats dans la zone de fissuration (effet interlock) et la partie de l'acier longitudinal qui coupe la fissure diagonale (effet dowel).

### <u>Phase 3</u> :

Dans cette phase, la rupture apparaît à cause de la propagation de plasticité dans l'acier transversal ou l'écrasement de la bielle de béton en compression. Cette phase est très courte, après la charge ultime,

une chute de charge très soudaine apparaît avec peut être une explosion dans la zone de béton en compression.

## 1.4.1 Base de calcul de la résistance au cisaillement d'une poutre.

Dans une section de poutre béton armé sans renforcement de cisaillement, la résistance de cisaillement de la section est considérée comme la somme des contributions de chaque matériau constituant (Figure 1-43) :



Figure 1-43: mécanique de cisaillement dans la poutre.

Quand la fissure diagonale apparaît, l'effort tranchant dans la section est supporté par la contribution de la bielle de béton en compression  $V_{cz}$ ; l'effort de frottement entre les granulats dans la zone de fissuration diagonale  $V_i$  (effort appelé « effet interlock »); et la contribution de l'acier longitudinal en traction  $V_d$ , (effort appelé « dowel action = effet goujon»). Le terme  $V_{cz}$  dépend de la résistance en compression du béton.  $V_i$  est l'effort de frottement entre les granulats. Il dépend de la taille de la fissure diagonale, de la taille des granulats et de la résistance en compression du béton.

Selon les recherches de Sherwood, et al (2007) [29], la résistance en cisaillement d'une poutre béton armé de grande hauteur (d=1400mm) augmente de 24% lorsque la dimension maximum du granulat augmente (de 9.5mm à 51mm). Par contre pour des poutres de hauteur plus réduite le gain diminue à 6% (d=280mm) (Figure 1-44).



Figure 1-44: comportement au cisaillement d'une poutre sous la variation de taille de granulat (Sherwood, Bentz et Collins, 2007)

Le terme  $V_d$  dépend du taux d'acier longitudinal en traction  $\rho_s$ . Au droit des fissures diagonales, les aciers longitudinaux en flexion s'opposent au déplacement induit par la fissuration. Cette résistance des aciers longitudinaux dans cette zone est appelée « dowel action = effet goujon » ; l'autre partie est la contribution du béton autour de la barre en flexion, les granulats autour de la barre en flexion résistent à la déflexion de l'armature en flexion par l'intermédiaire du frottement de l'un sur l'autre [30]. Généralement le terme  $V_d$  augmente quand le ratio d'armature longitudinale  $\rho_s$  augmente, mais d'après plusieurs résultats expérimentaux, le terme  $V_d$  reste pratiquement inchangé quand le ratio d'acier longitudinal  $\rho_s \ge 0.02$  (Eurocode 2).

Dans le cas d'une section avec renforcement au cisaillement (cadres métalliques d'effort tranchant) (Figure 1-45), le renfort de cisaillement contribue à la résistance de la section. La présence de l'acier transversal limite l'ouverture de la fissure diagonale, assure la zone de non fissuration dans la membrure en compression, limite l'ouverture de la fissure diagonale et assure un effort de frottement

plus important dans la zone de fissuration. Les aciers longitudinaux dans la zone de fissuration peut être considérés localement comme des poutres consoles dont la présence de l'acier transversal réduit la longueur de travée de cette console,  $V_d$  est donc augmentée.



Figure 1-45: poutre avec renfort de cisaillement.

Les essais expérimentaux des différents travaux de recherche [22] [31] ont montré que la résistance au cisaillement de la section de la poutre dépend du ratio (a/d), rapport entre la distance de charge et l'appui (a) et la hauteur effective de la section (d). Pour les poutres ayant un rapport  $a/d \le 2.5$  une part de la charge est transférée directement à l'appui donc la résistance au cisaillement de la section est augmentée. La prédiction de la résistance au cisaillement varie beaucoup selon la ratio a/d. Lonfhe [31] a défini une relation entre la contrainte de cisaillement et le ratio a/d. La contrainte de cisaillement diminue quand le ratio a/d augmente. Mais à partir de a/d = 2.29, elle reste pratiquement inchangée (Figure 1-46).



Figure 1-46: Relation entre contrainte de cisaillement et ration a/d (Lonfhe [31])

Pour identifier la résistance d'une poutre en béton armé, les calculs en théorie se basent sur modèle en analogie à un treillis. Ce modèle a été proposé par Ritter (1899) et Mörsch (1902) pour la conception au cisaillement des éléments en béton armé. Ce modèle est établi sur les trajectoires des contraintes principales dans une poutre (Figure 1-47), où les éléments en compression et en traction sont modélisés comme les membrures d'un treillis.



Figure 1-47: Trajectoires des contraintes dans poutre

Le principe du modèle treillis est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les renforcements longitudinaux en traction sont considérés comme les membrures en traction du treillis et les éléments en compression (partie de béton en compression et armatures éventuelles en compression) sont considérés comme les membrures comprimées du treillis ;
- les contraintes de compression diagonales agissent en tant que membrures diagonales (lignes vertes) et les renforcements de cisaillement (aciers transversaux) sont considérés comme les membrures verticales en traction (lignes bleues) (Figure 1-48).



Figure 1-48: Analogie de treillis pour cisaillement (Ritter 1899)

Mörsch (1902) a remarqué que la zone de compression diagonale n'a pas besoin de renfort et que les cadres représentent un champ continu de contrainte (Figure 1-49). Dans le modèle de Mörsch et Ritter,

il est supposé que les fissures diagonales apparient à 45° et que la contrainte en traction du béton est négligeable.



Figure 1-49: Modèle de treillis (Mörsch)

Le modèle de treillis est dérivé de la condition d'équilibre entre les efforts internes et externes (Figure 1-50). La relation entre la force de cisaillement externe V, et le total de la force de compression diagonale peut être écrit simplement selon l'équation (1-3).

$$\frac{f_2 b_w d}{\sqrt{2}} = \sqrt{2}V \tag{1-3}$$

Dans cette équation, la contrainte principale de compression  $(f_2)$  peut être déterminée avec une supposition d'un angle de fissure de 45°. La contrainte en traction de l'acier transversal est déterminée selon l'équation (1-4).

$$\frac{A_v f_v}{s} = \frac{V}{d(1 + \cot \alpha) \sin \alpha}$$
(1-4)



Figure 1-50 : Condition d'équilibre pour le modèle treillis (Collins et Mitchell, 1991)

Dans le modèle de Ritter et Mörsch, l'angle de fissure diagonale est fixé à  $45^{\circ}$ , dans réalité cette valeur varie selon certaines conditions. Le modèle de treillis, prenant en compte une variation d'angle, est dérivé du modèle de Mörsch. Dans ce modèle, la contrainte diagonale compressive du béton est calculée en fonction d'une variable de l'angle de fissuration diagonale ( $\theta$ ). Le principe de ce modèle est similaire à celui présenté sur la Figure 1-50.



Figure 1-51: Modèle de Treillis avec variation de l'angle de fissuration

La relation entre contrainte compressive diagonale, l'effort dans l'acier transversal et la force de cisaillement suit les équations (1-5) et (1-6) :

$$f_2 b_w d \cos \theta = V / \sin \theta \tag{1-5}$$

$$\frac{A_v f_v}{s} = \frac{V}{d.\left(\cot\theta + \cot\alpha\right)\sin\alpha}$$
(1-6)

### 1.4.2 Code de calcul pour la prédiction de la résistance en cisaillement des poutres BA

Actuellement, pour déterminer la résistance en cisaillement des poutres en béton armé (BA), la plupart des codes de calcul utilisent l'hypothèse que la résistance en cisaillement est la somme des contributions du béton, et de l'acier basé sur l'analogie de treillis :

$$V_n = V_c + V_s \tag{1-7}$$

Pour le cas des poutres en BA renforcées par Polymère renforcé de Fibre (PRF), la résistance en cisaillement de la poutre peut être calculée par l'ajout d'un troisième terme qui prend en compte la contribution du PRF :

$$V_n = V_c + V_s + V_f \tag{1-8}$$

Donc, la contribution du béton  $V_c$  et de l'acier  $V_s$  dans les deux équations (1-7) et (1-8) sont calculées par l'utilisation des règles de conception pour les structures en BA non renforcées, en supposant que les contributions du béton, de l'acier, et du FRP sont indépendantes. Cette supposition est discutée. Chen et al [32] conclu que la contribution maximale de l'acier et du FRP ne peuvent être simultanées, de sorte que leur contribution combinée est inférieure à la somme des valeurs de calcul de V<sub>f</sub> et V<sub>s</sub>, respectivement. Dans plusieurs recherches (Bousselham and Chaallal [19], Dias and Barros[25], Barros and Dalfré [28], ...), les auteurs ont conclu que la quantité d'aciers en cisaillement a un effet significatif sur l'efficacité du renforcement en cisaillement par PRF. En particulier, l'efficacité du renforcement PRF diminue avec l'augmentation du ratio d'acier en cisaillement.

Pour calculer la contribution du FRP  $V_f$ , la majeure partie des guides de conception utilisent le même modèle d'analogie treillis (truss-analogy). Donc, la contribution en cisaillement du PRF est obtenue par la somme de plusieurs contraintes ultimes dans les bandes de PRF qui recoupent la fissure diagonale potentielle. Toutes les bandes PRF qui recoupent la fissure diagonale sont supposées avoir la même déformation effective. La plupart des guides de conception et modèles analytiques utilisent fondamentalement une conception similaire avec des définitions différentes de la déformation effective.

### 1.4.3 Norme de conception

Dans cette section, nous allons revoir quelques instructions de conception principales pour le renforcement en cisaillement par PRF tels que : EUROCODE 2, CAN/CSA-S806-2002, fib-TG 9.3 2001[33], ACI 440.2R 2008[34], CNR-DT200 2004[35], CAN/CSA-S6 2006

## **1.4.3.1 EUROCODE 2.**

Dans la norme européenne, la résistance en cisaillement de la section de poutre renforcée par la méthode EB de FRP est calculée par :

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rd,s} + V_{Rd,f}; V_{Rd \max}\}$$
(1-9)

Où :

### V<sub>Rd</sub> : effort tranchant résistant

 $V_{Rdmax}$ : effort tranchant minimum pouvant être repris par la section avant écrasement des bielles de compression (§6.2.3 (3) de l'EC(2)).

Contribution d'armature :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$
(1-10)

Contribution du composite :

$$V_f = \frac{A_f}{s_f} z_f \sigma_f \left( \cot \theta + \cot \alpha_f \right) \sin \alpha_f$$

$$0 \le \cot \theta \le 2.5$$
(1-11)

### 1.4.3.2 CAN/CSA-S806 2002

Dans le code Canadien, la contribution du PRF est calculée par :

$$V_f = \frac{A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fe} \cdot d_f}{s_f} \tag{1-12}$$

Où :

 $A_f = 2n. t_f. w_f$  : est la surface de la section transversale de la bande FRP  $V_f$  : est calculé sur la base d'un angle de 45°- analogie treillis

La déformation effective,  $\varepsilon_{fe}$  est limitée à 4000  $\mu\varepsilon$  pour le cas où le PRF est collé sur les deux faces latérales et la face de traction de la poutre (U-forme) et 2000  $\mu\varepsilon$  pour le cas où le FRP n'est que collé sur les deux faces latérales de la poutre (coté-collé).

#### 1.4.3.3 Fib-TG 9.3 2001

Les formules de calcul de la résistance en cisaillement de poutres renforcées par PRF, fib-TG 9.3 2001, sont basées sur le modèle de Triantafillou[16]. Le renforcement du PRF externe peut être traité par analogie avec l'acier interne (en acceptant que le PRF ne supporte que la contrainte normale dans la direction principale de FRP). Dans cette formule, il faut supposer qu'au moment où l'état limite en cisaillement est atteint, la déformation dans le PRF atteint la déformation effective  $\varepsilon_{f,e}$ . En général, la déformation effective est plus petite que celle à l'état limite du PRF.

La contribution du PRF à la résistance au cisaillement  $V_f$  est écrite comme suit :

$$V_f = \rho_f \cdot E_{fu} \cdot \varepsilon_{fd,e} \cdot b_w \cdot d \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$
(1-13)

Où :

- $\varepsilon_{fd,e}$  : valeur de calcul de la déformation effective
- $b_w$  : largeur minimale de la section sur la profondeur effective
- d : profondeur effective de la section
- $\rho_f$  : taux de renforcement du PRF
- $E_{fu}$  : Module élastique du PRF dans la direction principale des fibres
- $\theta$  : angle de fissure diagonale par rapport à l'axe de poutre

### $\propto$ : angle entre l'orientation de fibre et l'axe longitudinale de poutre

Dans le modèle de la Fib, la déformation effective est contrôlée par la configuration du PRF et le type de PRF. Les instructions précisent que la déformation effective est fonction de la rigidité axiale du PRF et de la résistance en compression du béton, comme suit :

Pour le cas où le PRF est collé complétement sur toute la section transversale :

$$\varepsilon_{fd,e} = 0.17. \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \cdot \rho_f}\right)^{0.3} \cdot \varepsilon_{fu}$$
(1-14)

Pour le cas où le PRF est collé sur les deux faces latérales et la face de compression ou sur les deux faces seulement :

$$\varepsilon_{fd,e} = min \left[ 0.65. \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \cdot \rho_f} \right)^{0.56} \cdot 10^{-3}; \ 0.17. \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \cdot \rho_f} \right)^{0.3} \cdot \varepsilon_{fu} \right]$$
(1-15)

Avec :

 $\rho_f = 2. t_f. \sin \alpha / b_w$  pour le cas du PFR continu

 $\rho_f = (2.t_f/b_w)/(b_f/s_f)$  pour le cas du PFR non-continue sous la forme de bande ou plaque.

### 1.4.3.4 CNR-DT200 (2004)

Le code Italien CNR-DT200 (2004) est basé sur les formules analytiques de Monti and Liotta [36]. La contribution du PRF peut être calculée comme suit :

Pour le cas où le PRF n'est que collé sur les deux faces latérales de la poutre (côté-collé):

$$V_f = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot \min\{0.9.\,d;h_w\} \cdot f_{fed} \cdot 2.\,t_f \cdot \frac{\sin\beta}{\sin\theta} \cdot \frac{w_f}{p_f} \tag{1-16}$$

Avec

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \frac{z_{rid,eq}}{\min\{0.9.\,d;\,h_w\}} \left(1 - 0.6.\,\sqrt{\frac{l_{eq}}{z_{rid,eq}}}\right)^2 \tag{1-17}$$

Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin)

$$z_{rid,eq} = z_{rid} + l_{eq} \tag{1-18}$$

$$z_{rid} = min\{0.9. d; h_w\} - l_e \tag{1-19}$$

$$l_{eq} = \frac{s_f}{f_{fdd}/E_f} \cdot \sin\beta \tag{1-20}$$

Pour le cas où le PRF est collé sur les deux faces latérales et la face de compression (U-forme), ou est collé complétement sur la section transversale de la poutre :

$$V_f = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.9. \, d. \, f_{fed} \cdot 2. \, t_f \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \frac{w_f}{p_f} \tag{1-21}$$

Ici,  $f_{fed}$  est calculé séparément selon le type de configuration de renforcement du PRF. Pour le cas où le PRF est collé complétement sur la section de la poutre :

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{l_e \sin \beta}{\min\{0.9.\,d;\,h_w\}} \right] + \frac{1}{2} \cdot \left( \phi_R \cdot f_{fd} - f_{fdd} \right) \cdot \left[ 1 - \frac{l_e \sin \beta}{\min\{0.9.\,d;\,h_w\}} \right]$$
(1-22)

Pour les cas restant :

$$f_{fed} = f_{fdd} \cdot \left[ 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{l_e \sin \beta}{min\{0.9.\,d;\,h_w\}} \right]$$
(1-23)

Avec :

$$\phi_R = 0.2 + 1.6. \frac{r_c}{b_w} \tag{1-24}$$

$$0 \le \frac{r_c}{b_w} \le 0.5 \tag{1-25}$$

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f t_f}{2f_{ctm}}} \tag{1-26}$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{f,d}\sqrt{\gamma_c}} \sqrt{\frac{2.E_f \cdot \Gamma_{Fk}}{t_f}}$$
(1-27)

$$\Gamma_{Fk} = 0.03. k_b. \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \tag{1-28}$$

$$k_{b} = \sqrt{\frac{2 - \frac{w_{f}}{p_{f}}}{1 + \frac{w_{f}}{400}}}$$
(1-29)

Où :

 $h_w$  : profondeur de la section transversale

$b_w$	: largeur	de la	section	transversale
~ W	0.0			

- $f_{fed}$  : valeur de calcul de la résistance effective
- $\beta$  : angle entre la direction des fibres du PRF et l'axe longitudinal de la poutre
- $\theta$  : angle des fissures en cisaillement
- $w_f, p_f$  : largeur et espacement du PRF, respectivement
  - $r_c$  : rayon de coin de la section
  - $l_e$  : longueur optimale de collage
- $E_{f_i}t_f$  : module élastique et épaisseur du PRF, respectivement
- $f_{ctm}$  : résistance en traction du béton
- $\Gamma_{Fk}$  : énergie de rupture spécifique
- $f_{ck}$  : résistance en compression du béton
- $k_b$  : coefficient de géométrie
- $\gamma_{f,d}$  : coefficient partiel pour le décollement du PRF  $\gamma_{f,d} = 1.2$
- $\gamma_c$  : coefficient partiel pour le béton  $\gamma_c = 1.5$

# **1.4.3.5** ACI 440.2R (2008)

Le code des Etats-Unis (ACI 440.2R 2008) est basé sur les recherches de Khalifa et al [37]. La contribution du PRF à la résistance au cisaillement peut être déterminée par le calcul de la force résultant de la contrainte de traction dans le PRF à travers la fissure supposée. Dans le code ACI, la contribution du PRF est calculée de la manière suivante :

Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin)

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_{fv}}{s_f}$$
(1-30)

Où :

$$A_{fv} = 2. \, n. \, t_f. \, w_f \tag{1-31}$$

Dans cette formule, la contrainte de traction dans le PRF à l'état ultime est calculée par la déformation effective comme suit :

$$f_{fe} = \varepsilon_{fe}.E_f \tag{1-32}$$

Pour le cas où le PRF est collé complétement sur la section transversale des membrures, la limite de la déformation effective est basée sur la limite d'ouverture des fissures. Dans le cas où le PRF est collé complétement :

$$\varepsilon_{fe} = 0.004 \le 0.75\varepsilon_{fu} \tag{1-33}$$

Dans le cas où le PRF est coté-collé ou U-forme collé :

$$\varepsilon_{fe} = \mathcal{K}_{\nu}.\,\varepsilon_{fu} \le 0.004 \tag{1-34}$$

$$\mathcal{K}_{v} = \frac{k_{1} \cdot k_{2} \cdot L_{e}}{11900 \cdot \varepsilon_{fu}} \le 0.75; \ L_{e} = \frac{23300}{(n_{f} \cdot t_{f} \cdot E_{f})^{0.58}}$$
(1-35)

$$k_{1} = \left(\frac{f_{cm}}{27}\right)^{2/3}; \ k_{2} = \begin{cases} \frac{d_{f} - L_{e}}{d_{f}} & (U - forme) \\ \frac{d_{f} - 2.L_{e}}{d_{f}} & (cot\acute{e} - coll\acute{e}) \end{cases}$$
(1-36)

#### 1.4.3.6 CAN/CSA-S6 2006

Le code de conception CAN/CSA-S6 2006 adopte des dispositions similaires à celles de l'ACI 440 2R-08. Les différences entre CSA-S6 et ACI sont :

(1) la norme CSA-S6 utilise la variable treillis-angle analogie à la place de 45° de treillis -angle analogie utilisée par l'ACI. La contribution du FRP selon la norme CSA-S6 est donc donnée par :

$$V_f = \frac{A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fe} \cdot d_f (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s_f}$$
(1-37)

(2) dans l'équation (1-36) du code ACI, k<sub>2</sub> peut être pris égal à une valeur négative quand  $d_f < L_e$ . Le code CSA-S6 utilise une équation unique pour les deux cas U-forme et côté-collé du FRP pour le facteur de réduction de la liaison :

Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin)

$$k_2 = \frac{d_f - L_e}{d_f} \tag{1-38}$$

### 1.4.4 Facteurs influençant la contribution du FRP dans le cas du cisaillement.

Dans les tests des poutres renforcées par la méthode EB, les défaillances sont initiées dans la plupart des cas par le décollement du FRP, particulièrement pour les cas des FRP U-forme ou côté-collé. Il y a plusieurs recherches qui ont été conduites pour explorer les facteurs qui influencent le mode de rupture par décollement du FRP. Les études ont identifié quelques paramètres principaux qui affectent la contribution en cisaillement du FRP pour la résistance en cisaillement. Certains de ces paramètres ont été considérés et introduits dans les codes de calcul. Mais comme nous pouvons le voir clairement dans le Tableau 1.3, en comparant la liste des facteurs principaux et le statut des facteurs pris en considération par les règlements de conception actuelle, il y a des paramètres qui ne sont pas encore pris en compte par les règlements.

Règlement de conception de FRP	Version le plus récent	Mode de collage	Déformation effective	Longueur d'ancrage	w <sub>f</sub> /s <sub>f</sub>	Angle de fissure	Configuration de fissure	Effet d'acier transversal
ACI 440-2R	2008	OUI	OUI	OUI	-	-	-	-
CSA-S6	2006	OUI	OUI	OUI	-	OUI	-	-
CSA-S806	2002	-	OUI	-	-	-	-	-
Fib—TG 9.3	2001	-	OUI	-	-	OUI	-	-
CNR-DT 200	2004	OUI	OUI	OUI	OUI	OUI	-	-

Tableau 1.3 : Statuts des facteurs influençant la résistance en cisaillement des poutres BA dans les

règlements de conception actuels

 $w_f$  : largeur de la bande de composite.

 $s_f$  : espacement de la bande de composite

Nous pouvons arguer que certains de ces paramètres ne sont pas encore pleinement compris et ont besoin de recherches dans l'avenir.

## 1.4.4.1 Modèle de liaison

Dans le renforcement en cisaillement de structure BA par matériau composite par la méthode de collage externe, l'interface entre béton et composite est le paramètre principal qui influence la contribution du composite à la résistance de la structure. La rupture de l'interface béton-composite provoque le décollement du composite. La Figure 1-52 présente les différents modes de rupture qui peuvent affecter un assemblage collé béton/composite:



Figure 1-52: Différents modes de rupture des assemblages collés [38]

- la rupture peut subvenir dans l'un des deux substrats ou dans l'adhésif. On parle alors de rupture cohésive,

- la rupture peut intervenir à l'interface et on parle alors de rupture adhésive ou interfaciale.

- la rupture peut également être mixte si elle est cohésive par endroit et adhésive à d'autres.

En principe, la liaison entre béton-composite dépend des caractéristiques du composant de l'interface : le béton, la colle et le composite. Madeda et al (1997) [39] a démontré que au-delà d'une valeur de longueur de liaison de FRP (la longueur de liaison efficace), l'augmentation de longueur de la liaison ne se traduit pas par une augmentation de la force de liaison finale.

Quelques recherches (Chen et Teng (2001) [40] ont confirmé que la relation entre la force de la liaison efficace de l'interface béton-composite est fonction de la résistance en compression du béton.

$$\tau_{eff} = \beta \sqrt{f'_c} \tag{1-39}$$

### 1.4.4.2 Déformation effective

En supposant que le renforcement externe par FRP supporte seulement les contraintes principales dans la direction des fibres, le travail du FRP peut être traité comme celui des aciers internes. Dans ce cas, toutes les bandes qui traversent les fissures sont assumées qu'ils ont la même déformation. La déformation effective dans la direction principale du matériau est généralement plus petite que la déformation ultime du composite. Les normes proposent une valeur de déformation effective pour chaque cas de configuration de renforcement, par exemple, la contribution en cisaillement du FRP peut être écrite sous la forme suivante (ACI 440.2R-08) :

$$V_f = \frac{A_{fv} \cdot f_{fe} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d_{fv}}{s_f} = \rho_f E_f \varepsilon_{fe} b d_f (\sin \alpha + \cos \alpha)$$
(1-40)

Pour la valeur maximale de déformation effective dans ACI 440.2R-08, dans tous les cas de configuration du renforcement,  $\varepsilon_{fe}$  est limité à 0.75.  $\varepsilon_{fu}$  pour le cas de collage complet, 0.04 pour le cas de coté-collé ou U-forme. En général,  $\varepsilon_{fe}$  dépend de la longueur de collage effective et la profondeur effective de la section de la poutre qui est présentée dans les équations (1-35) et (1-36).

Chaallal et al. [41] ont proposé une déformation maximale admissible du composite basée sur un modèle treillis. Cette valeur est spécifique pour deux cas de rupture de liaison entre le béton et le FRP (rupture du béton et rupture de l'interface). Trifantafillou [16] propose un modèle en treillis où la déformation effective est calculée par une équation empirique qui représente des termes de configuration de collage FRP, et la rigidité axiale de FRP.

$$V_{fr,d} = \frac{0.9}{\gamma_{frp}} \rho_{frp} E_{frp} \varepsilon_{frp,e} b_w d(1 + \cos\beta) \sin\beta$$
(1-41)

$$\varepsilon_{frp,e} = 0.0119 - 0.0205(\rho_f E_f) + 0.0104(\rho_f E_f)^2 \text{ pour } 0 \le \rho_f E_f \le 1 \text{ GPa}$$
(1-42)

$$\varepsilon_{frp,e} = 0.00245 - 0.00065(\rho_f E_f) \quad pour \ \rho_f E_f > 1 \ GPa$$
(1-43)

Basé sur une résumé des résultats expérimentaux, Bousselham et Chaallal ont montré que la déformation effective du composite diminue quand le rapport  $E_f \rho_f / {f'_c}^{2/3}$  augmente (Figure 1-53).



La déformation effective peut être calculée sur la condition d'équilibre de la bande de FRP. Avant le décollement du composite, la contrainte de la section du composite atteint la contrainte maximale équivalence ou la valeur de déformation effective dans composite ou la force maximale de la liaison entre composite et béton. Donc, la déformation effective peut être calculée selon les équations suivantes :

$$F_{max} = A_f f_{fe} \tag{1-44}$$

$$L_{e.}w_{f}\tau_{eff} = t_{f}w_{f}\varepsilon_{fe}E_{f} \tag{1-45}$$

Où :  $F_{max}$  est la force maximale de la liaison entre béton-composite

 $L_{e.}$  est la longueur de collage effective.

 $\tau_{eff}$  est la contrainte de cisaillement de la liaison béton-composite au moment de décollement. Donc :

$$\varepsilon_{fe} = \frac{L_{e.}\tau_{eff}}{t_f E_f} \tag{1-46}$$

Dans cette équation, la déformation efficace est fonction de la longueur de collage effective et la contrainte de cisaillement maximale peut reprise par l'interface béton-composite. Ces paramètres sont dépendent de la caractéristique de l'interface béton-composite et de la rigidité du composite.

#### 1.4.4.3 Acier transversal

Dans la plupart des cas (Tableau 1.3), les normes utilisent une analyse ultime de l'état limite. La résistance de cisaillement de la poutre est calculée par une addition de la contribution du béton, de l'acier, et du composite sans prise en compte l'interaction entre les éléments. La contribution du composite à la résistance au cisaillement de la poutre n'est pas influencée par la présente de l'acier transversal. Les résultats expérimentaux ont confirmé clairement l'influence de l'acier transversal à la contribution du composite au cisaillement (Chaallal et al 2002 [18], Bousselham et Chaallal 2004 [19], Panda et al [21], Modifi et Chaallal [42]...). Ils ont obtenu que la contribution effective du composite au renforcement en cisaillement dépend du taux de renforcement de cisaillement interne-acier transversal, en général la contribution du composite à la résistance de cisaillement est diminué quand le taux de l'acier transversal augmente.

Chaallal et al 2002 [18] ont proposé une équation (1-47) pour calculer la contrainte efficace du composite en fonction du taux total de renforcement de cisaillement,  $\rho_{tot} = n \cdot \rho_f + \rho_s$  ( $n = E_f/E_s$ ). Dans cette formule, il reste encore la limite sur le rang de taux de renforcement total de cisaillement.

$$\varepsilon_{fe} = 3.10^{-5} \cdot \rho_{tot}^{-0.6522} \tag{1-47}$$

Pellegrino et Modena (2002) [43] ont aussi conclu que avec la présence de renforcement au cisaillement par composite et par de l'acier, l'efficacité du renforcement de cisaillement du FRP réduit non seulement lorsque la rigidité axiale de FRP ( $\rho_f E_f$ ) augmente, mais aussi lorsque le rapport entre la rigidité de l'acier transversal et celle du composite augmente. En reprenant le modèle de Khalifa et al (1998), ils ont ajouté un facteur de réduction  $R^*$  (1-48) pour calculer la contribution de FRP à la

résistance au cisaillement de la poutre avec l'influence de la présence de l'acier transversal. Le facteur de réduction  $R^*$  est fonction de  $\rho_s E_s / \rho_f E_f$ .

$$R^* = -0.53 \ln \rho_{s,f} + 0.29 \tag{1-48}$$

Où :

$$\rho_{s,f} = \rho_s E_s / \rho_f E_f \tag{1-49}$$

### 1.4.4.4 Ratio de travée de cisaillement-Profondeur effective (a/d)

Khalifa et al (2000) [44], Li et Leung (2015) [22], Bousselham et Chaallal (2004) [45] ont confirméé l'influence du ratio de travée de cisaillement – profondeur effective (a/d) de la poutre. Basés sur les résultats expérimentaux, Khalifa et al (2000) ont conclu que la contribution du composite à la résistance en cisaillement est influencée par le ratio de travée de cisaillement et la profondeur effective de la section (a/d) et semble augmenter avec un rapport a/d qui augmente.

Dans les résultats de Li et Leung (2015) (Figure 1-54), les auteurs ont conclu que la contribution du composite à la résistance au cisaillement de la poutre est généralement affectée par le rapport a/d. La contribution de FRP est plus efficace pour les rapports a/d de 2.0 à 3.0. Elle est moins efficace pour les rapports de a/d petits (a/d<2).



Figure 1-54: Capacité de cisaillement et Contribution de cisaillement avec variation de a/d (Li et leung 2015)

Dans ce cas, une augmentation du rapport a/d provoque un changement de l'angle de fissuration diagonale. Généralement, l'augmentation du rapport a/d va diminuer l'angle de fissuration diagonale par rapport l'axe principale de la poutre, avec une même configuration de renforcement, le nombre de fibres du composite qui traverse la fissure diagonale est augmenté donc la contribution de FRP est augmenté. Avec un petit rapport de a/d (a/d<2.0), l'action d'arc de la poutre devient important, la défaillance de la poutre se produit avec l'écrasement des bielles du béton en compression. Donc dans ce cas, la contribution du composite est limitée par la capacité de la bielle du béton.
## **2** CHAPITRE II : PROGRAMME D'EXPERIMENTAL

## 2.1 **Résumé.**

Ce chapitre présente les résultats expérimentaux vis-à-vis du renforcement au cisaillement de poutres en béton armé renforcées par des fibres naturelles et une résine polymère. Les fibres sont des fibres de Lin et deux méthodes de disposition sont appliquées : la méthode de collage externe (EB) et la méthode en entaille « Near Surface Mounted » (NSM). Le programme expérimental est réalisé sur deux lots de poutre : des poutres rectangulaires et des poutres en Té avec une variation du rapport de la travée de cisaillement sur la profondeur efficace de la section de poutre (a/d). Au niveau du renforcement externe au cisaillement en fibres végétales naturelles (Lin) plusieurs configurations de renforcement (bande continue, bande non continue, ratio de renforcement...). Pour évaluer la capacité de la fibre de Lin par rapport aux fibres courantes (fibre de carbone, fibre de verre...) une comparaison avec un renforcement par fibre de carbone sera réalisée avec les mêmes configurations de renforcement.

Le but de ce travail est l'évaluation de la capacité de renforcement des fibres de Lin notamment dans le renforcement au cisaillement avec une comparaison avec les fibres classiques, comme les fibres de carbone et les fibres de verre. En outre, les normes de calcul existantes et les recherches qui expriment l'effet d'un renforcement FRP au cisaillement de structure en béton armé n'utilisent que les cas de fibres courantes : fibres de carbone, fibres de verre... A travers cette étude, la possibilité d'appliquer les codes de calcul, prévus pour les cas de fibres de carbone ou fibres de verre, au calcul de la capacité au cisaillement de structures renforcées par des fibres de Lin sera étudié.

## 2.2 Introduction et Background

L'intérêt significatif de l'utilisation de fibre de renforcement polymère collé à l'extérieur pour renforcer et réparer les structures a été démontré dans les éléments BA comme les dalles, les poutres, les voiles, dans les ponts et dans le bâtiment. A cause de sa complexité, le renforcement au cisaillement avec FRP est moins bien documenté que le renforcement de FRP en flexion de poutre ou de colonne [19].

L'effet de renforcement au cisaillement des poutres en béton armé par la méthode EBR ([20],[37],[46][16], ...)., NSM ([24],[23],[25]...), ETS ([28],[26]) avec de la fibre de carbone (CFRP) ou de la fibre de verre (GFRP) a été validé par plusieurs recherches antérieures. Sur la base de ces recherches, plusieurs codes de calcul et guides de conception pour les structures en béton armé avec la méthode de collage externe de FRP ont été publiés (ex : EUROCODE 2 [47], ACI 440.2R-08 [48],

fib-TG 9.3-01 [33], CNR-DT200-04 [35], CAN/CSA S806-02, et CAN/CSA S6-06). Certains auteurs ont proposé des modifications basées sur les normes ([37], [18], [43]...).

De nos jours, avec la forte demande de développement durable, les matériaux classiques qui impactent l'environnement tendent à être remplacés par les matériaux naturels. Dans le domaine de génie civil, les études sur les fibres naturelles en remplacement des fibres classiques dans le renforcement de structure ont été démarrées ces dernières années.

A ce jour les recherches concernant les fibres naturelles dans le renforcement de structure en béton armé portent essentiellement sur le renforcement en flexion. Les résultats ont montré un effet significatif du renforcement par fibres naturelles par rapport aux fibres classiques. Sen et Jagannatha (2013) [49] ont réalisé des tests en flexion sur les poutres renforcées par la méthode de collage externe avec des fibres de carbone, des fibres de verre et des fibres de jute. La configuration de renforcement est de 2 types : renforcement continu et renforcement non-continu par une seule couche de renfort. Les résultats montrent un gain de résistance ultime en flexion de respectivement 62.5%, 150%, 125% pour le cas de renforcement continu avec JFRP, CFEP, GFRP et 25%, 50%, et 37.5% respectivement pour le cas de renforcement non-continu. Les recherches [50], [51], [52], [53] ont eux aussi confirmé aussi l'effet significatif des fibres de Lin, des fibres de kenaf, des fibres de sisal... En général, par rapport aux fibres de carbone, les fibres naturelles ont un module d'Young beaucoup plus faible donc la rigidité de la poutre renforcée par fibres naturelles n'est pas améliorée clairement par rapport aux poutres renforcées par fibre de carbone.

Dans le cas d'un renforcement de cisaillement de l'élément en béton armé, jusqu'à ce jour, aucune recherche n'est enregistrée.

## 2.3 **Paramètres d'étude**

La littérature a permis d'identifier les paramètres qui influencent le comportement au cisaillement de poutres renforcées par matériaux composites courants (CFRP, GFRP, AFRP...). Pour des soucis de comparaison, dans le cas de la nouvelle application de fibre de Lin dans le renforcement au cisaillement de poutres béton armé, les paramètres suivants sont étudiés :

- Echelle de structure (poutre rectangulaire vs poutre en Té : rapport a/d)
- Fibre de Lin vs fibre de carbone
- Renforcement continu vs renforcement non-continu
- Interaction de l'acier composite
- Méthode de renforcement : EBR-NSM

#### 2.4 **Description de programme expérimental.**

Ce programme expérimental est composé de 2 lots de poutre : des poutres rectangulaires et des poutres en Té. Donc pour simplifier l'identification des spécimens et pour simplifier la présentation des résultats, le lot de poutres rectangulaires sera noté GROUPE R, et lot de poutres en Té sera noté GROUPE T. Les détails de spécimens sont présentés dans le Tableau 2.1.

La préparation de spécimens et les procédures de renforcement des poutres sont identiques pour tous les corps d'épreuve.

#### 2.4.1 **Présentation des corps d'épreuve**

Pour l'ensemble du programme expérimental réalisé sur deux lots de poutre: poutres rectangulaires « GROUPE R » et poutres en Té « GROUPE T » le chargement mécanique appliqué est de type flexion 3 points. Toutes les poutres sont composées de deux parties distinctes: une seule partie étant réservée à la zone de test. Pour chaque groupe de poutres, la partie restante est identique pour toutes les poutres. Cette partie est fortement renforcée par des cardes métalliques pour assurer la non-rupture en cisaillement dans cette partie. Seule la partie de test sera renforcée par une variation d'espacement de l'acier transversal et avec ou sans la présence d'un renforcement externe par matériau composite. La rupture de cisaillement doit apparaître dans cette zone (Figure 2-1, Figure 2-2). Le point de chargement est choisi à côté de l'appui pour avoir un effort tranchant élevé dans la zone de test. Les poutres sont armées par des armatures longitudinales dimensionnées pour assurer une rupture dans les poutres en cisaillement dans la partie testée.



Figure 2-1 : Géométrie de poutres rectangulaires (GROUPE R)



Figure 2-2: Géométrie de poutre en T (GROUPE T)

#### 2.4.1.1 GROUPE R :

La Figure 2-1 présente la géométrie des poutres de groupe R : une longueur totale de 2300 mm, une section rectangulaire 150x250 mm<sup>2</sup>, une portée simple de 2000 mm, un point de charge à une distance a=500 mm de l'appui (soit un rapport a/d = 2.4). La partie non-utile des poutres dans ce groupe R a une longueur de 1500 mm. Cette partie est renforcée par des aciers transversaux ayant un diamètre de  $\emptyset = 6mm$ , et un espacement entre cadres de 50 mm ; la partie de test a une longueur de 500 mm. Pour éviter la rupture en flexion, toutes les poutres sont renforcées par 3 armatures métalliques de diamètre  $\emptyset = 20mm$  dans la zone tendue et 2 armatures métalliques de diamètre  $\emptyset = 10mm$  dans la partie comprimée (Figure 2-3).



Figure 2-3: Section de poutre groupe R: a) sans acier transversal, b) avec acier transversal

Au total 8 poutres sont réalisées. 2 séries sont identifiées, la différence entre les séries est l'espacement de l'acier transversal dans la partie de test détaillée ci-dessous :

- La première série est notée série R0, la zone de test de ces poutres n'a pas de renforcement métallique de cisaillement (Figure 2-4) ;
- La deuxième série est notée R150, la zone de test est renforcée par des aciers transversaux avec un espacement  $s_{150} = \frac{3d}{4} \approx 150mm$  (valeur maximum de l'espacement de l'acier transversal demandé par l'Eurocode 2) (Figure 2-5) ;



Figure 2-4 : Ferraillage des poutres de la série R0



Figure 2-5 : Ferraillage des poutres de la série R150

#### 2.4.1.2 GROUPE T :

La Figure 2-6 présente la géométrie des poutres de groupe T : une longueur totale de 2900mm, une portée simple de 2500mm, une section en Té avec une profondeur de 350mm, une largeur de l'âme de 132mm, une largeur de table de 400mm, une épaisseur de table de 75mm ; un point de charge à une distance a= 900mm de l'appui (soit un rapport a/d=3). Donc la partie non utile a une longueur de 1600mm et 900mm pour la partie de test. Les poutres sont renforcées en flexion par 4 armatures métalliques de diamètre  $\emptyset = 25mm$  pour la partie tendue, et 6 armatures métalliques de diamètre  $\emptyset = 14mm$  pour la zone comprimée (Figure 2-6).



Figure 2-6: Section de la poutre groupe T: a) sans acier transversal, b) avec acier transversal

Ce groupe est composé de 8 poutres, divisé en 2 séries : CHAPITRE II : PROGRAMME D'EXPERIMENTAL

- La première série est notée T0 avec aucun cadre d'effort tranchant (Figure 2-7) ;
- La deuxième série est notée T180, la zone de test est renforcée par des aciers transversaux avec un espacement s=180mm. La partie non utile est renforcée au cisaillement par des armatures métalliques de diamètre  $\phi = 6mm$  avec l'espacement de 75mm (Figure 2-8).



Figure 2-7: Ferraillage de série T0



Figure 2-8:Ferraillage de série T180

## 2.4.2 Configuration de renforcement par FRP

Les deux techniques de renforcement choisies sont le collage externe (EBR) et celui réalisé dans une entaille (NSM). Pour la méthode EBR, les poutres sont armées sous la forme d'un renforcement en U de façon continue ou discontinue. Pour la méthode NSN, elle n'est appliquée que dans le groupe R. Pour chaque série de poutre, il y a une poutre référence qui est notée « Ref » (par exemple la poutre référence de série R0 est notée R0-Ref). Le détail des différentes configurations de renforcement de poutre est présenté dans le Tableau 2.1 et sur la Figure 2-9 et la Figure 2-10.

Groupe	Série	Technique de renforcement	Poutre renforcée	Poutre référence
	RO	EBR	R0-EBR-cont-2LFRP	R0-Ref
	Ro	NSM	R0-NSM-2x150-4LFRP	
			R150-EBR-cont-2LFRP	
Groupe R		EBR	R150-EBR-150-3LFRP	-
(10 poutres)	R150		R150-EBR-200-3LFRP	R150-Ref
		NSM	R150-NSM-2x150-	
		NSM	4LFRP	
	R100	EBR	R100-EBR-cont	R100-Ref
			T0-EBR-cont-4LFRP	
	Т0		T0-EBR-180-4LFRP	T0-Ref
Groupe T		EDD	T0-EBR-180-CFRP	-
(8 poutres)		LDK	T180-EBR-cont-4LFRP	
	T180		T180-EBR-180-4LFRP	T180-Ref
			T180-EBR-180-CFRP	

Tableau 2.1: détail des configurations de renforcement de poutres type R et type T

Note : pour le cas de renforcement non-continu par la méthode EBR, la largeur des bandes est de 100mm pour LFRP et CFRP. Explication de symbole :

# $\frac{R150-EBR-150-3LFRP}{1\ 2\ 3\ 4\ 5\ 6}$

1 : Nom de groupe de poutre : R : poutre rectangulaire, T : poutre en Té ;

2 : Espacement de l'acier transversal dans la partie de test (note : unité en mm et 0 veut dire sans acier transversal) ;

3 : Technique de renforcement : collage externe EBR et insertion dans une entaille NSM ;

4 : Espacement du FRP (note : « cont » veut dire renforcement continu, pour la méthode NSM le terme

2x150 veut dire 2 plaques NSM insérées en vis à vis) ;

5 : nombre de couche FRP ;

6 : Type de fibre : LFRP : fibre de Lin, CFRP : fibre de carbone.





Figure 2-10: détail des poutres renforcées (groupe T)

## 2.4.3 Matériaux

## 2.4.3.1 Béton

Le type de béton utilisé est béton préparé sur place au laboratoire, les quantités de granulats du béton pour chaque groupe de poutre sont présentées dans le Tableau 2.2 :

Groupe	Ciment (kg/m <sup>3</sup> )	Sable (kg/m <sup>3</sup> )	Gravier (kg/m <sup>3</sup> )	Eau (kg/m <sup>3</sup> )
Groupe R	350 (CEM 52,5)	850	1020	192
Groupe T	350 (CEM 32,5)	850	1020	152

Tableau 2.2: Composants du béton réalisé

Le béton est mélangé sur place à l'aide d'un malaxeur d'une capacité de 300 l (Figure 2-11). Pour chaque lot de mélange, 6 éprouvettes cylindres sont coulées en même temps pour caractériser le béton. La taille de cylindre respecte la norme de NF EN 12390-1, soit des éprouvettes normalisées 16cm x 32cm (Figure 2-12).



Figure 2-11: Malaxeur capacité 3001



Figure 2-12 : Cylindre (norme NF EN 12390-1)

La procédure de test des cylindres est conforme à la norme NF EN 12390-04 afin de déterminer les caractéristiques suivantes : la résistance de traction, et la résistance en compression. Les tests du béton sont réalisés sur une presse de compression d'une capacité de 3000 kN après 28 jours (Figure 2-13). Les résistances du béton en compression et en traction sont calculées selon les équations (2-1), (2-2) :

CHAPITRE II : PROGRAMME D'EXPERIMENTAL

$$f_c = \frac{4F}{\pi D^2} \tag{2-1}$$

$$f_t = \frac{20F}{\pi Dh} \tag{2-2}$$

Où :

- F: la force maximale enregistrée par machine (kN)
- D: Diamètre de cylindre (cm)
- H: Hauteur de cylindre (cm)

Les résultats du béton sont présentés dans la table :



Figure 2-13: Essai de fendage.

Groupe	Résistance en compression	Résistance en traction
Groupe R	38±3MPa	3.5±0.3MPa
Groupe T	33±3MPa	2.7±0.3MPa

Note : Dans le groupe de poutres en Té, deux poutres référencées S0-EBR-180-4LFRP et T0-EBR-180-4LFRP sont coulées avec un béton de résistance plus faible (28 MPa). Ces deux poutres complémentaires permettront de valider la capacité de fibre de Lin par rapport fibre de carbone.

#### 2.4.3.2 Acier.

Les aciers internes utilisés pour renforcer les poutres sont des armatures de diamètre  $\phi_1 = 20mm$ ,  $\phi_2 = 10mm$ ,  $\phi_3 = 6mm$  pour les poutres rectangulaires du groupe R ; et des armatures de diamètre  $\phi_1 = 25mm$ ,  $\phi_2 = 14mm$ ,  $\phi_3 = 6mm$  pour les poutres en Té du groupe T. Les caractéristiques de l'acier prise en compte sont celles conventionnellement utilisées à savoir des armatures de type B500B.

#### 2.4.3.3 Epoxy.

Les résines utilisées dans ce programme expérimental sont des résines du commerce dénommées « EPONAL 342 » et « EPONAL TFC ». Les deux résines sont des résines bi-composantes durcissant à température ambiant, et utilisées couramment dans le renforcement de structure en béton armé. La résine EPONAL 342 est de faible viscosité pour imprégner les fibres de lin et la résine EPONAL TFC plus visqueuse permet le collage du composite sur la surface de béton. Les deux composants des résines sont mélangés selon les recommandations spécifiques du fabriquant avec un ratio résine/durcisseur de 33/17 pour la résine EPONAL 342 et 7/3 pour la résine EPONAL TFC.

Pour caractériser les propriétés mécaniques des résines, des éprouvettes d'époxy fabriquées dans laboratoire selon la norme ISO 178 sont testées en traction qui est réalisé selon les recommandations de la norme ISO 527-2. La Figure 2-14 présente les caractéristiques géométriques des éprouvettes normalisées et les résultats sont présentés dans le Tableau 2.3.



Figure 2-14: spécimen d'époxy pour test de traction

TT 1 1 0 0	1.7	· ·	1 / *	7 11	1111 7
Tableau 7 3	caracteristiques	mecaniques	des resines	enovydialies	1111119669
1 401044 2.5.	curactoristiques	meeumques		cpoxyarques	utilisees

Résine	$ ho (kg/dm^{3)}$	E (GPa)	$\sigma_u (MPa)$	$\varepsilon_u(\%)$
EPONAL 342	1.06	2.0±0.1	34±1	1.2±0.2
EPONAL TFC	1.25	2.3±0.1	29.3±1.2	1.8±0.3

#### 2.4.3.4 Le renforcement de Lin.

Les Fibres de lin utilisées dans ce programme sont de deux natures : un tissu bidirectionnel et un tissu unidirectionnel. Le lin utilisé est cultivé et produit en France la région normande. Le groupe DEHONDT, par l'intermédiaire de leur filiale spécifique FLAX TECHNIQUE®, produit ces tissus de lin technique selon les normes NF T 25-501 XP relatives à la qualité et la traçabilité spécifique aux

fibres de lin techniques. Les caractéristiques des fibres fournies par le fabriquant sont présentées dans le Tableau 2.4.

Tableau 2.4: Caractéristiques des tissus de lin

Propriétés mécaniques ISO 527	VARIM process & epoxy resin – Vf=40 %
> Contrainte à la rupture en traction	550 MPa
> Module d'Young en traction	32 GPa
> Allongement à la rupture en traction	1,7 %

Dans notre étude, pour la méthode de renforcement EBR, deux types de tissu de lin sont utilisés : un tissu unidirectionnel de 220g/m<sup>2</sup> et un tissu sergé bidirectionnel de 600g/m<sup>2</sup> (Figure 2-15). Pour la méthode de renforcement NSM, des plaques préfabriquées à partir d'un tissu unidirectionnel 400g/m<sup>2</sup> sont utilisées. Ces plaques préfabriquées sont réalisées au laboratoire. Les détails des différentes configurations de renforcement composite sont présentés dans le Tableau 2.5.





Figure 2-15: Tissu de Lin: a) Tissu bidirectionnel (sergé 600g/m<sup>2</sup>), b) Tissu unidirectionnel (UD 220g/m<sup>2</sup>)

Groupe	Série	Technique de renforcement	Poutre renforcée	Type de Tissu	Nombre de couches
	RO	EBR	R0-EBR-cont-2LFRP	Sergé 600	2
	Ro	NSM	R0-NSM-2x150-4LFRP	UD-400	4
			R150-EBR-cont-2LFRP	Sergé 600	2
Groupe R		EBR	R150-EBR-150-3LFRP	UD-200	3
	R150		R150-EBR-200-3LFRP	UD-200	3
		NSM	R150-NSM-150-4LFRP	UD-400	4
			R150-NSM-2x150-4LFRP	UD-400	4
		EDD	T0-EBR-cont-4LFRP	UD-200	4
	Т0		T0-EBR-180-4LFRP	UD-200	4
Groupe T			T0-EBR-180-CFRP	BD	1
		LDK	T180-EBR-cont-4LFRP	UD-200	4
	T180		T180-EBR-180-4LFRP	UD-200	4
			T180-EBR-180-CFRP	BD	1

## Tableau 2.5: Détail de renforts

Le travail de caractérisation des propriétés mécaniques du polymère lin-époxy a été réalisé dans le cadre d'une thèse d'un projet PSPC dénommé FIABILIN par le laboratoire. La thèse évoquée est ciblée sur la partie matériau composite lin-époxy. Les plaques composites sont fabriquées au laboratoire par la méthode au contact décrite ci-dessous :

- les tissus sont imprégnés couche par couche de résine époxy bi-composant EPONAL 342 au pinceau.

- les tissus sont posés les uns sur les autres sur un moule préalablement muni d'un agent démoulant. Entre chaque couche de tissu, une couche de résine EPONAL TFC est appliquée.



Figure 2-16: Plaques de composite lin-époxy

Les essais de caractérisation mécanique sont réalisés 10 jours après la réalisation des plaques à température ambiante. Les dimensions des éprouvettes sont conformes à la norme ISO 527-5 soit de  $250\text{mm} \times 25\text{mm}$  à l'aide d'une scie circulaire refroidie à eau. Les éprouvettes sont testées en traction à température ambiante à l'aide une machine de traction universelle de type Zwick/1475 à une vitesse de 1mm/min jusqu'à la rupture d'éprouvette selon.



Figure 2-17: Courbe moyenne de contrainte-déformation d'essai de traction du composite -Serré 600g/m<sup>2</sup>-2 couches



Figure 2-18: Courbe moyenne de contrainte-déformation d'essai de traction du composite – UD 220g/m<sup>2</sup>-3 couches

Les résultats sont présentés dans le Tableau 2.6 pour l'UD 220g/m<sup>2</sup>, Tableau 2.7 pour le sergé 600g/m<sup>2</sup> et Tableau 2.8 pour l'UD 400g/m<sup>2</sup>.

Composite	Nombre de couche	Epaisseur réelle (mm)	Effort de traction (kN/cm)	Contrainte nette (MPa)	Déformation rupture (%)	Module net (GPa)
Lin UD220 x1	1	1.5	0.95	200	1.3	11.5
Lin UD220 x2	2	2.0	1.7	170	1.3	11.5
Lin UD220 x3	3	3.0	2.5	170	1.4	11
Lin UD220 x4	4	3.7	2.86	150	1.3	11.5
Lin UD220 x5	5	4.6	3.45	150	1.1	12

Tableau 2.6: Résultat	s des tests	de traction	des composite	lin-époxy	(UD 220g/m <sup>2</sup> )
-----------------------	-------------	-------------	---------------	-----------	---------------------------

Composite	Nombre de couche	Effort de traction (kN/cm)	Contrainte nette (MPa)	Déformation rupture (%)	Module net (GPa)
Lin S600x1	1	0.82	130	0.97	12.4
Lin S600x2	2	1.98	157	1.06	16
Lin S600x3	3	3.42	181	1.17	14
Lin S600x4	4	3.9	155	1.16	12.9

Tableau 2.7: Résultats des tests de traction des composite lin-époxy (Sergé 600g/m<sup>2</sup>)

## Tableau 2.8: Résultats des tests de traction des composite lin-époxy (UD 400 g/m<sup>2</sup>)

Composite	Nombre de couche	Effort de traction (kN/cm)	Contrainte nette (MPa)	Déformation rupture (%)	Module net (GPa)
Lin UD 400 x3	3	3.27	232	1.17	16
Lin UD 400 x4	4	4.72	236	1.15	20

## 2.4.3.5 Fibre de Carbone

Le tissu de carbone utilisé un tissu composite type Foreva® TFC. Ce type de tissu est constitué par des fibres de carbone Torayca T 700SC 12K 50C. Les caractéristiques des fibres de carbone garanties par Toray CFE sont présentées dans le tableau suivant [54]:

Tableau 2.9	propriétés	de fibre	carbone	Torayca
-------------	------------	----------	---------	---------

Propriétés		unité	maximum	nominal	Minimum
mécaniques					
Contrainte de	Moyenne par	MPa	-	4900	4510
rupture	lot				
Module en	Moyenne par	GPa	240	230	221
traction	lot				
Allongement à	Moyenne par	%	-	2.1	1.8
rupture	lot				
Densité	Moyenne par	cm <sup>3</sup>	1.84	1.80	1.76
	lot				



Figure 2-19: Tissu bidirectionnel de carbone

Le tissu du composite Foreva TFC (Figure 2-19) est constitué de fibres de carbone orientées à 90 dans la chaine et dans le trame de manière à obtenir une armure souple et déformable pouvant épouser les formes du support. Le type de tissage est un satin n°4, conforme à la norme ISO 7211. Le tissu est un tissu bidirectionnel à sens de résistance, constitué de 70% de fibres dans le sens de chaine et 30% de fibres dans le sens de trame.

Le composite Foreva TFC correspond à l'ensemble tissu matricé et résine EPONAL TFC. La répartition fibre-matrice de ce composite obtenu est constituée d'environ 40% de tissu et 60% de résine. Ces proportions peuvent varier à l'exécution dans une fourchette de plus ou moins 7% selon les conditions d'application de chantier. Les caractéristiques mécaniques sont fournies par le fabriquant et sont présentées dans le Tableau 2.10.

Epaisseur moyenne	0.48mm
Contrainte de traction à la rupture	1700 MPa
Module E	105 GPa
Traction rupture de 1cm de largeur chaine	8.15 kN
Traction rupture de 1cm de largeur tram	3.5 kN

Tableau 2.10: Caractéristiques mécaniques du CFRP

## 2.4.4 **Setup de test et procédure**

## 2.4.4.1 Préparation des spécimens

Les spécimens sont préparés sur place dans le laboratoire. Pour les poutres rectangulaires de groupe R, des coffrages métalliques sont utilisés. Les coffrages des poutres en Té sont fabriqués en bois au sein du laboratoire (Figure 2-20)



Figure 2-20: coffrages métalliques et en bois



Figure 2-21: Assemblage des armatures dans les coffrages

Les plans de ferraillage ont été réalisés au laboratoire et la fabrication des armatures et l'assemblage des cages d'armature ont été réalisés par une entreprise extérieure spécialisée. Avant la mise en place des armatures dans le coffrage, les jauges sont collées sur un positionnement préalablement défini qui sera détaillé dans la partie « instrumentation » du présent document (2.4.4.3). Pour assurer le bon positionnement des armatures durant le coulage cales plastiques de 25mm et de 20mm sont utilisées (Figure 2-21).

Dans la phase de coulage les différents constituants sont pesés à l'aide d'une balance électronique. Les différents granulats sont mesurés attentivement pour assurer une qualité homogène entre les différentes gâchées de béton. Le béton est mis en place dans le coffrage en deux fois, une aiguille vibrante est utilisée pour sortir les bulles d'air dans le béton (Figure 2-22). Pour chaque coulage des cylindres normalisés sont coulés permettant la caractérisation des bétons pour chaque gâchée.



Figure 2-22: Coulage du béton

Le décoffrage des poutres est réalisé le jour suivant et le travail est répété jusqu'à obtenir le nombre souhaité de poutres par typologie. Les poutres sont ensuite stockées à température ambiante au minimum 28 jours avant les tester.



Figure 2-23: Poutres en Té après coulage

## 2.4.4.2 Procédures de renforcement

#### Méthode EBR :

La procédure de renforcement par la méthode EBR est composée de trois étapes :

- La zone de renforcement (zone de test) où les bandes de composite sont collées est préparée à l'aide d'une ponceuse mécanique afin de supprimer la laitance de béton en surface des poutres. Afin d'éviter la concentration de contrainte de composite au niveau des arêtes vives des poutres et le déchirement prématuré des tissus composites, les angles de la poutre ont été arrondis. Les différentes surfaces poncées sont nettoyées à l'aide d'air comprimé pour supprimer toute poussière.
- Les positions où les composites sont collés sont tracées. Pour les poutres renforcées par fibres de lin, une couche d'EPONAL 342 pour imprégner les fibres a été mise sur la surface de béton au pinceau environ 6 heures avant de coller le composite.
- Le tissu de lin est imprégné couche par couche avec de l'EPONAL 342 au pinceau (tissu de carbone n'a pas besoin d'être imprégné). Après marouflage, l'opération est répétée autant de fois que nécessaire en fonction du nombre de couche de renforts composites à appliquer. A la dernière couche, une couche de résine supplémentaire est mise en place conformément aux recommandations professionnelles.



Figure 2-24: Procédures de renforcement par méthode EBR

Méthode NSM :

Pour appliquer le système de renforcement par la méthode NSM, les étapes suivantes ont été réalisées :

- La position des entailles a été tracée sur la surface de renforcement. Les entailles sont créées à l'aide d'une disqueuse. La taille des entailles est de 25mm de profondeur et 6mm de largeur. Les entailles sont nettoyées à l'air comprimé.
- Les plaques composites 4x UD 400g/m<sup>2</sup> sont découpées au format 250x20mm<sup>2</sup> (épaisseur 1.5-2.0mm) puis sont insérées dans les entailles avec la résine.



Figure 2-25: Préparation pour renforcement par NSM

## 2.4.4.3 Test setup *et* instrumentations.

Les poutres ont été testées en flexion 3 points. Le point d'application de la charge est placé à a= 500mm de l'appui correspond correspondant à un rapport a/d = 2.4 pour les poutres rectangulaires du groupe R, et à a = 900mm correspond à un rapport a/d = 3 pour les poutres en Té du groupe T. Pour éviter la concentration de contrainte au point d'application de la charge, une plaque métallique section  $40x15mm^2$  est placée pour diffuser la force.



Figure 2-26: Test sur poutres rectangulaires



Figure 2-27: test sur poutres en T

Pour atteindre les objectifs de l'étude, une importante instrumentation est installée et suivie très attentivement. Le déplacement vertical est mesuré au point d'application de la charge et au milieu de la poutre en utilisant des capteurs inductifs de déplacement (LVDT). Pour vérifier le mouvement des appuis, deux LVDT sont positionnés à coté de point contact entre la poutre et l'appui. Les jauges de déformation sont collées sur les armatures longitudinales et les armatures transversales pour capter la déformation de l'acier durant les différentes étapes de chargement et pour surveiller la déformation plastique dans l'acier. Les jauges collées sur l'armature longitudinale sont le type de 10mm de longueur de grille (résistance 120  $\Omega$ ) et sur l'armature transversale est le type de 5mm de longueur (résistance 120  $\Omega$ ). Le détail des positions de jauge sur les armatures est présenté sur la Figure 2-28 et sur la Figure 2-29 :



Série R150

Figure 2-28: Position de jauges sur l'armature (groupe R)

Pour les poutres renforcées par matériaux composites, la déformation du composite est mesurée de deux façons. Les jauges ont été collées sur le renforcement dans les zones où les fissures diagonales doivent théoriquement apparaître pour capturer la déformation maximale du composite durant toutes les étapes de charge. Les jauges sont collées parallèlement à la direction des fibres et le type de jauge utilisé est de 10mm de longueur (résistance 120  $\Omega$ ). Le détail des positions des jauges sur composite est présenté sur la Figure 2-30 et Figure 2-31.

















Figure 2-31: position de jauges sur poutres renforcées non-continue et continue (groupe T)

La seconde manière de mesure la déformation du composite utilisée est la méthode de corrélation d'images. Cette technique permet de déterminer et d'analyser les champs de déplacement et de déformation d'une surface plane en comparant les photos capturées durant les étapes de charge. Dans ce programme, des photos 8bits (noir et blanc) sont capturées sur la zone de test où les composites sont collés tous les 500daN de charge. Les photos sont ensuite traitées grâce au logiciel ICASOFT (version 4.65.0).

La charge est appliquée en utilisant un vérin hydraulique de capacité 500kN. La charge est contrôlée en déplacement à une vitesse de 1mm/minute. L'intégralité de l'acquisition de données (déformations, déplacements, effort) est enregistrée en continu par un système d'acquisition automatique de type VISHAY 5000 à une fréquence de 2 Hz.

## 2.5 **Présentation de résultats.**

Dans cette partie, les résultats expérimentaux sont présentés en série pour les deux groupes de poutre : poutres rectangulaires (groupe R) et poutres en Té (groupe T).

Les résultats suivants sont présentés :

- La réponse globale : charge maximale, déflexion.
- La réponse locale : déformation du composite, déformation de l'acier, mode de rupture.
- Les résultats de déformation et déplacement capturés par la méthode de corrélation d'images.

#### 2.5.1 **Réponse globale**

Les Tableau 2.11 et Tableau 2.12 résument les résultats expérimentaux obtenus durant les essais pour tous les groupes de poutres rectangulaires et poutres en Té. Les résultats présentent les termes de la charge ultime à la rupture, la résistance de cisaillement dû au béton, dû à l'acier transversal, et dû au composite. Ils présentent également le gain de capacité de cisaillement dû au composite. Il faut noter ici que les contributions à la résistance de cisaillement du béton et de l'acier transversal calculées sont basées sur les résultats d'essai des poutres de référence.

Les valeurs présentées sont calculées selon les supposions appliquées dans les normes :

- a) La résistance de cisaillement dû au béton est la même dans toutes les poutres renforcées ou non-renforcées avec l'acier transversal, et toutes les poutres renforcées ou non renforcées avec composite;
- b) La contribution de l'acier transversal est la même dans les poutres renforcées ou non renforcées.

Donc dans ces tableaux, les contributions partielles du béton, de l'acier transversal, et du composite sont considérées comme indépendantes.

Ē
·
Г
-
μ
0
e
Ē
р
Ð
10
l.S
نe`
Ē
n
<b>P</b>
а
ц
10
č,
Ĕ
S
S
d
n
E
0
C
M
n
=
0
Ľ
é,
Ę
g
ц
ľ
Ц
а
d
Ę
8
Ľ
a
n
0
Ę.
ě
p
10
- ăi
ĕ
tre:
utre:
outre
outre
poutre
s poutre:
es poutre:
des poutre:
t des poutre:
nt des poutre:
ent des poutre
ient des poutre:
ment des poutre:
ement des poutre:
llement des poutre
illement des poutre:
aillement des poutre
saillement des poutre
cisaillement des poutre
cisaillement des poutre
u cisaillement des poutre:
au cisaillement des poutre
t au cisaillement des poutre
nt au cisaillement des poutre
ent au cisaillement des poutre
nent au cisaillement des poutre:
ment au cisaillement des poutre:
ement au cisaillement des poutre
cement au cisaillement des poutre:
rcement au cisaillement des poutre
orcement au cisaillement des poutre
forcement au cisaillement des poutre
nforcement au cisaillement des poutre
enforcement au cisaillement des poutre
Renforcement au cisaillement des poutre

Rupture	cisaillement	cisaillement	cisaillement	flexion et cisaillement	rlexion et cisaillement cisaillement		cisaillement	cisaillement
Déflexion à la charge ultime mm	7.5	6.6	10.2	8.7	10.0	10.0	8.0	10.0
Gain dû au renfort FRP %			24%	15%	11%	11%	10%	16%
Contribution dû composite kN		ı	38	23	16	16	13	25
Contribution de l'acier transversal kN		10	ı	10	10	10	ı	10
Contribution du béton kN	119	119	119	119	119	119	119	119
Résistance cisaillement total kN	119	129	157	152	145	145	132	154
Charge ultime kN	159	173	210	203	194	194	176	206
Type du composite	1	ı	2xS600-lin	2xS600-lin	3xUD220- lin	3xUD220- lin	4xUD400- lin	4xUD400- lin
spécimen	R0-Ref	R150-Ref	R0-EBR-cont- 2LFRP	R150-EBR-cont- 2LFRP	R150-EBR-150- 3LFRP	R150-EBR-200- 3LFRP	R0-NSM-2x150- 4LFRP	R150-NSM-2x150- 4LFRP
série	R0	R150	R0	R150	R150	R150	R0	R150
Méthode de renforcement	renforcement Référence		EBR			WSN		

Tableau 2.11: Résultats expérimentaux (groupe R)

98

Rupture	cisaillement	cisaillement	cisaillement	cisaillement	cisaillement	cisaillement	cisaillement	cisaillement
Déflexion à la charge ultime mm	4.4	7.4	7.0	9.5	5.6	10.7	6.4	10.7
Gain dû au renfort FRP %			33%	8.1%	1	7.4%	1	2.2%
Contribution dû composite kN	-	I	20.8	6.4	1	5.8	1	1.7
Contribution de l'acier transversal kN	1	19.5	I	19.5	1	19.5	1	19.5
Contribution du béton kN	59.2	59.2	59.2	59.2	1	59.2		59.2
Résistance cisaillement total kN	59.2	78.7	80.0	85.1		84.5		80.4
Charge ultime kN	92.5	123.0	123.4	133.0	104.4	132.0	97.3	125.6
Type du composite	-	I	4xUD220-lin	4xUD220-lin	4xUD220-lin	4xUD220-lin	CFRP	CFRP
Spécimen	T0-Ref	T180-Ref	T0-EBR-cont-4LFRP	T180-EBR-cont- 4LFRP	T0-EBR-180-4LFRP	T180-EBR-180- 4LFRP	T0-EBR-180-CFRP	T180-EBR-180-CFRP
série	T0	T180	TO	T180	T0	T180	TO	T180
Méthode de renforcement	Référence				EBR		_	

Tableau 2.12: Résultats expérimentaux (groupe T)

CHAPITRE II : PROGRAMME D'EXPERIMENTAL

66

Les résultats montrent que le gain maximal de résistance de cisaillement dû au renfort de LFRP pour les poutres sans acier transversal renforcées par la méthode EBR avec un LFRP continu est de 24% pour les poutres rectangulaires et de 33% pour les poutres en Té.

Sur la poutre sans acier transversal renforcée par la méthode NSM, le gain de charge est de 10%.

Pour les poutres avec acier transversal, le gain de charge est généralement décroissant lorsque la quantité de renfort composite diminue pour les poutres renforcées par la méthode EBR :

- Pour les poutres rectangulaires le gain est de :
  - 15% pour R150-EBR-cont-2LFRP ;
  - 11% pour R150-EBR-150-3LFRP ;
  - 11% pour R150-EBR-200-3LFRP ;
- Pour les poutres en Té le gain est de :
  - 8.1% pour T180-EBR-cont-4LFRP,
  - 7.4% pour T180-EBR-180-4LFRP.

Cette observation est confirmée par les recherches sur les poutres renforcées par CFRP effectuées par Chaallal et al. 2002 [18], Bousselham et Chaallal 2004 [19], ou Mofidi et Chaallal 2011 [55]. Ces recherches montrent également que la contribution du FRP à la résistance de cisaillement d'une poutre avec acier transversal est diminuée par rapport à la même poutre sans renfort de l'acier transversal. La confirmation est valable aussi dans ce programme pour les poutres renforcées par CFRP : 2.2% pour la poutre T180-EBR-180-CFRP.

En général, le renforcement par LFRP présente une efficacité significative dans le renforcement de cisaillement de poutres en béton armé. En comparaison avec le matériau classique carbone (CFRP), dans ce programme expérimental, les poutres renforcées par LFPR sont plus performantes que celles renforcées par CFRP vis-à-vis de l'effort tranchant. Par conséquent, le renfort de LFRP montre un fort potentiel dans la substitution des fibres classiques dans le renforcement de structure béton armé.

#### 2.5.2 **Présentation de résultats par série.**

#### 2.5.2.1 GROUPE R :

Série R0 : la série R0 est composée de 3 poutres sans acier transversal dans la zone de test (500mm), une poutre de référence et deux poutres renforcées une par la méthode EBR continue et l'autre par la méthode NSM. La Figure 2-32 présente la relation entre la charge et le déplacement au point d'application de la charge :



Figure 2-32: relation entre la charge et le déplacement - Série R0-Groupe R

En général, le comportement de la série R0 est quasi-linéaire jusqu'à la charge ultime. Après avoir atteint la charge ultime, le comportement des poutres est très fragile, les poutres n'ont pas de phase de ductilité, elles perdent directement leur résistance.



Figure 2-33: mode de rupture R0-Ref.

Pendant le chargement de la poutre R0-Ref, la fissure diagonale apparait à une charge d'environ 60 kN. La fissure diagonale de cisaillement commence au centre de la zone de cisaillement vers la partie en traction. Avec l'augmentation de la charge, une seule fissure diagonale s'élargie et se propage avec un angle égal à environ 40° vers la partie en compression (Figure 2-33) jusqu'à la rupture qui est atteinte pour une charge de 159 kN.

La poutre R0-EBR-cont-2LFRP est renforcée de façon continue par 2 couches de Lin sergé 600g/m<sup>2</sup>. La ruine est initiée par une rupture au niveau du renfort LFRP. En effet, au droit de la fissure la couche superficielle du béton a rompu. (Figure 2-34a). Après avoir enlevé le LFRP, la fissure de cisaillement est pleinement mise à jour. Elle a la même forme et la même localisation que celle obtenue pour la poutre référence R0-Ref. La seule différence réside dans le fait que le béton adjacent à la fissure principale de cisaillement est plus écrasé par la compression de cisaillement provoquant de la fissuration secondaire non visible dans le cas sans armatures transversales (Figure 2-34b). Le décollement du tissu provoque donc la défaillance en cisaillement de la poutre pour une charge de 210kN, qui correspond à 24% d'augmentation de capacité en cisaillement due au LFRP. Après la charge ultime, la poutre perd directement sa capacité, le comportement est très fragile comme la poutre référence R0-Ref.



Figure 2-34: mode de rupture R0-EBR-cont-2LFRP : a) mode de rupture avec décollement du LFRP, b) après avoir enlevé le LFRP

La poutre R0-NSM-2x150-4LFRP est renforcée par des plaques composées de 4 couches de tissu de Lin UD 400g/m<sup>2</sup>. La ruine de la poutre apparaît à cause de la rupture du composite suivi d'un écrasement de la bielle de compression de la poutre (Figure 2-35). Aucun décollement ou glissement du composite sont observés. La poutre présente une rupture à une charge de 176kN qui correspond à une augmentation de 10% de la capacité de cisaillement due au LFRP. Le comportement de la poutre après la charge ultime est identique que les autres poutres de le série R0.

CHAPITRE II : PROGRAMME D'EXPERIMENTAL



Figure 2-35: Mode de rupture R0-NSM-2x150-4LFRP

Série R150 : La série R150 est composée de 5 poutres, les poutres sont renforcées par des aciers transversaux avec un espacement s  $\approx \frac{3d}{4} = 150$ mm dans la zone de test. Sur le total de 5 poutres une poutre n'est pas renforcée par composite, une poutre est renforcée par LFRP par la méthode EBR continue, 2 poutres sont renforcées par la méthode EBR non-continue avec une variation de l'espacement du composite, et une poutre est renforcée par la méthode NSM. La Figure 2-36 présente la relation entre la charge et le déplacement au droit du point d'application de la charge pour la série R150.



Figure 2-36: Relation entre la charge et déplacement (Série R150)

La poutre référence R150-Ref présente un comportement assez linéaire jusqu'à la charge ultime comme la poutre référence de la série R0. La fissure diagonale se développe pour une charge approximativement égale à la charge où la fissure de cisaillement est initiée dans la poutre R0-Ref (58 kN). Par rapport la poutre référence de la série R0, la présence de l'acier transversal dans la poutre R150-Ref a augmenté la capacité de cisaillement de la poutre de 119 kN à 129 kN qui correspond à un gain de charge de 8 %. La charge à rupture de la poutre est 173 kN (correspondant à la résistance de cisaillement de 129 kN), après la charge ultime la poutre présente un comportement ductile par rapport celui des poutres de la série R0 grâce à la présence de l'acier transversal dans la zone de test. La rupture de la poutre apparaît à cause de la plasticité de l'acier transversal dans la zone de test. La rupture de la poutre apparaît à cause de la plasticité de l'acier transversal suivi par l'écrasement de la bielle en compression du béton. Le mode de rupture de poutre R150-Ref est présenté sur la Figure 2-37. En général le faciès de rupture est approximativement similaire à celui de la poutre R0-Ref. La fissure diagonale principale a un angle de 40° par rapport l'axe principal de la poutre, il y a quelques fissures diagonales complémentaires qui apparaissent en parallèle de la fissure diagonale principale.



Figure 2-37: Mode de rupture de poutre R150-Ref

La poutre R150-EBR-cont-2LFRP est renforcée par 2 couches de tissu bidirectionnel de lin S600g/m<sup>2</sup> dans la zone de test par la méthode EBR de façon continue. Avant la charge ultime, le comportement de la poutre est assez linéaire comme la poutre référence R150-Ref. La poutre a rompu en flexion à cause de l'écrasement du béton en compression autour la zone de charge (Figure 2-38). Aucun décollement ou rupture du composite ne sont observés. Après la charge ultime, le comportement de la poutre est très ductile, le test est arrêté pour cause de sécurité. La charge ultime est égale à 203 kN qui correspond à 15% de gain de résistance dû au LFRP.



Figure 2-38: Mode de rupture de poutre R150-EBR-cont-2LFRP

Les poutres R150-EBR-150-3LFRP et R150-EBR-200-3LFRP sont renforcées par des bandes de lin unidirectionnelles UD 220g/m<sup>2</sup> de largueur 10cm. La différence entre ces poutres est l'espacement des bandes de composite pris égal à respectivement  $s_f = 150mm \ et \ s_f = 200mm$ . Le comportement de ces poutres est pratiquement identique, et linéaire jusqu'à la charge ultime. Après avoir atteint la charge ultime, la poutre R150-EBR-200-3LFRP a rompu à cause du décollement du composite par rupture de la couche superficielle de béton, suivi par l'écrasement du béton en compression, aucun défaillance du composite n'est enregistrée (Figure 2-39). La poutre R150-EBR-150-3LFRP a rompu à cause de l'écrasement du béton en compression, le renfort de cisaillement-composite s'est décollé dans la zone où les fissures diagonales sont apparues (Figure 2-40). La charge ultime des deux poutres est de 194kN ce qui correspond à l'augmentation de 10% résistance de cisaillement dû au renfort de LFRP.





Figure 2-39: Mode de rupture R150-EBR-200-3LFRP



Figure 2-40: Mode de rupture R150-EBR-150-3LFRP

## **2.5.2.2** GROUPE T :

#### Série T0 :

La série T0 est composée de 4 poutres sans acier transversal dans la zone de test (900mm). Une poutre est testée sans renforcement par composite servant de référence. Les trois poutres restantes sont

renforcées par la méthode EBR U-forme avec différentes configurations et différents matériaux composites, une poutre est renforcée par un tissu LFRP continu, une poutre est renforcée par des bandes LFRP et une poutre est renforcée par des bandes de CFRP. La Figure 2-41 présente la relation entre la charge et le déplacement au point d'application de la charge.



Figure 2-41: Relation entre la charge et déplacement -Série T0



Figure 2-42: Mode de rupture poutre T0-Ref
La poutre référence T0-Ref présente le comportement quasi linéaire jusqu'à la charge ultime (Figure 2-41). La première fissure de cisaillement apparait pour une charge d'environ 65kN au milieu de la zone de test. A la charge de 81kN, il y a une stagnation de l'effort à cause de l'ouverture de fissure diagonale, la charge continue augmenter jusqu'à la charge ultime de 91kN. Cette augmentation de charge dans cette phase est due à l'effet goujon des aciers longitudinaux en traction (les poutres sont renforcées en flexion avec un ratio de renforcement  $\rho_l = \frac{A_s}{b_w.d} = 5\%$ ).

Pour la poutre T0-EBR-cont-4LFRP, la zone de test est renforcée par des bandes de LFRP de 10cm de largueur sans espacement. Le comportement de la poutre avant la charge ultime est pratiquement identique à celui de la poutre référence T0-Ref. La poutre a une rupture par décollement du composite dans la zone de fissuration de cisaillement suivie par l'écrasement de la bielle de compression pour une charge de 123,4kN, ce qui correspond à une augmentation de 33% de la capacité de cisaillement par rapport à la poutre référence. Le mode de rupture de la poutre est présenté sur la Figure 2-43.



Figure 2-43: Mode de rupture poutre T0-EBR-cont-4LFRP

Pour rappel, les spécimens T0-EBR-180-4LFRP et T0-EBR-180-CFRP sont coulés avec un béton de résistance plus faible par rapport à celui des autres poutres de la série. Cela se traduit par une rigidité initiale de la courbe de comportement plus faible. En général, le comportement des deux poutres est approximativement identique, la fissure diagonale apparaît à une charge d'environ 55 kN donc plus tôt par rapport aux autres poutres dans cette série (65kN). Après l'apparition de la fissure diagonale, la charge continue à augmenter jusqu'à la charge ultime. Le comportement de la poutre T0-EBR-180-CFRP renforcée par des bandes de tissu de carbone présente quelques petites chutes de charge à cause de décollements locaux (endommagement mis en évidence au niveau sonore durant l'essai). Les poutres T0-EBR-180-4LFRP et T0-EBR-180-CFRP ont une rupture pour une charge de 104kN, et 96kN respectivement. La rupture apparaît avec le décollement du composite. Le mode de rupture est présenté dans la Figure 2-44.

Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin)



Figure 2-44: Mode de rupture a) T0-EBR-180-4LFRP, b) T0-EBR-180-CFRP

### Série T180.

Les quatre poutres de la série T180 sont renforcées au cisaillement par des aciers transversaux avec un espacement s=180mm. Une poutre est testée pour être la référence et les trois poutres restantes sont renforcées avec la même configuration que les poutres renforcées de la série T0 pour évaluer l'interaction acier-composite. La Figure 2-45 présente la relation entre la charge et le déplacement au point d'applicatio n de la charge des poutres dans cette série.



Figure 2-45: Relation entre la charge et déplacement-Série T180

Pour le spécimen T180-Ref, la fissure diagonale de cisaillement apparait à la charge qui est approximativement égale de celle de la poutre référence de série T0 (67kN). Le comportement de la

poutre avant l'apparition de fissure diagonale est identique de la poutre T0-ref. Après l'apparition de la fissure diagonale, les aciers transversaux sont sollicités, la charge continue à augmenter jusqu'à la plasticité de l'acier transversal qui traverse la fissure diagonale. La défaillance de la poutre apparaît à une charge de 123kN. Par rapport à la poutre référence T0-Ref de la série T0, la présence de l'acier transversal dans la série T180 augmente la charge de 33%. La poutre a rompu à cause de l'écrasement de la bielle du béton en compression. Le mode de rupture de la poutre est présenté sur la Figure 2-46.



Figure 2-46: Mode de rupture-poutre T180-Ref



Figure 2-47: Mode de rupture-Poutre T180-EBR-cont-4LFRP

La poutre T180-EBR-cont-4LFRP est renforcée par un tissu LFRP continu. Le comportement de cette poutre est similaire aux autres poutres dans la première phase de comportement. La poutre rompue à la charge de 133 kN qui correspond à 8.1% de gain de résistance de cisaillement dû au renfort LFRP. La rupture apparaît à cause du décollement du composite suivi par l'écrasement de la bielle du béton en compression. La rupture du composite à côté de l'appui est observée à cause de la chute de charge au moment de la défaillance. Le mode de rupture de cette poutre est présenté sur la Figure 2-47. Après la rupture le composite est retiré, la forme des fissures diagonales est identique à celles apparues sur la poutre référence T180-Ref.

CHAPITRE II : PROGRAMME D'EXPERIMENTAL

Pour la poutre T180-EBR-180-4LFRP, elle est renforcée par des bandes LFRP de 10cm de largueur non-continue avec un espacement  $s_f = 180mm$ . Le comportement de la poutre est pratiquement identique que celui de la poutre T180-EBR-cont-4LFRP qui est renforcée de façon continue. La poutre a rompu à la charge de 132 kN soit un gain de charge dû à la contribution du composite est de 7,4 %.



Figure 2-48: Mode de rupture T180-EBR-180-4LFRP



Figure 2-49: Mode de rupture T180-EBR-180-CFRP

La poutre T180-EBR-180-CFRP est renforcée au cisaillement par des bandes CFRP de 10 cm de largueur. La position des bandes CFRP collées sur béton est la même que celle des bandes LFRP collées sur la poutre renforcée non continue. Le comportement de cette poutre est similaire à celui des poutres renforcées par LFRP. La rupture de la poutre apparaît à cause du décollement du CFRP suivi par l'écrasement de la bielle du béton en compression. Aucune rupture du CFRP n'est observée

(Figure 2-49). La charge ultime de la poutre est de 125.6 kN qui correspond à 2.2 % de gain de capacité de cisaillement dû au renfort CFRP.

### 2.5.3 **Réponse de déflexion**

Les figures: Figure 2-32, Figure 2-36, Figure 2-41, Figure 2-45 représentent la relation entre la charge et la flèche au point d'application de la charge pour les séries R0, R150, T0, T180. Chaque figure présente le comportement de la poutre référence dans la série et celui des poutres renforcées par matériaux composites avec les différences techniques de renforcement et les différentes configurations de renforcement.

### **GROUPE R.**

Sur le groupe R de poutre rectangulaire, le rapport entre travée de cisaillement et hauteur efficace de la section est a/d= 2.4, le comportement des poutres sont quasi-linéaire jusqu'à la charge ultime pour toutes les poutres dans la série. La Figure 2-50 représente la relation entre la charge et déplacement au point d'application de la charge pour toutes les poutres dans le groupe R. Dans la série R0, le comportement de la poutre R0-Ref, après l'apparition de fissure diagonale, présente quelques petites chutes de charge à cause de l'ouverture de fissure, ce problème n'apparaît pas sur les poutres renforcées dans la même série. Après la charge ultime, le comportement de ces poutres ne présente pas la ductilité. Pour les poutres dans la série R150, le comportement peut être considéré comme plus ductile par rapport aux poutres de la série R0. Deux poutres R150-EBR-cont-2LFRP, et R150-EBR-150-3LFRP ont eu une rupture par flexion (l'écrasement du béton de compression) donc plus ductile. La poutre R150-Ref présente clairement de la ductilité après la charge ultime par rapport à la poutre R0-Ref grâce à la présence de l'acier transversal. La ductilité après la charge ultime apparaît aussi sur les poutres R150-EBR-200-3LFR, R150-NSM-2x150-4LFRP. Le renforcement par LFRP augmente la capacité de cisaillement et la flèche à la charge ultime des poutres. La déflexion au point de charge correspondant à la charge ultime est présentée dans le Tableau 2.11.



Figure 2-50: Relation entre la charge et déplacement des poutres dans groupe R.

### **GROUPE T** :

Les poutres en Té ont un ratio a/d=3, les poutres dans cette série ont une rupture à cause de l'écrasement de la bielle du béton en compression. Les figures: Figure 2-41, Figure 2-45 présentent la relation entre la charge et le déplacement au point d'application de la charge des deux séries de poutre T0 et T180 dans ce groupe. Le comportement des poutres en général est assez linéaire jusqu'à l'apparition de fissure diagonale. Pour la poutre référence T0-ref sans renforcement d'acier transversal dans la zone de test, après la charge de 80kN, une chute d'effort à cause de l'ouverture de la fissure diagonale apparaît et la charge continue à augmenter à cause de l'effet goujon des aciers longitudinaux. Après avoir atteint la charge ultime, elle perd directement sa résistance. Pour la poutre renforcée continue T0-EBR le comportement est plus ductile que la poutre référence T0. Pour la série T180 avec un renforcement d'acier transversal dans la zone de test, les poutres renforcées présentent une plus grande de la ductilité par rapport à la poutre référence T180-Ref mais le gain de charge ultime n'est pas beaucoup amélioré.

### 2.5.4 **Réponse de déformation**

Cette partie examine le comportement du renforcement interne en flexion par les aciers longitudinaux, du renforcement interne en cisaillement par les aciers transversaux et du renforcement externe en cisaillement par les matériaux composites.

Acier longitudinal :

Concernant la déformation sur les aciers longitudinaux, les figures : Figure 2-51, Figure 2-52présentent la relation entre la charge et la déformation mesurée par les jauges sur les aciersCHAPITRE II : PROGRAMME D'EXPERIMENTAL113

longitudinaux. En général, les aciers longitudinaux travaillent sous la limite élastique sauf pour la poutre R150-EBR-cont-2LFRP qui a une rupture en flexion, la déformation maximale de l'acier longitudinal est de 2700 με.



Figure 2-51: Relation entre la charge et la déformation de l'acier longitudinal-jauges 1 et 2 (groupe R)



Figure 2-52: Relation entre la charge et la déformation de l'acier longitudinal-jauges 1 et 2 (Groupe T)

#### Acier transversal :

La déformation dans les aciers transversaux est présentée pour la série R150 de groupe des poutres rectangulaires et la série T180 de groupe des poutres en T qui sont renforcées par des aciers transversaux dans la zone de test. Les figures : Figure 2-53 et Figure 2-54 présentent les courbes de charge vs déformation sur l'acier transversal pour la série R150 et T180 respectivement. Pour la série R150, deux jauges sont collées sur le centre des deux cadres au milieu de la zone de test.



Figure 2-53:Relation entre la charge et déformation de l'acier transversal (série R150)

En général, le comportement de l'acier transversal est divisé en trois phases au cours du chargement. Dans la première phase, aucune contribution de l'acier transversal n'est observée. La deuxième phase commence quand la fissure diagonale initiale apparaît et les aciers transversaux commencent à se déformer. Pour la série de poutre rectangulaire R150, cette phase commence à la charge de 60 kN pour la poutre référence R150-Ref et 75 kN pour les poutres renforcées. Pour la série de poutre en T T180, la deuxième phase commence à la charge de 70 kN pour la poutre référence T180-Ref et 80 kN pour les poutres renforcées par composite. Dans la troisième phase, la déformation des aciers transversaux continue à augmenter jusqu'à la limite plastique où la rupture de spécimen apparaît.

A la même valeur de charge, la déformation dans l'acier transversal de la poutre référence est plus grande que celle dans l'acier transversal de poutre renforcées par matériaux composite. Donc on peut voir que la présence de renfort du composite diminue la déformation dans l'acier transversal de la zone



renforcée. La rupture dans les spécimens apparaît généralement avec la rupture de l'acier transversal (Figure 2-55).





Figure 2-55: Rupture dans l'acier transversal

#### Déformation du composite :

Vis-à-vis de la déformation du composite, les résultats sont présentés par groupe de poutre. La position des jauges collées sur les composites est choisi suivi la fissuration diagonale qui est apparue sur la poutre référence pour avoir la déformation maximale sur le composite.

#### Groupe R





Groupe T :



Figure 2-57: Relation entre la charge et déformation du composite (Groupe T)

Les figures : Figure 2-56 et Figure 2-57 présentent la relation entre la charge et la déformation du composite où les jauges sont collées pour les groupes R et T. Les résultats montrent que le comportement de la composite présente trois phases comme les aciers transversaux dans la zone de test. Dans la phase initiale de charge, le composite ne contribue pas à la résistance de la poutre. Dans

CHAPITRE II : PROGRAMME D'EXPERIMENTAL

la deuxième phase, dès que la fissure diagonale apparaît, le composite commence à se déformer pour une charge de 70-75 kN pour les poutres renforcées dans le groupe R et 80 kN pour les poutres renforcées dans le groupe T. La déformation du composite continue à augmenter avec l'augmentation de la charge. A la troisième phase, la déformation du composite commence à diminuer sur quelques jauges pendant que la charge continue à augmenter. Ce problème peut être expliqué comme le suivant : Bien qu'il n'y a aucun décollement total du composite au cours de test, l'apparition des fissures provoquent le décollement local. Pour certains points où la jauge est collée, la fissure traverse et provoque le décollement local, la déformation du composite de ce point voit donc une chute malgré la montée de la charge. Dans certains tests sur les poutres renforcées par fibre de Lin, le mode de rupture final présente la rupture du composite malgré que la déformation maximale ne dépasse pas la déformation ultime du composite. Cela peut être expliqué qu'après la charge ultime, la chute de la charge provoque la concentration de contrainte en certain point donc soit ça provoque le décollement du composite, soit ça provoque la rupture locale.

La déformation maximale du composite enregistrée par des jauges est présentée dans la Tableau 2.13.

Groupe	Spécimen Déformation maximal	
		du composite (με)
	R0-EBR-cont-2LFRP	13 779
	R0-NSM-2x150-4LFRP	7 636
Groupe R	R150-EBR-cont-2LFRP	7 000
Groupe It	R150-EBR-150-3LFRP	14 552
	R150-EBR-200-3LFRP	10 668
	R150-NSM-2x150-4LFRP	7 322
	T0-EBR-cont-4LFRP	4 129
	T0-EBR-180-4LFRP	6 278
Groupe T	T0-EBR-180-CFRP	4 768
Groupe I	T180-EBR-cont-4LFRP	4 188
	T180-EBR-180-4LFRP	9 093
	T180-EBR-180-CFRP	6 733

Tableau 2.13	: Déformation	maximale	enregistrée	du composite
			0	1

## 2.6 **Discussion de résultats**

Dans cette partie, la discussion principale porte sur l'efficacité du renforcement par la fibre de lin à partir d'une comparaison entre les solutions à base de fibres de lin et les solutions à base de fibres

courantes (fibre de carbone...). Les guides de conception recommandés pour le renforcement par fibres de carbone et/ou fibres de verre sont évalués afin de les appliquer au cas de fibres de lin. Donc les paramètres suivant sont étudiés :

- Efficacité des fibres de lin vs fibres de carbone.
- Interaction entre acier-composite.
- Comparaison des résultats expérimentaux avec les normes de conception.

En général, les résultats montrent que le renfort par LFRP présente une augmentation significative du gain de résistance de cisaillement par rapport aux poutres de référence. Mais au niveau de comportement après la charge ultime, les figures: Figure 2-32 et Figure 2-36 montrent que LFRP ne change pas le comportement des poutres renforcées après la charge ultime (sauf les poutres présentent une rupture mixte en flexion-cisaillement).

### 2.6.1 Efficacité de fibre de lin vs fibre de carbone

Les Tableau 2.11 et Tableau 2.12 présentent le résumé des résultats expérimentaux. Ils montrent que le système de renforcement de cisaillement par fibres de lin et fibres de carbone présente une augmentation de la capacité de résistance de cisaillement de la poutre renforcée par rapport la poutre référence. En moyenne, les poutres renforcées par la méthode EBR U-forme et la méthode NSM sont plus résistantes de 26% et 16% par rapport aux poutres de référence. L'efficacité du renfort par composite est clairement présenté sur les poutres sans acier transversal dans la zone de test. Ce gain est diminué sur les poutres renforcées par acier transversal.

La Figure 2-58 présente les courbes de chargement vs déplacement au point d'application de la charge pour les quatre poutres en T renforcées par fibres de Lin et fibres de carbone. Les poutres 5180 avec l'espacement de l'acier transversal dans la zone de test de s= 180 mm) par fibres de lin et fibres de carbone. Pour les poutres renforcées par fibres de carbone, une seule couche de tissu est choisie  $(E_f^c t_f^c = 50.4 \, GPa. mm)$ , les poutres renforcées par fibres de Lin, quatre couches sont collées les unes sur les autres ( $4.E_f^l t_f^l = 22 \, GPa. mm$ ). Les résultats montrent que le comportement de la poutre renforcée par fibre de lin et celle renforcée par fibres de Lin a une rupture à une charge de 131.8 kN alors que la poutre T180-EBR-180-4LFRP renforcée par fibres de Lin a une rupture à une charge de 131.8 kN alors que la poutre T180-EBR-180-4LFRP renforcée par fibres de carbone présente quelques petites chutes de charge avant la charge ultime, pouvant être expliquées par un décollement sur quelques bandes de tissu carbone. Le décollement des bandes de carbone est bien présent et confirmé par des chutes de déformation sur quelques jauges dans la relation entre la charge et la déformation du composite de la Figure 2-57. La raison de décollement de la bande de carbone peut être expliquée par la rigidité du renfort. Le renfort composite de Lin a une plus faible rigidité par rapport à celle du composite carbone (11 GPa vs 105 GPa respectivement) présente moins de décollement.



Figure 2-58: Comparaison de renfort par fibre de lin et fibre de carbone

Le Tableau 2.14 présente l'efficacité du FRP vis-à-vis de la résistance de cisaillement, cette valeur est définie par le ratio entre la contribution du FRP à la résistance de cisaillement dans la zone de test et l'effort maximal de traction que le composite dans la zone de test. Le résultat montre que l'efficacité du LFRP est plus élevée que celle du CFRP : 0.1 % sur la poutre T180-EBR-180-CFRP et 1.9 % sur T180-EBR-180-4LFRP. Pour le groupe R avec un rapport a/d=2.4, l'efficacité de renfort est plus grande que celle de groupe T avec a/d=3.0 : 19.2 % sur la poutre renforcée sans acier transversal R0-EBR-cont-2LFRP et 3.9 % sur T0-EBR-cont-4LFRP.

### Tableau 2.14: l'efficacité de FRP

Spécimen		Aire de FRP mm <sup>2</sup>	Résistance ultime de traction (kN/m)	V <sub>f</sub> (kN)	Ψf efficacité de FRP %
	R0-EBR-cont-2LFRP	1260	198	38	19,2
	R0-NSM-2x150-4LFRP	480	113	13	11,5
Groupe R	R150-EBR-cont-2LFRP	1260	198	23	11,6
	R150-EBR-150-3LFRP	1050	179	16	8,9
	R150-EBR-200-3LFRP	900	153	16	10,5
	R150-NSM-2x150-4LFRP	480	113	25	22,1
Groupe T	T0-EBR-cont-4LFRP	3600	540	20,8	3,9
	T0-EBR-180-4LFRP	-	-	-	-
	T0-EBR-180-CFRP	-	-	-	-
	T180-EBR-cont-4LFRP	3600	540	6,4	1,2
	T180-EBR-180-4LFRP	2000	300	5,8	1,9
	T180-EBR-180-CFRP	864	1469	1,7	0,1

## 2.6.2 Effet de renfort interne-acier transversal

L'effet de la présence d'un renforcement interne de cisaillement-acier transversal sur la contribution du composite à la résistance de cisaillement de la poutre renforcée par la méthode EBR peut être vérifié grâce à la comparaison des résultats des poutres des séries R0 et R150, ou T0 et T180. En général, vis-à-vis des gains dus au renforcement composite à la résistance de cisaillement dans les poutres renforcées, les résultats montrent clairement un gain maximal sur les poutres sans acier transversal dans la zone de test : 24 % pour R0-EBR-cont-2LFRP, 26 % pour T0-EBR-cont-4LFRP (sauf les deux poutres T0-EBR-180-4LFRP et T0-EBR-180-CFRP qui ont la résistance du béton plus faible que la poutre référence T0-Ref donc le gain du composite n'est pas déterminé). Pour les poutres avec la présence d'acier transversal dans la zone de test, la contribution du composite à la résistance de cisaillement est diminuée : 15 % pour R150-EBR-cont-2LFRP et 8.1 % pour T180-EBR-cont-4LFRP. Donc en général, l'interaction de l'acier transversal-composite de lin présente une relation comme celle de l'acier transversal-composite carbone (verre) qui est confirmée par les dernières recherches (Bousselham et Chaallal 2004 [45], Modifi [56], Chaallal et al 2002 [18], et Pellegrino et Modena 2002[43]), la présence de l'acier transversal provoque une diminution significative du gain de résistance de cisaillement pour les poutres renforcées par la méthode EBR.

Les résultats dans le Tableau 2.14 confirment encore une fois cette conclusion. Sur les poutres renforcées par la méthode EBR, les poutres renforcées par FRP et sans acier transversal présentent une efficacité de FRP plus grande que celle des poutres avec un renfort interne-acier transversal : 19.2 % pour R0-EBR-cont-2LFRP et 11.6 % pour R150-EBR-cont-2LFRP, 3.9% pour T0-EBR-cont-4LFRP et 1.2 % pour T180-EBR-cont-4LFRP. L'effet de l'acier transversal peut être expliqué par la théorie de l'effet de mode de fissuration sur la force de collage du composite (Khalifa et al[37]). En général, pour les poutres sans acier transversal dans la zone de test, la poutre rompt avec une seule fissure diagonale principale mais sur les poutres avec un renfort d'acier transversal, il y a plusieurs fissures diagonales complémentaires qui apparaissent en parallèle à la fissure principale sur la mode de rupture (Figure 2-33 et Figure 2-37, Figure 2-42et Figure 2-46). Cette observation est aussi confirmée par la recherche de Pellegrino et Modena 2002 [43]. La fissure qui apparaît traverse les bandes du composite, elle sépare la bande du composite en deux zones de collage. Donc la fissure provoque une réduction de la longueur du collage du composite. Sur la poutre avec l'acier transversal, il y a plusieurs fissures diagonales qui traversent la même bande composite, la longueur de collage du composite sur cette bande entre les fissures reste très faible en comparant avec le cas de poutre sans acier transversal avec une seule fissure diagonale. Donc la contribution du composite à la résistance de cisaillement dans les poutres avec acier transversal est réduite par rapport au cas de poutre sans acier transversal.

La Figure 2-59 présente les deux poutres renforcées par la méthode NSM : R0-NSM-2x150-4LFRP et R150-NSM-2x150-4LFRP. Les résultats montrent que le gain de résistance de cisaillement pour les deux poutres est 10%, et 16% respectivement. Donc dans le cas de renforcement au cisaillement par la méthode NSM, le résultat montre que la présence de l'acier transversal n'influence pas la contribution de résistance en cisaillement de la poutre. En général, avec la méthode EBR, le décollement est le problème principal qui limite la contribution du composite. Dans le cas d'un renforcement par la méthode NSM la liaison entre composite et béton est augmentée par les deux faces de contact au lieu d'une face dans le cas de la méthode EBR. Les fissures n'ont clairement pas d'influence sur la liaison entre composite et béton. En plus, dans le cas des poutres avec l'acier transversal, plusieurs fissures diagonales qui appariaient diffusent les efforts internes sur la longueur des plats de renforcement NSM. Donc le gain de renforcement par des plats NSM dans le cas de poutres avec l'acier transversal est augmenté par rapport celui de poutre sans acier transversal.



Figure 2-59: Relation entre la charge et déplacement (poutres renforcées par NSM)

### 2.6.3 Comparaison de résultats de test avec la norme de conception.

La contribution du composite à la résistance de cisaillement (Tableau 2.11 et Tableau 2.12) est comparée avec la résistance nominale de cisaillement prédite par les normes de conception (ACI 440.2R 2008, fib-TG 9.3 2001, CAN/CSA-S806 2002, et CNRDT200 2004). Dans cette étude, les calculs ne sont appliqués que pour le cas des poutres renforcées par la méthode EBR pour vérifier la possibilité d'application des normes au cas de renforcement au cisaillement par des fibres naturelles au lieu de fibres classiques comme les fibres de carbone ou fibre de verre.

Les résultats expérimentaux et les recherches précédentes ont montré que la présence de l'acier transversal diminue la contribution du composite à la résistance de cisaillement. Mais dans les normes qui calculent la résistance de cisaillement d'élément béton armé renforcé par composite (fibre de carbone ou fibre de verre) cette interaction acier transversal-composite n'est pas pris en compte (Tableau 1.3). Le Tableau 2.15 présente les résultats du coefficient de détermination entre le calcul  $V_{f cal}$  pour chaque norme de conception et résultat expérimental  $V_{f exp}$ . La faible valeur de R<sup>2</sup> reportée dans ce tableau est due au fait que les normes de conception ne tiennent pas compte de l'effet de l'acier transversal.

Tableau 2.15: Coefficient de détermination entre le calcul $V_{f cal}$ pour chaque norme de conception et
résultat expérimental $V_{f exp}$ (avec ou sans acier transversal) [57]

Modèle de conception de FRP	Année	R <sup>2</sup>
Modèle de Modidi & Chaallal	2010	0.67
CSA-S806	2002	0.21
ACI-440-2R	2008	0.2
Fib-TG 9.3	2001	0.22
CNR-DT 200	2004	0.18

Le Tableau 2.16 présente les résultats calculés de la contribution de composite à la résistance de cisaillement pour les groupes de poutre R et T par les normes de conception :

Tableau 2.16: Contribution de FRP calculé par des normes de conception

Groupe	Spécimen	$V_{f exp}$	CSA-S806	ACI 440-2R	Fib-TG 9.3	CNR-DT 2000
R	R0-EBR- cont-2LFRP	38	32	36.1	42.5	26.3
	R150-EBR- cont-2LFRP	23	32	36.1	42.5	26.3
	R150-EBR- 150-3LFRP	16	18.3	18.4	34	14.1
	R150-EBR- 200-3LFRP	16	13.8	13.7	30	10.5
	T0-EBR-cont- 4LFRP	28	52.8	38.3	43.3	28.6
	T180-EBR- cont-4LFRP	6.4	52.8	38.3	43.3	28.6
Т	T180-EBR- 180-4LFRP	5.8	29.3	21.2	33.7	16.5
1	T180-EBR- 180-CFRP	1.7	118	37.8	18.5	23.3
	T0-EBR-180- 4LFRP	-	29.3	21.2	33.7	16.5
	T0-EBR-180- CFRP	-	118	37.8	18.5	23.3

Pour le groupe R des poutres rectangulaires avec le rapport de travée de cisaillement et la hauteur efficace de la section de poutre a/d= 2.4, les normes de conception CSA-S806, ACI 440-2R, Fib-TG

9.3 donnent des résultats acceptables pour le cas de poutres renforcées continues par LFRP et sans acier transversal. Avec la présence de l'acier transversal dans la poutre renforcée continue par LFRP (diminution de la contribution de LFRP à la résistance de cisaillement de la poutre) les normes ne sont pas satisfaisantes. Par contre dans le cas de renforcement non continu par des bandes LFRP, les normes prédisent de façon assez proche la valeur ultime de la contribution du composite à la résistance de cisaillement.

Dans le cas des poutres en T de groupe T avec le rapport de travée de cisaillement et la hauteur efficace de la section de poutre a/d= 3, les normes de conception ne prédisent pas du tout la contribution du composite. En général, les normes ne comptent pas l'effet de rapport de travée de cisaillement. L'effet de rapport a/d est confirmé par plusieurs recherches [22], [44], [19] mais chaque auteur montre une conclusion différente. Dans ce cas, le résultat expérimental montre que la contribution de LFRP ou CFRP sur les poutres avec la présence de l'acier transversal est presque négligeable. Ce problème est obtenu aussi dans les expérimentaux de bousselham et Chaallal (2006) [19], Modifi 2012 [56] pour le cas de renforcement par la méthode EBR en utilisant le renfort de fibre de carbone.

## 2.7 Conclusion.

Basé sur les résultats expérimentaux, les conclusions principales suivantes peuvent être établies :

-Le système de renforcement par fibres de Lin (LFRP) peut augmenter de façon significative la capacité de cisaillement de poutre béton armé avec une limite de taux de renfort de l'acier transversal. Dans cette étude, l'augmentation moyenne de capacité de cisaillement pour les poutres sans acier transversal est de 25 %. Concernant les poutres rectangulaires avec le renforcement de l'acier transversal, cette augmentation est de 13 %.

-Le renfort par fibres de lin présente une capacité mécanique équivalence à celle de fibre de carbone dans le renforcement au cisaillement de poutres béton armé, et un potentiel dans le renforcement de structure béton armé en remplacement des fibres classiques (carbone, verre, ...).

-la présence de l'acier transversal dans la zone de renforcement provoque la diminution de la contribution de LFRP à la résistance de cisaillement de poutres renforcées par la méthode EBR. Dans le cas de poutres renforcées par la méthode NSM, la présence de l'acier transversal ne diminue pas la contribution de LFRP.

# **3 CHAPITRE III : MODELISATION NUMERIQUE**

### 3.1 Introduction.

Dans cette partie, l'étude de modélisation numérique est réalisée avec la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Abaqus. Le but de cette étude est de reproduire le comportement de poutres béton armé renforcées par matériaux composites naturels (LFRP) afin d'étudier les paramètres qui influencent la contribution de LFRP sur la capacité de résistance en cisaillement. Les paramètres suivants sont étudiés :

- CFRP vs LFRP
- Influence du rapport travée de cisaillement et hauteur efficace de la section de la poutre.

Un modèle d'endommagement plastique sera utilisé pour le comportement du béton. Le modèle de liaison entre le béton et les composite est étudié par deux types de liaison : liaison parfaite et liaison par l'élément 3D qui présente le comportement de la colle reliant le béton et le composite.

### 3.2 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est appliquée largement dans le calcul de structures avec des résultats fiables. La MEF permet de résoudre de manière discrète une équation aux dérivées partielles (ou EDP) dont on cherche une solution approchée « suffisamment » fiable. De manière générale, cette EDP porte sur une fonction d'approximation u(x), définie sur un domaine  $\psi_n(x)$ . Elle comporte des conditions aux limites permettant d'assurer l'existence et l'unicité d'une solution.

Sauf cas particuliers, la discrétisation passe par une redéfinition et une approximation de la géométrie, on considère donc le problème posé sur la géométrie approchée par un domaine polygonal ou polyédrique par morceaux. Une fois la géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème, dans la MEF, cet espace est défini à l'aide du maillage du domaine (ce qui explique aussi pourquoi il est nécessaire d'approcher la géométrie). Le maillage du domaine permet d'en définir un découpage dont les pavés sont les éléments finis (Figure 3-1). Un élément fini est la donnée d'une cellule élémentaire et de fonctions de base de l'espace d'approximation dont le support est l'élément, et définie de manière à être interpolatrice.



Figure 3-1: Discrétisation par éléments finis

### 3.2.1 Logiciel Abaqus

Dans le cadre d'une modélisation de structure par éléments finis, il existe actuellement plusieurs logiciels commerciaux Abaqus, Ansys, ... Le logiciel d'éléments finis idéal avait été défini comme un logiciel qui permettrait une modélisation rapide et facile d'un problème, allant du simple (poutre ou dalle acier sur appuis simples) au complexe (structure multi-matériaux avec un comportement du matériau non linéaire et une interface complexe). Il est important que l'utilisateur ait une bonne idée de ce qu'il fait, notamment quant au choix du maillage et du type d'éléments qui doivent être adaptés au problème posé : aucun logiciel ne fait tout pour l'utilisateur, et il faut toujours garder un œil critique vis-à-vis de solutions approchées.

Dans cette partie, utilisation de logiciel abaqus est choisie pour modéliser ce modèle. Le logiciel Abaqus est composé de deux sous-produits : Abaqus/Standrad et Abaqus/Explicite. Les avantages d'Abaqus sont : la rapidité de prétraitement, la possibilité de diffuser des éléments surfaciques ou des barres d'armatures dans des éléments solides de béton, la disponibilité du sous-produit Abaqus/Explicite et le modèle endommagement plastique du béton supporté.

## 3.2.2 Abaqus/Explicite vs Abaqus/Standard

Le choix du sous-produit dépend du problème dynamique ou statique et de la complexité de problème. En général, Abaqus/Standard utilise la méthode implicite qui adapte le problème statique ou cyclique. Abaqus/Explicite utilise la méthode explicite qui adapte le problème dynamique ou quasi-statique.

## 3.2.2.1 Abaqus/Explicite

### Schéma explicite

Le principe de ce schéma est de résoudre l'équation d'équilibre pour un instant  $t + \Delta t$  à partir des données de l'instant t. Ce schéma permet de déterminer les variables nodales  $U_{t+\Delta t}$  en fonction de leurs valeurs en début d'incrément de temps u<sub>t</sub>.

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \, u_t + \Delta t^2 \, u_t + \Delta t^3 \, u_t + \theta(\Delta t^4 \, u_t)$$



Figure 3-2: Illustration du schéma explicite d'intégration au cours du temps

La Figure 3-2 présente illustration du schéma explicite d'intégration au cours du temps où la solution à l'instant  $t + \Delta t$  n'est fonction que des valeurs nodales et de ses dérivées à l'instant t comme l'indique le système suivant :

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \, u_t + \Delta t^2 \, u_t + \Delta t^3 \, u_t + \dots$$

$$u_t = f^1(u_t) \qquad (3-1)$$

$$u_t = f^2(u_t)$$

$$\dots$$

Cette méthode de résolution ne peut pas admettre des incréments de temps trop importants sous peine de divergences des calculs. La convergence n'est assurée que si l'incrément de temps  $\Delta t$  est inférieur à un incrément critique  $\Delta t_c$ . Donc dans cette méthode la taille des incréments doit être suffisamment petite.

#### Abaqus/Explicit

La version explicite est entièrement vectorisée afin d'utiliser les supercalculateurs multiprocesseurs. Bien que l'analyse soit dynamique, elle peut être utilisée moyennant quelques précautions pour accomplir des analyses quasi-statiques. Le schéma explicite implanté au sein d'Abaqus conduit à des temps de calcul plus faibles comparativement au schéma implicite nommé Abaqus/Standard. L'algorithme explicite assure une certaine robustesse, il est plus efficace pour aboutir à un calcul complet que Abaqus/Standard. Ce code présente une bonne résolution des contacts ce qui est un autre intérêt vis-à-vis de la simulation du procédé.

La procédure de calcul dans Abaqus/Explicite se fait en avançant explicitement dans le temps et en considérant le système comme dynamique. Le temps est considéré comme un temps virtuel dans le cas d'un problème quasi-statique ou comme un temps réel dans le cas d'un problème dynamique. L'équation de Newton est réglée dans toutes les procédures de calcul :

$$M\ddot{u} = F - I \tag{3-2}$$

Où  $\ddot{u}$  est vecteur des accélérations nodales, et M est la matrice de masse nodale. F est le vecteur des charges appliquées et I est le vecteur des efforts internes.

En général, Abaqus/Explicite utilise l'algorithme qui peut être exprimé par les étapes suivantes :

- Pour chaque incrément  $\Delta_t$  de temps t, avec les forces externes F(t) et les efforts internes I(t), il est possible de calculer les accélérations nodales :

$$\ddot{u} = M^{-1}(F(t) - I(t))$$
(3-3)

- Par l'intégration deux fois de cette équation en utilisant la méthode des différences finies centrales, on obtient le vecteur des déplacements nodaux :

$$\dot{u}\left(t+\frac{\Delta_t}{2}\right) = \dot{u}\left(t-\frac{\Delta_t}{2}\right) + \frac{\Delta_{t(t+\Delta_t)} + \Delta_{t(t)}}{2}\ddot{u}(t)$$

$$u(t+\Delta_t) = u(t) + \Delta_{t(t+\Delta t)}.\dot{u}\left(t+\frac{\Delta_t}{2}\right)$$
(3-4)
(3-5)

Où  $\dot{u}$  est le vecteur de vitesse, u est le vecteur de déplacement nodal. Ces équations sont illustrées par la Figure 3-3 :



Figure 3-3:Illustration de l'opération de différence centrale

L'étape suivante est le calcul de l'incrément de déformation *dε* au niveau des éléments, connaissant le taux de déformation *ε*, Les contraintes au niveau des éléments sont calculées en utilisant la loi constructive du matériau :

$$\sigma(t + \Delta_t) = f(\sigma(t), d\varepsilon)$$
(3-6)

- Le cycle suivant est calculé avec les nouveaux vecteurs des forces nodales internes  $I(t + \Delta_t)$ . et les processus sont ensuite répétés jusqu'à la fin.

Ainsi, la procédure explicite ne requiert ni itération ni matrice tangente de rigidité. La procédure explicite intègre le temps en utilisant beaucoup de petits incréments de temps. Or, l'opérateur de différences centrales est conditionnellement stable. La limite de cette stabilité pour cet opérateur est donnée en terme de plus grande valeur propre du système par :

$$\Delta_t \le \frac{2}{\omega_{max}} \tag{3-7}$$

La valeur  $\omega_{max}$  n'est pas facile à déterminer pour un système donné, Abaqus/Explicite utilise une estimation conservative de  $\Delta_{t \ stable}$ . Une estimation de la plus petite valeur propre du système peut

être obtenue en déterminant le mode maximum des éléments du maillage. Ainsi, l'incrément de temps permettant la stabilité est donnée par :

$$\Delta_{t \, stable} \le \min\left(\frac{L_e}{C_d}\right) \tag{3-8}$$

Où  $L_e$  est la longueur caractéristique du plus petit élément du maillage et  $C_d$  est la vitesse de propagation d'onde dans le matériau. Cette vitesse est donnée par :

$$C_d = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \tag{3-9}$$

Pour chaque nouvel incrément d'analyse, Abaqus/Explicite calcule automatiquement  $\Delta_{t \ stable}$  et utilise ce pas d'incrément durant toute l'analyse. L'utilisateur peut introduire une valeur de l'incrément de temps à condition qu'elle soit plus petite que  $\Delta_{t \ stable}$  calculée par Abaqus/Explicite.

Types de problèmes adaptés pour ABAQUS/Explicit :

- Cas dynamique à grande vitesse :

La méthode d'explicite dynamique en premier lieu est créé pour analyser l'événement dynamique à grande vitesse, qui prend un temps important de résolution pour la méthode implicite (comme ABAQUS/Standard). Lorsque la charge est appliquée rapidement, le comportement de la structure varie très vite. Puisque les ondes de contrainte sont associées aux plus hautes fréquences du système, l'obtention d'une solution précise nécessite beaucoup de petits incréments de temps.

- Système de contact complexe :

Les conditions de contact sont formulées plus facilement avec la méthode explicite qu'avec la méthode implicite. Par conséquence, la méthode explicite a la capacité d'analyser les problèmes d'impact qui contiennent une interaction entre beaucoup d'entités.

- Problème de post-flambage complexe.

ABAQUS/Explicite peut résoudre rapidement les problèmes de post-flambage instables. Dans certains cas, la rigidité de la structure change rigoureusement lorsque le chargement est appliqué sur le système. Le comportement du post-flambage inclut souvent l'effet de l'interaction de contact.

- Problèmes fortement non-linéaires

Pour de nombreuses raisons, ABAQUS/Explicit est souvent efficace pour l'analyse des systèmes essentiellement statiques. Parmi eux, le problème en quasi-statique qui traduit le contact complexe est

un cas favorisé pour appliquer la méthode explicite. Dans ce type de problème, on considère la grande déformation et la déformation rapide.

- Matériaux avec dégradation et la rupture :

La dégradation et la rupture du matériau traduisent souvent la difficulté de convergence du problème lors de l'utilisation de la méthode de calcul implicite. Cependant ABAQUS/Explicit gère très bien ce problème. Un exemple de dégradation : la structure en béton armé avec prise en compte de la rupture du béton, où le paramètre « tension-stiffening » peut impliquer une valeur négative de la rigidité du système. Un exemple pour la rupture du matériau est la rupture ductile pour l'élément métallique dont la rigidité diminue jusqu'à atteindre une valeur nulle, à cette époque les éléments qui ont échoué sont retirés du modèle entièrement.

### 3.2.2.2 Abaqus/Standard

#### Schéma implicite

Le principe de ce schéma consiste à résoudre l'équation d'équilibre à l'instant  $t + \Delta_t$  à partir de l'ensemble des données de l'état du système à l'instant t et de l'état de système à l'instant  $t + \Delta_t$  où  $u_{t+\Delta_t}$  est inconnue dans l'équation à résoudre. :



Figure 3-4 : Illustration du schéma d'intégration implicite au cours du temps

La Figure 3-4 présente l'illustration du schéma d'intégration implicite au cours de temps. La valeur nodale  $u_{t+\Delta_t}$  est calculée à partir de la valeur  $u_t$  et ses dérivées en  $t + \Delta_t$ . L'un des avantages majeurs de ce type de résolution est que ce schéma est inconditionnellement stable : la convergence n'est pas

soumise à des restrictions numériques. Cependant, la convergence peut être longue, impliquant de longs temps de calcul pour des problèmes compliqués.

#### Abaqus/Standard (Implicite)

Dans Abaqus/Standard, la méthode de Newton est utilisée pour résoudre les problèmes non-linéaires. La base du formalisme de cette méthode est la suivante :

Considérons qu'après *i* itérations sur l'incrément de temps, la solution approximative est  $u_i$ . La différence entre la solution exacte et la solution après *i* itérations est notée  $C_{i+1}$ . La solution exacte est donc donnée par :

$$u = u_i + c_{i+1} \tag{3-11}$$

En écrivant symboliquement le principe des travaux virtuels par une équation implicite on obtient :

$$F(u) = 0 \tag{3-12}$$

Cela correspond à un équilibre par rapport à la variable nodale considérée. Cette équation implicite peut être développée en série de Taylor en  $u_i$ , ce qui donne :

$$F(u_{i}) + \frac{\partial F}{\partial u}(u_{i})c_{i+1} + \frac{\partial^{2} F}{\partial u^{2}}(u_{i})c_{i+1}^{2} + \dots = 0$$
(3-13)

Si l'approximation  $\mathcal{U}_i$  est proche de la solution, alors  $\mathcal{C}_{i+1}$  est petit et l'équation (3-14) peut être réduite à ces deux premiers termes donnant ainsi :

$$\frac{\partial F}{\partial u}(u_i)c_{i+1} = -F(u_i) \tag{3-14}$$

Cette équation (3-15) permet de déterminer  $C_{i+1}$  pour calculer l'approximation suivante  $U_{i+1}$  par :

$$u_{i+1} = u_i + c_{i+1} \tag{3-15}$$



Figure 3-5 : Illustration de la méthode de Newton

La Figure 3-5 illustre la méthode de Newton dont le but est de déterminer *u* tel que F(u) = 0. Sur cette figure, on observe que la valeur nodale de l'incrément suivant utilise la matrice Jacobienne comme une pente, en partant de la valeur courante. La convergence de cette méthode est quadratique, donc rapide. Cependant, la matrice Jacobienne  $\left(\frac{\partial F}{\partial u_i}(u_i)\right)$  peut présenter des problèmes d'existence et de singularité. Auquel cas, l'équation (3-14) est n'est pas résoluble.

Types de problèmes adaptés pour ABAQUS/Standard :

Les problèmes adaptés par Abaqus/Standard sont les problèmes statiques ou dynamiques à faible vitesse qui exigent des solutions de contrainte extrêmement précises.

## 3.2.2.3 Conclusion

Le choix de la méthode dépend du problème à modéliser. Néanmoins il existe des cas où les deux méthodes peuvent s'adapter, par exemple le cas d'un problème quasi-statique. Les deux méthodes peuvent bien régler ce problème avec quelques conditions particulières. Dans le cas des poutres béton armé, le comportement du béton est complexe notamment avec la dégradation mécanique après la contrainte ultime, le problème de contact entre les aciers et le béton ou entre le béton et le composite, il est difficile d'utiliser Abaqus/Standard à cause de problème de convergence dans l'algorithme de calcul. Toutefois dans l'étude, les deux méthodes vont être utilisées pour comparer les deux résultats.

## 3.2.3 Utilisation d'Abaqus/Explicite pour régler le problème quasi-statique.

Pour bien comprendre les différences entre les cas statique, quasi-statique, et dynamique, la Figure 3-6 présente l'analogie illustrée pour un cas de charge lent (statique ou quasi-statique) et un cas de charge

rapide (dynamique). Le phénomène est présenté par une particule qui entre dans une chambre remplie de particules les unes à côté des autres avec différente vitesse. Pour le cas de charge lent, la particule entre dans la chambre avec la vitesse faible et pousse les particules à côté. Les particules ainsi déplacées poussent leurs voisines et ainsi de suite. La propagation se passe jusqu'à la dernière particule qui est poussée mais elle ne déplace pas. Une série de vagues se passent jusqu'à que toutes les particules dans la chambre aient atteint une nouvelle position d'équilibre. Si on augmente la vitesse de la particule initiale, elle va pousser les voisines plus fortement qu'avant mais à la fin, toutes les particules vont se trouver dans les mêmes positions que dans le cas de faible vitesse.





Dans le cas d'une particule qui entre dans la chambre avec une grande vitesse, les particules adjacentes n'ont pas le temps de se réorganiser. Les particules au droit de l'entrée sont détériorées tandis que les autres ne sont pas affectées.

Pour le cas de problème quasi-statique, le même raisonnement est vrai dans ce cas d'analyse. La rapidité de l'analyse peut souvent être augmentée sans dégrader la qualité de la solution de quasistatique. Le résultat final de cas lent et le cas accéléré sont presque les mêmes. Cependant, si la vitesse d'analyse est augmentée à un point où les effets d'inertie dominent, la solution tend à se localiser, et les résultats sont tout à fait différents que ceux de la solution quasi-statique.

Abaqus/Explicite utilise la solution de la méthode explicite qui est une procédure réelle développée à l'origine pour modéliser les évènements d'impact à grande vitesse dans laquelle l'inertie joue un rôle important dans la solution. La propagation de la force est considérée comme des ondes de contrainte entre les éléments voisins. L'incrément minimum de temps pour chaque étape de calcul dans Abaqus/explicite est demandé généralement assez faible, donc la plupart des problèmes nécessitent un grand nombre d'incréments.

La solution de la méthode explicite peut s'appliquer pour des problèmes quasi-statiques où dans certains cas Abaqus/Standard rencontre des difficultés de convergence dans les procédures de calcul. L'avantage de la solution explicite par rapport la solution implicite est la facilité pour régler les

problèmes de contact complexes. En outre, lorsque les modèles deviennent très grands, la procédure explicite nécessite moins de ressources système que la procédure implicite.

L'application de la procédure explicite dynamique au problème quasi-statique demande quelques considérations spéciales. L'évènement quasi-statique a lieu beaucoup plus longtemps que l'évènement dynamique. Il est impossible de simuler un événement dans son échelle de temps naturelle, ce qui nécessiterait un nombre excessif de petits incréments de temps. Pour obtenir une solution économique, l'évènement doit être accéléré de plusieurs manières : une accélération de la vitesse de charge, une utilisation de courbes d'amplitude de charge lissée (smooth amplitude curves) ou encore la mise à l'échelle de masse (mass scalling)

### 3.2.3.1 Accélération de la vitesse de chargement

Le temps réel pour un processus physique est appelé temps naturel. En général, il est évident qu'une analyse calculée dans le temps naturel pour un processus quasi-statique produira les résultats statiques les plus précis. Pour économiser le temps de calcul et le coût de calcul, la vitesse de charge peut être augmentée, de sorte que le même événement physique se produise en moins de temps et que la solution approximative reste identique à la solution calculée dans le temps naturel.

### 3.2.3.2 Courbe d'amplitude lissée (smooth step amplitude curve)

Pour avoir un résultat précis et une efficacité dans l'analyse quasi-statique Abaqus/Explicite exige une application de charge qui soit aussi lisse que possible. Les chargements soudains et les mouvements saccadés provoquent des ondes de contrainte qui induisent des solutions avec beaucoup de bruit et inexactes. Pour appliquer la charge de la manière la plus lisse possible, il faut que l'accélération change suivant de petits incréments. Si l'accélération est lisse, il résulte que les variations de vitesse et de déplacement sont également lisses.



Figure 3-7: Définition d'amplitude en utilisant une courbe d'amplitude lisse (Abaqus)

Dans Abaqus, un modèle de courbe d'amplitude lisse crée automatiquement une amplitude lisse de charge en fonction de temps. Quand la courbe d'amplitude lisse est définie, Abaqus va connecter automatiquement les pairs de données avec la courbe où la première et le deuxième dérivé sont lisses et ses valeurs sont nulles à chaque point donné. Un exemple de courbe d'amplitude lisse est présenté sur la Figure 3-7.

### 3.2.3.3 Mis à échelle de masse (mass scalling).

La fonction « mass scalling » permet d'accélérer la vitesse de calcul quasi statique sans utiliser l'accélération de vitesse de charge. La fonction « mass scalling » est seulement une option qui réduit le temps de calcul en appliquant un coefficient qui dépend du matériau ou un coefficient qui dépend de l'amortissement dans le but d'augmenter la taille des incréments donc de réduire le temps de calcul. Les équations (3-8) et (3-9) présentent la relation entre l'incrément stable et la vitesse de propagation d'onde dans le matériau. La vitesse dépend de la densité du matériau. L'augmentation de la densité du matériau va diminuer la vitesse d'onde de contrainte dans le matériau donc augmenter la taille d'incrément. La mise à échelle de masse a exactement la même influence sur les effets d'inertie que l'accélération de la vitesse de charge. Ces deux méthodes peuvent conduire à des solutions erronées. La suggestion proposée est la détermination d'un facteur d'échelle de masse acceptable, elle est donc similaire à l'approche de la détermination d'un facteur de taux de vitesse de charge acceptable.

### 3.2.3.4 Balance d'énergie (Energy balance)

Pour obtenir une solution économique, l'événement doit être accéléré. En procédant ainsi, le problème est que l'état d'équilibre statique évolue vers un état d'équilibre dynamique dans lequel les forces d'inertie deviennent plus dominantes. L'objectif est de modéliser le processus dans la plus courte période de temps pendant laquelle les forces d'inertie restent insignifiantes car la vitesse des éléments dans le modèle est très petite. L'équation (3-19) présente la balance d'énergie utilisée dans l'Abaqus/Explicite :

 $E_{I} + E_{V} + E_{FD} + E_{KE} + E_{IHE} - E_{W} - E_{PW} - E_{CW} - E_{MW} - E_{HF} = E_{total} = const$ (3-16) Où :

 $E_I$  est l'énergie interne ;

 $E_V$  est l'energie visqueuse dissipée ;

 $E_{KE}$  est l'énergie cinétique ;

 $E_{IHE}$  est l'énerige thermique interne ;

 $E_W$  est est le travail effectué par les charges externes appliquées ;

 $E_{PW}$ ,  $E_{CW}$ , et  $E_{MW}$  sont les travaux effectués par la pénalité de contact, la pénalité de liaison, et propusion de masse ajoutée (propelling added mass) respectivement

 $E_{HF}$  est l'énergie thermique externe par le biais des flux externes ;

 $E_{total}$  est l'energie totale, qui doit être constante. Dans le modèle numérique,  $E_{total}$  est approximativement constante, en général avec une erreur de moins de 1%.

L'histoire d'énergie pour le cas de quasi-statique est présentée dans la Figure 3-8. Si une simulation est quasi-statique, le travail appliqué par des forces externes est approximativement égal à l'énergie interne de système. L'énergie cinétique de déformation du matériau ne doit pas excéder une faible fraction (de 5% à 10%) de l'énergie interne tout au long du processus.

Pour utiliser Abaqus/Explicite pour analyser le problème en quasi-statique, il faut toujours vérifier cette condition : l'énergie cinématique doit être plus petite que l'énergie interne. Dans cette condition, l'effet dynamique devient négligeable.



Figure 3-8: Histoire d'énergie pour le cas de quasi-statique

#### 3.2.4 Modèle CDP

#### 3.2.4.1 Présentation

Abaqus possède 3 modèles permettant de modéliser le comportement du béton qui a un comportement compliqué et une forte différence entre le comportement de traction et le comportement de compression : le modèle CDP (Concrete Damaged Plasticity), le modèle SCM (Smeared Cracking model) et le modèle BCM (Brittle Cracking Model). Pour choisir le modèle adapté au problème posé, une analyse des capacités de chaque modèle a permis de sélectionner le modèle CDP comme le

modèle le plus complet et le plus pertinent. Le modèle SCM n'est disponible qu'uniquement dans Abaqus/Standard. Le modèle BCM est disponible dans Abaqus/Explicite mais suppose un comportement linéaire du béton en compression.

Le modèle de CDP, proposé par Lubliner et al (1989) [59], est basé sur la théorie de plasticitéendommagement avec une règle d'écoulement non associative. L'évolution du comportement du béton, de la limite d'élasticité à la défaillance est régie par les déformations plastiques. Le comportement du béton est décrit en introduisant des variables scalaires qui représentent la dégradation de module d'Young du béton dans la déformation plastique. Il permet la modélisation de la dégradation ou de la récupération de la rigidité lors des cycles de chargement déchargement. Ce modèle procède la possibilité de modéliser le béton armé avec raidissement en traction ou non armé en utilisant la notion d'énergie de fissuration  $G_f$ .

### 3.2.4.2 Paramètres d'entrée du modèle CDP

Le modèle CDP est défini par les paramètres suivants :

- paramètres pour la définition des surface d'écoulement et potentielle ;
- paramètres pour la définition des courbes uni-axiales en traction et en compression.

L'hypothèse de Drucker-Prager (1952) est l'hypothèse la plus souvent appliquée comme modèle de béton. Selon cette hypothèse, la défaillance est déterminée par l'énergie de déformation et la nondilatation de la surface frontière.

Le modèle CDP utilisé dans Abaqus est la modification de l'hypothèse de Drucker-Prager. La surface d'écoulement F est basée sur la fonction d'écoulement donnée par Lubliner et al (1989) qui est définie par les deux invariants de contrainte. La géométrie est définie dans le plan déviatoire en utilisant un paramètre d'entrée Kc (Figure 3-9) qui définit le ratio entre le second invariant de contraintes sur la surface d'écoulement situé sur le méridien de traction divisé par celui situé sur le méridien de compression. La valeur par défaut recommandée dans Abaqus est égal à Kc=2/3 et donne de bons résultats pour les états de contrainte de traction ou de faible pression de confinement [60]. Le paramètre  $\eta$  qui définit la forme de la surface F, représente le rapport entre la résistance en compression bi-axiale et la résistance en compression uni axiale. Dans cette étude la valeur  $\eta$ =1.16 est recommandé puisqu'elle concorde bien avec les essais de Kupfer et al [61].



Figure 3-9: Définition des surfaces d'écoulement et potentielle pour le modèle CDP (Hibbitt et al 2010[62]): a) Forme de la surface d'écoulement sur un plan déviatorique; b) Forme de la surface potentielle sur un plan méridien.

Dans le cadre de la plasticité non associative, la direction de l'écoulement plastique est gérée par une fonction potentielle G différente de F [63]. Elle est définie par une fonction hyperbolique de Drucker-Prager donnée par l'équation ci-dessous :

$$G = \left[\sqrt{\left(\varepsilon.\sigma_{t0}.\tan\psi\right)^2 + q^2}\right] - \overline{p}\tan\psi \qquad (3-17)$$

La fonction potentielle G est représentée dans le plan méridien sur la Figure 3-9.  $\Psi$  est l'angle de dilatation qui définit géométriquement l'inclinaison de G dans le plan méridien p-q pour des valeurs de confinement élevées.  $\sigma_{t0}$  est la contrainte de rupture en traction triaxiale prise égale à la résistance uniaxiale en traction  $f'_t$  dans le cas de ce modèle.  $\varepsilon$  est un paramètre matériel du modèle appelé excentricité. Il définit la vitesse avec laquelle la fonction potentielle s'approche de l'asymptote. Ainsi, en augmentant  $\varepsilon$ , on donne à la fonction potentielle plus de courbure dans les zones à faible confinement.

#### 3.3 **Présentation du modèle.**

#### 3.3.1 Introduction.

Dans le cadre de la modélisation numérique, quelques poutres sont choisies et présentées dans le corps du document à savoir pour le groupe des poutres rectangulaires : R0-Ref et R150-Ref, R0-EBR-cont-2LFRP et R150-EBR-cont-2LFRP, R150-EBR-150-3LFRP, R150-EBR-200-3LFRP.

Le modèle CDP est appliqué pour modéliser le comportement du béton. L'interaction entre béton et composite sera modélisée comme une liaison parfaite ou comme une liaison réelle en considérant le

comportement de l'époxy. Pour comparer les résultats des deux méthodes de calcul implicite et explicite, quelques analyses parallèles pour ces deux méthodes sont réalisées pour évaluer l'avantage de chaque méthode dans la modélisation quasi-statique de structure béton armé.

### 3.3.2 Matériaux.

#### 3.3.2.1 Béton.

Le modèle endommagement plasticité du béton (CDP) est utilisé pour représenter le comportement du béton. Le modèle présume que les deux principales défaillances du béton sont la fissuration en traction et l'écrasement en compression. Les résultats expérimentaux de caractérisation du béton sont résumés dans le Tableau 3.1.

Groupe	Résistance de compression (MPa)	Résistance en traction (MPa)
R	38	3.5
Т	33	2.5

Pour le module élasticité du béton, cette valeur peut être déterminée par l'équation de l'Eurocode comme :

$$E_{cm}(GPa) = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}$$
 (3-18)

Le comportement du béton sous la charge de compression est modélisé par la formule proposée par Wang et Hsu [64] :

$$\sigma_{c} = f_{cm} \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left( \frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{2} \right] if \frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{c1}} \le 1$$
(3-19)

$$\sigma_c = f_{cm} [1 - (\varepsilon_c / \varepsilon_{c1} - 1)^2] if \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \le 1$$
(3-20)



Figure 3-10 : Relation de contrainte-déformation pour une charge cyclique de compression du béton (Shinha et al **[65]**,1964)

L'évolution de l'endommagement en compression du béton est liée à la déformation plastique correspondant qui est déterminée par la déformation inélastique  $\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \sigma_c E_c^{-1}$  en utilisant un facteur constant  $b_c$  avec  $0 < b_c \le 1$ .

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} (1/b_c - 1) + \sigma_c E_c^{-1}}$$
(3-21)

La valeur de  $b_c$  qui est choisie égale 0.7 [65] s'adapte bien aux résultats expérimentaux des tests cycliques Figure 3-10.

Le comportement du béton en traction est supposé linéaire jusqu'à la résistance maximale. Le comportement en traction après post-fissuration, qui dépend fortement de l'énergie de fissuration, n'est pas facile à déterminer dans le test de caractérisation du béton. Donc une étape d'étude paramétrique avec une variation d'énergie de fissuration sera faite pour trouver le comportement post-fissuration en traction du béton. Dans la théorie, l'énergie de fissuration est définie par l'aire totale sous la courbe contrainte-ouverture de fissure (J.m<sup>2</sup>) (Figure 3-11) dans l'essai de flexion trois points sur une poutre entaillée selon recommandation de la Rilem. Cette valeur représente l'énergie dissipée par mètre carré de plan de fissuration lorsque deux surfaces fissurées sont complètement séparées en un point donné.


Figure 3-11: Courbe d'expérimentale contrainte-ouverture de fissure ( $\sigma$  - w)

Pour des raisons de simplification des calculs numériques, la courbe est simplifiée par une droite linéaire donc l'énergie de fissuration est l'aire du triangle ( $f_t$ ,  $w_0$ ) donnée par l'équation suivante :

$$G_F = 0, 5.f_t. W_0$$
 (3-22)

Cette énergie est indirectement représentative de la relation contrainte-déformation après la fissuration dans la définition en traction et en compression du béton. Cette valeur peut être estimée par l'équation qui est présentée dans [66] (équation(3-23)) ou par CEB-FIP (1991) (équation (3-24)) :

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f'c}{10}\right)^{0.7}$$
(3-23)

Où  $G_{f0}$  est une constante valeur liée à la taille maximum de granulat du béton.

$$G_f = (0.0469d_a^2 - 0.5d_a + 26) \left(\frac{f_c'}{10}\right)^{0.7} N/mm$$
(3-24)

Où  $d_a$  est la taille maximum du granulat du béton. ( $d_a$  est supposé égale 20mm si pas de donnés de test)

La relation contrainte –déformation post-fissuration en traction du béton peut être définie par une formule proposée par Wang et Hsu [64] :

$$\sigma = E\varepsilon, \ si \ \varepsilon \leq \varepsilon_{rupture}$$

$$\sigma = f_{cr} \left(\frac{\varepsilon_{rupture}}{\varepsilon}\right)^{i}, \ si \ \varepsilon \geq \varepsilon_{rupture}$$
(3-25)

Où i est le paramètre qui définit le niveau d'énergie de fissuration du béton (i = 0.4, 0.5, 0.7, 0.9).



Figure 3-12: formule modifié de Wang et Hsu pour post-fissuration du béton C16/20



Figure 3-13: Relation contrainte-ouverture de fissure et relation de contrainte-déformation pour charge cyclique en traction (Reinhardt et Cornelissen [67], 1984 )

De façon similaire au comportement en compression du béton, le coefficient d'endommagement en traction du béton  $d_t$  dépend de la déformation plastique  $\varepsilon_t^{pl}$  et la valeur du paramètre  $b_t = 0.1$ 

(déterminé par l'expérience de Reinhardt et Cornelissen) (Figure 3-13). Donc, dans la phase de déchargement toutes les courbes de déchargement sont supposées retourner approximativement à l'origine, il ne reste que très peu de déformations plastiques après déchargement.

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} (1/b_t - 1) + \sigma_t E_c^{-1}}$$
(3-26)

Paramètre	Dénotation
$E_c = E_{cm} f_{cm}, f_{tm}$	Selon Euro code (ENV 1992-1-1,1992)
$b_c = 0.7, b_t = 0.1$	Paramètre de l'endommagement $(0 < b_c, b_t \le 1)$
$G_f = (0.0469d_a^2 - 0.5d_a + 26)(f_c'/10)^{0.7}$	Energie de fissuration du béton (CEB-FIB 1991)
$\nu = 0.2$	Ratio de Poisson
$\psi = 30^{\circ}$	Angle de dilatation
$\alpha_{-} = 1.16$	Ratio de résistance bi-axiale et uni-axiale en
$u_f = 1.10$	compression
$\varepsilon = 0.1$	Paramètre du potentiel d'écoulement G
$K_c = \frac{2}{3}$	

### Tableau 3.2: Résume des paramètres pour béton dans Abaqus

# 3.3.2.2 Aciers.

Le comportement de l'acier dans le modèle numérique est supposé élasto-plastique parfait et identique pour la traction et la compression comme dans la Figure 3-14. Le module d' Young  $E_s$ , et la limite d'élastique  $f_y$  sont mesurés dans l'étude expérimentale. Les valeurs obtenues sont  $E_s =$  $200 \ GPa, f_y = 500 \ MPa$ . Ces valeurs sont utilisées dans model de méthode des éléments finis. Pour le coefficient de Poisson, une valeur de 0.3 est utilisée. La liaison entre le béton et l'acier est considérée comme parfaite en utilisant le mode « embedded –element » avec le « host-element ». Donc aucun glissement n'est calculé dans le processus de calcul.



Figure 3-14: Comportement de l'acier

#### 3.3.2.3 LFRP

Pour modéliser le comportement du LFRP, deux modèles de LFRP sont utilisés dans cette étude. Dans le première modèle, le comportement de LFRP est considéré comme un matériau linéaire élastiqueisotrope jusqu'à la rupture. Dans le deuxième modèle, le comportement linéaire élastique orthotrope est utilisé pour LFRP. En général, deux types de tissu sont utilisés pour renforcer les poutres : un tissu bidirectionnel (BD) et un tissu unidirectionnel (UD). Le composite est principalement sollicité dans la direction de la fibre. Il est probable que le module dans la direction de la fibre soit le paramètre le plus important. Le module élastique dans la direction de fibre pour les cas de tissu unidirectionnel et bidirectionnel LFRP est issu des résultats expérimentaux du test de traction Les valeurs obtenues du module élastique sont 11GPa et 16GPa pour UD et BD LFRP respectivement. Le coefficient de poisson utilisé est 0.3 pour le cas de modèle isotrope. Pour le cas de modèle orthotrope, dans la direction de chaine, le module élastique est fixé E11= 11GPa et 16GPa pour le cas de UD et BD respectivement. Dans la direction de la trame, en utilisant les lois des mélanges [68], les caractéristiques du composite sont calculées selon les équations suivantes :

$$E_{11} = E_f V_f + E_m (1 - V_f) \tag{3-27}$$

$$E_{22} = \frac{E_m E_f}{E_f (1 - V_f) + E_m V_f}$$
(3-28)

$$\nu_{12} = \nu_f V_f + \nu_m (1 - V_f) \tag{3-29}$$

$$G_{12} = \frac{G_m G_f}{G_f (1 - V_f) + G_m V_f}$$
(3-30)

Donc pour le cas BD : E22=16 GPa, E33 = 4 GPa,  $v_{12} = v_{13} = v_{23} = 0.3$ ; et le cas de UD : E22 = E33 = 3.2 GPa,  $v_{12} = v_{13} = v_{23} = 0.3$  (ici le coefficient de Poisson de fibre et de la matrice est supposé égal 0.3)

Pour évaluer la rupture du composite, le critère de rupture Hashin [69]est appliqué dans ce modèle. Les différents modes de rupture des critères de rupture Hashin sont traités séparément et les conditions de rupture en traction sont présentées par des équations suivantes :

1. Rupture des fibres en traction ( $\sigma_{11} \ge 0$ )

$$\left(\frac{\sigma_{11}}{X_T}\right)^2 + \frac{\sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2}{S_{12}^2} = \begin{cases} \ge 1 & \text{failure} \\ <1 & \text{no failure} \end{cases}$$
(3-31)

2. Rupture des fibres en compression ( $\sigma_{11} < 0$ )

$$\left(\frac{\sigma_{11}}{X_C}\right)^2 = \begin{cases} \ge 1 & \text{failure} \\ <1 & \text{no failure} \end{cases}$$
(3-32)

3. Rupture de matrice en traction ( $\sigma_{22} + \sigma_{33} > 0$ )

$$\frac{\left(\sigma_{22}+\sigma_{33}\right)^{2}}{Y_{T}^{2}} + \frac{\sigma_{23}^{2}-\sigma_{22}\sigma_{33}}{S_{23}^{2}} + \frac{\sigma_{12}^{2}+\sigma_{13}^{2}}{S_{12}^{2}} = \begin{cases} \geq 1 & \text{failure} \\ <1 & \text{no failure} \end{cases}$$
(3-33)

4. Rupture de matrice en compression ( $\sigma_{22} + \sigma_{33} < 0$ )

$$\left[\left(\frac{Y_{C}}{2S_{23}}\right)^{2} - 1\right]\left(\frac{\sigma_{22} + \sigma_{33}}{Y_{C}}\right) + \frac{\left(\sigma_{22} + \sigma_{33}\right)^{2}}{4S_{23}^{2}} + \frac{\sigma_{23}^{2} - \sigma_{22}\sigma_{33}}{S_{23}^{2}} + \frac{\sigma_{12}^{2} + \sigma_{13}^{2}}{S_{12}^{2}} = \begin{cases} \ge 1 & \text{failure} \\ <1 & \text{no failure} \end{cases}$$
(3-34))

Ces critères sont développés originalement pour des composites unidirectionnels mais peuvent être également appliqués pour le cas de composites bidirectionnels. Les indices de la rupture dans le critère de Hashin sont reliés à la rupture des fibres et la rupture de la matrice.

Pour la liaison entre LFRP et béton, deux modèles différents de l'interface entre béton et composite sont utilisés dans cette étude. Dans le premier modèle, l'interface est considérée comme un collage parfait. Donc il est supposé qu'il n'y a pas de décollement durant le calcul. Dans le deuxième modèle, l'interface est considérée comme une couche très mince entre composite et béton. Le comportement de cette couche est considéré comme le comportement de la colle d'époxy. La liaison entre couche d'interface-béton et couche d'interface-composite sont considérées parfaitement.

# 3.3.3 **Géométrie.**

Dans le programme expérimental, la géométrie des tests sont symétriques sur le plan qui contient l'axe longitudinal de la poutre et l'axe vertical. Pour réduire le temps de calcul et économiser de l'espace de système calcul, la moitié de la poutre est modélisée (Figure 3-15) en utilisant la condition symétrique sur la surface symétrique (Figure 3-17).



Figure 3-15: Géométrie du modèle numérique

Les appuis dans le test expérimental sont des tubes pleins rigides de Ø50mm à partir de 0.15m de chaque extrémité de la poutre, ils sont considérés comme des appuis simples. Dans le modèle numérique, les appuis sont modélisés comme une ligne bloquée dans la direction verticale (U2=0) sur la position de l'appui réel dans le test (Figure 3-16).



Figure 3-16: Les appuis dans modèle numérique (U2=0)



Figure 3-17: Conditions symétriques (U1=UR2=UR3=0)



Figure 3-18: Chargement par déplacement imposé dans modèle numérique (U2=-0.03)

Le point de chargement dans le test expérimental est une plaque métallique de 4cm de largeur pour éliminer la concentration de contrainte du béton dans la zone de chargement. La charge est contrôlée par le déplacement imposé avec une vitesse de 1mm/min. Dans le modèle numérique, la charge est modélisée par un déplacement imposé dans la zone de 4cm de largeur qui correspond à la position réelle de la charge (Figure 3-18). Pour Abaqus/Explicite, l'accélération de la vitesse de chargement est utilisée pour réduire le temps de calcul, ce changement va provoquer l'effet dynamique dans le modèle (discussion dans la partie 3.2.3.1). Donc la courbe de glissement de charge (3.2.3.2) est utilisée pour éliminer l'effet dynamique dans le calcul quasi-statique

Les aciers sont liés avec le béton par liaison parfaite et présentés sur la (Figure 3-19). Dans la liaison parfaite, il est considéré qu'il n'y a pas de déplacement entre les nœuds de l'acier et les nœuds du béton le plus proche.





## 3.3.3.1 Type d'éléments

Pour le béton, les types d'éléments suivants peuvent être utilisés : C3D8, C3D4, C3D6. Ce sont des types d'éléments 3D linéaires déformables. Dans cette étude, l'élément 3D linéaire 4 points d'intégration (C3D4) est utilisé pour le modèle du béton





Figure 3-20: Type d'élément de béton: a) Elément de 4 nœuds-C3D4 b) Elément de 6 nœuds-C3D6 c) Elément de 8 nœuds-C3D8

Pour modéliser le renfort acier, l'élément de barre T3D2 est utilisé. Les armatures du modèle numérique sont simplifiées et ne présentent que des efforts axiaux (Figure 3-21a). Le composite est modélisé par des éléments de type coque 3 nœuds S3R (Figure 3-21b). Les efforts tranchants dans l'épaisseur du composite sont ignorés.

L'interface entre béton et composite est modélisé par une couche très mince (0.5mm) au milieu qui porte le comportement de la résine d'époxy. Pour cette couche, les éléments de type 3D 4 nœuds C3D4 sont utilisés.



Figure 3-21: a) Elément de barre T3D2 b) Elément de coque S3R

# 3.3.3.2 Interface Béton-Composite (Résine d'époxy TFC)

Deux différents modèles d'interface béton-composites sont utilisés dans cette étude pour évaluer le travail du composite dans le renforcement de cisaillement des poutres béton armé. Dans le premier modèle, l'interface est modélisée comme une liaison parfaite, donc il n'y a pas de décollement entre composite et béton. Le deuxième modèle, l'interface est modélisée en utilisant une zone cohésive. La liaison entre le composite et le béton est modélisée comme une couche très fine avec des éléments cohésives (Figure 3-23) qui représentent le comportement de l'interface béton-composite avec la

rigidité initiale  $K_0$  présenté dans l'équation (3-35) [70]. la Figure 3-22 présente la loi de comportement bilinéaire de l'interface béton-composite.

$$K_{0} = \frac{1}{\frac{t_{i}}{G_{i}} + \frac{t_{c}}{G_{c}}}$$
(3-35)

Où :  $t_i$  est l'épaisseur de la résine,  $t_c$  est l'épaisseur du béton,  $G_i$  et  $G_c$  sont les modules de cisaillement de la résine et du béton respectivement.



Figure 3-22: loi de comportement de l'interface-Bilinéaire de traction



Figure 3-23: Elément cohésive: 8 nœuds-3D (CH3D8)

Dans la Figure 3-22, la relation entre la contrainte de traction et le déplacement d'ouverture effective est définie par la rigidité  $K_0$ , la résistance en traction  $\tau_{max}$ , le déplacement à la rupture  $\delta_f$ , et énergie de rupture  $G_{cr}$  qui est égale à la surface de la zone sous la courbe post-fissuration de tractiondéplacement La contrainte nominale quadratique est utilisée pour indiquer l'endommagement initial de l'interface et présentée dans l'équation (3-36) :

$$\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_n^0}\right)^2 + \left(\frac{\tau_n}{\tau_n^0}\right)^2 + \left(\frac{\tau_t}{\tau_t^0}\right)^2 = 1$$
(3-36)

Où :  $\sigma_n$  est la contrainte en traction,  $\tau_n$  et  $\tau_t$  sont les contraintes de cisaillement de l'interface, et n, s, t sont les directions des composantes de la contrainte. Les valeurs utilisées dans cette étude sont  $\sigma_n^0 =$ 1.81MPa,  $\tau_n^0 = \tau_t^0 = 1.5MPa$  [71]

L'évolution de l'endommagement de l'interface est exprimée par le terme de libération d'énergie. La description de ce modèle est disponible dans la librairie de matériaux d'Abaqus [62]. La dépendance de l'énergie de rupture sur le mode des mélanges est définie basée sur la critère de rupture de Benzaggah-Kenane [62] qui est présenté dans l'équation

$$G_n^C + (G_s^C - G_n^C) \left\{ \frac{G_{\varphi}}{G_T} \right\}^{\eta} = G_C$$
(3-37)

Où :  $G_{\varphi} = G_s + G_t$ ,  $G_{\mathcal{T}} = G_n + G_s$  et  $\eta$  est le paramètre de matériau.  $G_n$ ,  $G_s$ ,  $G_t$ , est le travail effectué par la traction et la séparation conjuguée dans la direction normale, la première et la deuxième direction respectivement (Figure 3-23). Les valeurs utilisées dans cette étude sont  $G_n^C = 90J/m^2 G_s^C =$  $G_t^C = 900J/m^2$ .

#### 3.3.4 **Etude du maillage.**

Dans la modélisation par la méthode des éléments finis, la taille des éléments influence directement la précision de résultats. Plus la taille des éléments est grande, plus le temps de calcul est réduit mais les résultats obtenus sont décalés par rapport résultats expérimentaux. Si la taille des éléments est trop petite, le temps de calcul devient plus important. Donc il faut trouver un maillage convenable pour avoir des résultats exacts et le temps de calcul n'est pas trop long.

Dans cette étude, le maillage du modèle est divisé par 2 parts. La moitié de poutre qui ne contient pas la zone de test est modélisée par des éléments de 3cm de taille (dimension approximative des côtés de l'élément). La seconde partie de test est la partie d'étude du maillage où les fissures apparaissent. La taille approximative du bord des éléments varie de : 1cm, 2cm, 3cm. Le Tableau 3.3 présente la variation de taille des éléments, le nombre d'éléments, le nombre de nœuds. Dans cette partie, le béton est le principal critère de choix pour la taille des éléments. Pour le composite et l'acier, la taille est choisi égale à la taille des éléments du béton adjacent.

Maillage	Nombre d'éléments	Nombre de Nœuds
Taille 1cm	149598	30801
Taille 2cm	27332	6882
Taille 3cm	13996	4065

Tableau 3.3: Variation de taille d'éléments.



Figure 3-24: Variations de maillage

L'étude du maillage est réalisée avec Abaqus/Explicite avec une période de temps de t=0.5s et Abaqus/implicite avec le mode « automatic stablilization : Specify disspated energy fraction ». L'énergie de fissuration du béton pour l'instant est choisie à Gf=90J.m<sup>2</sup>. La poutre R150-Ref est choisie pour l'étude de maillage, le calcul de la période de temps et l'étude de l'énergie de fissuration du béton.



Figure 3-25: Résultats d'étude de maillage-Abaqus/Explicite

Le Figure 3-25 présente les résultats de la relation entre la charge appliquée et le déplacement du point d'application de la charge pour les trois types de maillage 1cm, 2cm, 3cm. Dans la phase élastique, trois types de maillage montrent une convergence parfaite. Mais dans la phase plastique, ils montrent une petite déviation d'environ 10%. Ce problème peut être expliqué par l'ouverture de fissuration dans le modèle numérique. La taille des éléments influence directement l'évolution de l'ouverture des fissures (présente par la déformation plastique dans le modèle numérique). En comparant avec le mode de rupture réel dans le test, on trouve que le maillage de 2cm montre un mode de rupture proche et le temps de calcul raisonnable. Donc le maillage de 2cm est choisi pour la suite de l'étude.



Figure 3-26: Mode de rupture des différences de maillage : a)maillage 1cm, b) maillage 2cm, c) maillage 3cm, d) mode de rupture dans le test (poutre R150-ref)

# 3.3.5 Etude de la période de temps dans Abaqus/Explicite.

Dans cette étude, Abaqus/Explicite est utilisé pour régler le problème quasi-statique en utilisant l'accélération de chargement. Donc comme dans la discussion de la partie 3.2.3, une l'étude de période de temps est réalisée pour définir le temps de phénomène dans Abaqus/Explicite. Les calculs avec la variation de période du temps :  $t_1$ =0.01s,  $t_2$ =0.1s,  $t_3$ =0.5s,  $t_4$ =1s sont exécutés avec la courbe d'amplitude lisse pour le chargement.

	Dáriada da tampa	'smooth step		
	Periode de temps	amplitude curve''		
$t_1$	0.01s	Oui		
t <sub>2</sub>	0.10s	Oui		
t <sub>3</sub>	0.50s	Oui		
t <sub>4</sub>	1.00s	Oui		

Tableau 3.4: variation de période du temps-Abaqus/Explicite



Figure 3-27: Résultats d'étude de période du temps.

Le Figure 3-27 présente les résultats de relation entre la charge et le déplacement au point d'application de la charge avec la variation de période de temps dans le calcul explicite. Les Figure 3-28, Figure 3-29, Figure 3-30, Figure 3-31 présentent l'histoire de l'énergie pour le cas avec la période du temps de t=0.01s, t=0.1s, t=0.5s, t=1s respectivement. Les résultats montrent qu'avec un temps t<sub>1</sub>=0.01s, représentant clairement le cas dynamique, la charge ultime est beaucoup plus élevée par rapport aux autres cas. Au niveau de l'énergie, la condition que l'énergie interne soit plus faible que l'énergie cinétique n'est pas assurée. Pour les trois cas restants t=0.1s, t=0.5s, t=1s, les résultats obtenus sont approximativement identiques. Le cas t=0.1s présente encore des écarts par rapport aux cas t=0.5s et t=1s. Pour les calculs suivants, la période du temps qui est égale t=0.5s est choisie pour le modèle dans Abaqus/Explicite.



## 3.3.6 Abaqus/Explicite vs Abaqus/Implicite.

Pour comparer les calculs par la méthode explicite et la méthode implicite, deux modèles avec les mêmes paramètres (maillage, propriétés de matériaux...) sont calculés par Abaqus/Explicite et Abaqus/Implicite. Ici, le calcul par Abaqus/Explicite est effectué avec la période de temps t=0.5s. La Figure 3-32 présente la relation entre la charge et le déplacement au point d'application de la charge calculée par les deux méthodes. Les résultats montrent que le résultat obtenu par Abaqus/Explicite avec la période du temps de 0.5s est parfaitement similaire avec celui obtenu par Abaqus/Implicite. Donc dans ce cas, Abaqus/Explicite peut bien régler le problème quasi-statique de cisaillement de poutre béton armé. Le calcul par Abaqus/Implicite dans ce cas rencontre parfois des problèmes de convergence à cause de complexité du comportement du béton et la liaison entre acier-béton, et entre béton-composite. Le temps de calcul est donc plus grand par rapport celui par Abaqus/Explicite. Donc l'Abaqus/Explicite est choisi pour les calculs suivants.



Figure 3-32: Résultats Abaqus/Explicite vs Abaqus/Implicite.

### 3.3.7 Etude d'énergie de fissuration du béton et validité du modèle.

Dans le test expérimental, la caractérisation du béton est réalisée pour déterminer la résistance en compression et en traction. Le module d'Young peut être calculé selon l'équation de l'Eurocode (3-16). Mais avec ces données, le comportement de poutre béton armé ne peut pas être modélisé avec le comportement élastique parfait ou élasto-plastique à cause de complexité du comportement réel du béton. Le modèle endommagement plasticité du béton dans Abaqus permet reproduire le comportement du béton de la limite élastique à la défaillance complète en utilisant la notion d'énergie de fissuration. La discussion dans la partie 3.3.2.1 a montré que l'énergie de fissuration du béton n'est pas facile à déterminer et a besoin d'une étude de paramètres. Pour reproduire le comportement en traction dans Abaqus, il faut entrer les données : résistance en traction, module d'Young, et énergie de fissuration. L'énergie de fissuration peut être définie de deux manières : soit être définie directement par la valeur Gf, soit être définie par la relation entre la contrainte et la déformation après la contrainte ultime. Ici, le comportement en traction du béton est supposé élastique jusqu'à la contrainte maximale. Dans cette partie, l'énergie de fissuration du béton et la variation d'énergie de fissuration sont calculées par l'équation (3-24) en considérant une taille maximale de granulat de 2cm, donc  $G_f \approx 90$  J.m<sup>2</sup>. La valeur de calcul dans cette étude est  $G_f =$ 70,90,110  $J.m^2$ , et la variation de relation contrainte-déformation en traction après la contrainte ultime selon la formule de Wang et Hsu (équation (3-25)).



Figure 3-33: variation du comportement post-fissuration du béton en traction (Wang et Hsu)

La Figure 3-34 et Figure 3-36 présentent les résultats de l'étude d'énergie de fissuration par deux manières : variation d'énergie de fissuration et variation du comportement post-fissuration en traction du béton. Les résultats montrent qu'avec la variation d'énergie de fissuration, la valeur Gf=90J.m<sup>2</sup> du béton présente un résultat approximativement identique au résultat expérimental de la poutre R150-Ref au niveau de la rigidité initiale, de la charge ultime et du déplacement au point d'application de la charge à la charge ultime. Pour l'étude avec la variation de comportement post-fissuration en traction du béton, le comportement de la poutre R150-Ref numérique est pratiquement similaire à la courbe expérimentale. Les figures : Figure 3-35 et Figure 3-37 présentent la validation du modèle pour les poutres références dans les deux cas de l'étude d'énergie de fissuration du béton.



Figure 3-34: Variation d'énergie de fissuration selon  $\sigma$ - $\epsilon$  (R150-Ref) ( $\epsilon$ =0.002, i= 0.4 0.5 0.7 0.9)



Figure 3-35: Modèle validé avec  $\sigma$ - $\epsilon$  ( $\epsilon$ =0.002, i=0.4) (R0-Ref et R150-Ref)



Figure 3-36: Variation d'énergie de fissuration Gf= 70, 90, 110 J/m<sup>2</sup> (R150-Ref)



Figure 3-37: Modèle validé avec Gf=90J/m<sup>2</sup>

# 3.4 **Présentation de résultats**

# 3.4.1 **Poutres non-renforcées**

# 3.4.1.1 Réponse global

La Figure 3-38 présente les résultats de modélisation numérique pour les poutres références : R0-Ref sans renfort transversal dans la zone de test et R150-Ref avec le renfort de l'acier transversal. Pour la poutre R150-Ref, le résultat a montré que les deux courbes expérimentale et numérique sont pratiquement coïncidées jusqu'à la charge ultime. Après la charge ultime, la courbe numérique présente un écart de la ductilité. Dans l'expérience, après la charge ultime, la courbe expérimentale présente une chute de charge à cause de la rupture de l'acier transversal dans la zone de fissuration de cisaillement. Mais dans le modèle numérique, le comportement de l'acier transversal est considéré comme un matériau élasto-plastique parfait donc après avoir atteint la contraint ultime, la contrainte dans l'acier reste constante quand la déformation continue à augmenter et il n'y a pas de rupture de l'acier dans modèle numérique.



Figure 3-38: Relation entre la charge et déplacement au point de charge (Expérimental vs Modélisation numérique-poutres références)

Pour la poutre R0-Ref sans acier transversal dans la zone de test, le résultat numérique montre la correspondance entre la modélisation et la courbe expérimentale jusqu'à la charge de 60kN c'est le moment quand la fissure diagonale apparaît. A partir de cette valeur de charge, les deux courbes présentent un écart au niveau de la rigidité. La courbe expérimentale présente plusieurs micros chutes

de charge, dans ce cas, la courbe numérique suit la courbe de la poutre R150-Ref avec le renfort de l'acier transversal. Cet écart peut être expliqué par l'absence de l'acier transversal dans la zone de test de la poutre R0-Ref. Dans la réalité, le rôle de l'acier transversal est présenté dans la partie bibliographie (1.4.1), l'acier transversal limite l'ouverture de fissure de cisaillement et augmente l'effet de frottement entre deux surfaces de fissure. La poutre R0-Ref ne procède pas le renfort transversal dans la zone de test donc l'ouverture soudain de fissure de cisaillement et les micros glissements entre deux surface de fissure au cours de l'ouverture de fissure provoquent des micros chutes de charge mais la charge peut encore continuer augmenter. Mais dans le modèle numérique, il n'y a pas de vraies fissures, les fissures sont observées par la déformation plastiques des éléments donc les micros chute de charge et le glissement entre les éléments sont éliminés. Au niveau de la charge ultime, le modèle numérique montre une rupture à la charge de 157kN qui est exactement même de la valeur expérimentale. Et après la charge ultime, le modèle numérique présent aussi une rupture très fragile comme le résultat expérimental. Au niveau de déplacement à la charge ultime, à cause des micros chutes de charge dans l'expérience qui n'est pas modélisé dans modèle numérique donc il y a un écart de 1mm entre résultat expérimental et résultat numérique (6.5mm dans l'expérience et 5.5mm dans la modélisation numérique).

#### 3.4.1.2 Réponse Locale

#### Mode de rupture

Les figures : Figure 3-39 et Figure 3-40 présentent le mode de rupture des poutres R0-Ref, et R150-Ref respectivement dans la modélisation numérique en comparant avec le mode de rupture réelle dans les tests expérimentaux. Dans ce calcul par des éléments finis, le mode de rupture ne peut pas être capturé comme dans l'expérience par la séparation deux surfaces du béton. Donc ces résultats de mode de rupture dans le modèle numérique sont obtenus par l'affichage des déformations plastiques au moment de la charge ultime. En comparant les valeurs de déformation plastique des poutres R0-ref, R150-Ref, les résultats numériques montrent que la zone de fissuration de la poutre R150-Ref (avec le renfort de l'acier transversal) est plus large que celle de la poutre R0-Ref (sans renfort de l'acier transversal) mais la déformation maximale est plus petite (0.05221 et 0.06552 pour R150-Ref et R0-Ref respectivement). Cela peut expliquer pourquoi dans la réalité, la poutre R0-Ref est rompu par une seule fissure diagonale et la poutre R150-Ref présente quelques fissures diagonales parallèles avec la fissure diagonale principale. Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin)



Figure 3-39: Mode de rupture R0-Ref (déformation plastique)

Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin)



Figure 3-40: Mode de rupture-R150-Ref (déformation plastique)

## Déformation de l'acier longitudinale

Au niveau de déformation de renfort interne dans les poutres référence, les figures : Figure 3-41 et Figure 3-42 présentent les résultats numérique de relation entre la déformation de l'acier longitudinal à mi de travée et l'évolution de la charge jusqu'à la valeur ultime. La déformation de l'acier longitudinale est calculée à partir d'output de contrainte. En générale, les aciers longitudinaux travaillent dans la limite élastique, et la courbe de déformation correspondant à la charge est

pratiquement bilinéaire. La pend de la courbe est diminué à la valeur de charge d'environ 40kN, c'est le moment des fissures de flexion s'apparient.

Pour la poutre R0-Ref, la courbe numérique présente un écart au niveau de la valeur maximale de déformation (1064  $\mu\epsilon$  pour le résultat numérique et 1368  $\mu\epsilon$  pour le résultat expérimental). Cela peut être expliqué par l'écart entre les deux résultats numérique et expérimental au niveau de déplacement au point de charge au moment de la charge ultime. La poutre réelle pour un déplacement est plus élevée que la poutre numérique (écart de 1mm). Cela provoque la déformation dans la poutre réelle plus élevée que pour la poutre numérique.

Pour la poutre R150-Ref, la courbe numérique pratiquement suit la courbe expérimentale. La déformation maximale de l'acier longitudinale au moment de charge ultime est de 1168  $\mu\epsilon$  et 1246  $\mu\epsilon$  pour résultats numérique et expérimental respectivement.



Figure 3-41: Déformation de l'acier longitudinal à mi- travée (R0-Ref)





# 3.4.2 **Poutre renforcées**

## 3.4.2.1 Validation du modèle de renforcement par composite

Dans le modèle des poutres renforcées par LFRP, le renfort LFRP est modélisé comme des éléments de coque S3 (élément à 3 nœuds triangulaires) (Figure 3-43 et Figure 3-44). Dans cette partie, afin de valider le modèle avec le renfort composite, différents cas présentés dans le Tableau 3.5 sont étudiés (deux types d'interface entre béton-composite : liaison parfaite et liaison réelle par des éléments cohésifs ; comportement composite : élastique et élastique avec critère de rupture de Hashin ; composite bidirectionnel et composite unidirectionnel). Pour évaluer le travail des fibres qui sont placées parallèlement à l'axe de la poutre dans le tissu bidirectionnel, deux modèles de composite orthotrope et isotrope (Tableau 3.6 et Tableau 3.7) sont aussi étudiés.

Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin)



Figure 3-43: modèle de coque pour le renfort par LFRP

Tableau 3.5:	Résumé d	es cas d	'étude pour	poutre renforcée
--------------	----------	----------	-------------	------------------

Poutre	Interface	Composite	
	Liaison parfaite	isotrope	
R150-EBR-cont-2LFRP	Liaison cohésive	isotrope	
	Liaison parfaite	orthotrope	
	Liaison cohésive	orthotrope	

|--|

Composite	E1 (GPa)	E2 (GPa)	Nu12	G12	G13	G23
				(GPa)	(GPa)	(GPa)
Isotrope	15	15	0.3	4	4	3.5
Orthotrope	15	5	0.3	4	4	3.5

Tableau 3.7 : Critère de Rupture du composite (Hashin's damage)

Composite	Résistance en	Résistance				
	traction	compression	traction	compression	cisaillement	en
	longitudinale	longitudinale	transversale	transversale	longitudinal	cisaillement
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	transversal
						(MPa)
Isotrope	160	60	160	60	80	80
Orthotrope	160	60	40	60	80	20



Figure 3-44: modèle numérique de poutres renforcées par LFRP

La Figure 3-45 présente les résultats numériques pour la poutre R150-EBR-cont-2LFRP avec la variation du type de liaison entre le béton et le composite, et entre les modèles de composite isotrope ou orthotrope. En général, tous les modèles montrent un comportement approximativement proche avec le comportement expérimental. L'écart maximal est de 11% au niveau de la charge ultime avec le modèle à liaison parfaite et composite isotrope (Tableau 3.8). Pour le modèle de composite isotrope et composite orthotrope, les deux modèles présentent des résultats approximativement proches (environ 6%). L'effet des fibres qui sont parallèles avec l'axe principal de la poutre peut être négligeable. Ce résultat est trouvé aussi dans le programme expérimental de Khalifa et Nanni 2000 [17] avec le renforcement bidirectionnel et unidirectionnel de tissu de carbone. Le cas d'une liaison cohésive et d'un comportement isotrope montre le résultat le plus proche avec le résultat obtenu dans l'expérience. Ces paramètres sont donc choisis pour valider le modèle numérique avec le renforcement de LFRP.

Modèle pour R150-EBR-cont-2LFRP	Charge ultime (kN)	Ecart
Expérimental	202	-
Liaison parfait-composite isotrope	224	11%
Liaison parfait-composite orthotrope	210	4%
Liaison cohésive-composite isotrope	206	2%
Liaison cohésive-composite orthotrope	196	-3%

Tableau 3.8: Charge ultime pour poutres numériques R150-EBR-cont-2LFRP



Figure 3-45 : Validation modèle numérique pour R150-EBR-cont-2LFRP

Pour vérifier le comportement du composite durant le test, les deux modèles avec la liaison cohésive + comportement élastique sans critère de rupture et liaison cohésive + élastique avec critère de rupture type Hashin sont testés. Le résultat est présenté dans la Figure 3-46. Le résultat montre que les deux courbes de comportement de poutres renforcées avec composite élastique sans rupture et celle avec composite élastique avec critère de rupture Hashin sont parfaitement similaires. Donc il n'y a pas la rupture du composite qui correspond bien avec le résultat expérimental.



Figure 3-46 : Vérification la rupture du composite

# 3.4.2.2 Réponse globale

La Figure 3-47 présente les résultats numériques sous forme de courbes charge-déplacement au point d'application de la charge de poutres renforcées continues : R0-EBR-cont-2LFRP et R150-EBR-cont-2LFRP. En général, le résultat numérique est approximativement proche de résultat expérimental. Pour la poutre R150-EBR-cont-2LFRP avec le renfort de l'acier transversal dans la zone de test et le renfort externe de LFRP, la modélisation numérique simule bien le comportement initial jusqu'à la rupture, avec l'ajout de propriétés de l'interface béton-composite en utilisant des éléments cohésifs, le comportement ductile après la charge ultime est bien simulé avec un écart de 2%. Pour la poutre sans renfort d'acier transversal, le résultat numérique présente un écart avec le résultat expérimental au niveau de la rigidité et de la charge ultime (209 kN et 191 kN pour résultat expérimental et numérique respectivement). Cet écart peut être expliqué par l'écart de la résistance du béton dans cette poutre dans le test expérimental. La charge ultime de cette poutre est plus élevée par rapport celle de la poutre avec le renfort de l'acier transversal R150-EBR-cont-2LFRP. Après la charge ultime, le comportement très fragile de cette poutre est bien simulé dans le résultat numérique.



Figure 3-47: Relation entre la charge et déplacement (Expérimental vs Numérique-poutres renforcées continues)

Pour les poutres renforcées non-continues par des bandes de LFRP avec une largeur de 10cm, la Figure 3-48 présente le résultat numérique comparé avec celui de l'essai expérimental pour les poutres : R150-EBR-150-3LFRP et R150-EBR-200-3LFRP. Ces poutres sont renforcées par des aciers transversaux et des bandes de LFRP dans la zone de test. Dans ce cas, la modélisation numérique simule bien le comportement des deux poutres jusqu'à la charge ultime.

Après la charge ultime, la poutre R150-EBR-200-3LFRP a rompu en cisaillement à cause de la rupture de l'acier transversal en combinaison avec l'écrasement de la bielle du béton en compression et le décollement du LFRP. Dans le modèle numérique, le comportement de l'acier transversal est considéré comme élasto-plastique parfait, la rupture de l'acier n'est pas prise en compte donc le modèle numérique. Le comportement fragile ne peut donc pas être reproduit pour de cette poutre.

La poutre R150-EBR-150-3LFRP présente une rupture en flexion avec des fissures de cisaillement. La charge ultime est pratiquement égale de la poutre R150-EBR-200-3LFRP qui a une rupture en cisaillement. Cette différence de mode de ruine est due à l'écart de résistance du béton de ces deux poutres. Cela explique pourquoi le modèle numérique ne peut pas capturer la rupture en flexion de cette poutre.



Figure 3-48: Relation entre la charge et déplacement (Expérimental vs Numérique-poutres renforcées non-continues)

## 3.4.2.3 Réponse locale

Les Figure 3-49, Figure 3-50, Figure 3-51 et Figure 3-52 présentent les spectres numériques et expérimentaux de déformations plastiques sur la surface latérale (maximal dans la direction principale, maximal dans la direction oz, maximal dans la direction oy) des poutres renforcées continues R0-EBR-cont-2LFRP et R150-EBR-cont-2LFRP, et pour les poutres renforcées non-continues R150-EBR-200-3LFRP et R150-EBR-150-3LFRP respectivement. En général, le résultat numérique montre une bonne cohérence entre le mode de rupture numérique et mode de rupture réel hormis la poutre R150-EBR-150-3LFRP qui présente une rupture en flexion avec des fissures de cisaillement (due a un écart de la résistance du béton).



Figure 3-49: Mode de rupture poutre R150-EBR-cont-2LFRP (déformation plastique)



Figure 3-50: Mode de rupture R150-EBR-cont-2LFRP (déformation plastique)



Figure 3-51: Mode de rupture R150-EBR-200-3LFRP (déformation plastique)


Figure 3-52: Mode de rupture R150-EBR-150-3LFRP (déformation plastique)

# 3.5 **Présentation de la méthode de corrélation d'images.**

Au cours de la campagne expérimentale, afin de capturer les déformations sur les composites des jauges d'extensométrie sont placées judicieusement. Néanmoins, l'application de jauges nécessite un

placement prédéfini de celles-ci donnant une cartographie locale. Afin d'avoir une cartographie plus grande et moins localisée, la méthode de corrélation d'image (DIC) est utilisée pour capturer le champ de déformation sur toute la surface du composite. La corrélation d'image a été effectuée par l'algorithme COORELI [72], cette méthode permet de trouver les champs de déplacement à chaque étape de charge en utilisant le 'Fast Fourier Transform'' (FFT). Le déplacement est calculé en comparant le signal de référence (x, y) et le signal déformé g(x, y) (Figure 3-53). L'algorithme est basé sur une approche multi-échelle, la corrélation d'images est effectuée par suivre les déplacements d'une macro-zone (région d'intérêt-ROI) et plusieurs sous-zones (zone d'intérêt-ZOI). Ces zones sont définies dans l'image de référence. Le ROI correspond à la totalité de la surface à analyser. Les ZOI procèdent une forme carrée qui définissent les sous-zones dans le ROI. Les ZOI sont placées de façon homogène sur la région d'intérêt. Les centres des ZOI forment une matrice de points dans « n » lignes et colonnes dans ROI. La taille des ZOI est liée à la répartition de niveau de gris, taille de ROI, la résolution de caméra, et la distance entre la caméra et la surface intéressée. Chaque ZOI doit être caractérisée par une distribution de niveaux de gris assez riche pour se distinguer avec les autres. La comparaison entre le signal référence et le signal déformé donne les déplacements horizontaux et les déplacements verticaux Ux, Uy liés à chaque ZOI. Les déformations des ZOI  $\varepsilon_{xx}$ ,  $\varepsilon_{yy}$  sont calculées basées sur les déplacements Ux, Uy.





Figure 3-53: ZOI dans l'image référence et déformé [72].

Dans cette étude, la corrélation d'image est effectuée sur la zone de test où le renfort par LFRP est collé sur la surface latérale de la poutre (Figure 3-54). Après le collage du composite sur la surface latérale des poutres, la surface du composite est recouverte par une couche de peinture blanche. Les points noirs sont créés à l'aide d'une bombe de peinture comprimée noir en assurant le niveau de gris et homogène de gris sur la surface intéressée.



Figure 3-54: Zone de corrélation d'images



Figure 3-55: matrice des ZOI dans le test

La Figure 3-56 présente le résultat de la méthode de corrélation d'image pour le champ de déformation du composite pour la poutre R150-EBR-cont-2LFRP avec la comparaison avec le résultat expérimental mesuré par des jauges de déformation collées sur la surface du composite dans le schéma. En général, le spectre de couleur qui présente le champ de déformations montré par la corrélation d'image correspond bien avec le mode de rupture du béton de la surface latérale. Les jauges 3, 5, 6 qui sont le plus déformées donnent des valeurs de 6000 à 7000  $\mu\epsilon$  de déformation à la charge ultime. Sur le spectre de couleur de corrélation d'image, la zone où la déformation dans le composite est plus élevée correspond bien à la zone fissurée sur la surface du béton, la valeur maximale de la déformation est environ de 8500  $\mu\epsilon$ . Pour chaque étape de charge la corrélation d'image montre bien l'évolution de la déformation sur le composite. A la charge ultime, la zone déformée est élargie et affichée par une zone de couleur jaune homogène qui présente la zone de décollement du composite.



Figure 3-56: Résultat de corrélation d'images pour la déformation du composite (R150-EBR-cont-2LFRP)

La Figure 3-57 présente le champ de déformations sur le composite par la méthode de corrélation d'images et le champ de déformations sur la surface du béton par le modèle numérique. En chaque étape de charge, le résultat de corrélation d'images montre une bonne cohérence de spectre de déformation sur le composite avec la distribution de déformation du béton obtenue par le modèle numérique.



Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin)



Figure 3-57:champ de déformation sur composite par corrélation d'image et champ de déformation sur béton par modélisation numérique

### 3.6 **Etude de paramètre**

Dans le cadre d'étude des paramètres dans le modèle numérique, une comparaison entre le travail de CFRP et LFRP dans le renforcement au cisaillement de poutre BA par la méthode de collage externe est réalisée. Pour évaluer l'influence du rapport entre la travée de cisaillement et la hauteur efficace de section de la poutre, la charge est déplacée sur le long de la poutre pour avoir une variation de a/d = 1; 1.5; 2; 2.5; 3; 3.5 qui est étudié dans le modèle numérique avec le même renfort par LFRP.

### 3.6.1 LFRP vs CFRP





Pour comparer le travail de LFRP avec CFRP, la poutre R150-EBR-200-3LFRP qui est renforcée par des bandes de fibres de lin de 100mm de large avec un espacement de 200mm dans le test expérimental est choisie. Deux poutres qui sont renforcées par 3 couches de fibres de Lin (3LFRP) et une couche de fibre de carbone sont modélisées. Toutes les caractéristiques de la poutre numérique validées avec le résultat expérimental sont utilisées dans cette étude. La différence entre les deux poutres est les caractéristiques de renfort composite. Le CFRP utilisé est de type unidirectionnel, les caractéristiques des composites sont présentées dans la Tableau 3.9 :

	г :	NT 1	<b>D</b> 1	50	NT 10	010	012	<b>C2</b> 2
Composite	Epaisseur	Nombre	EI	E2	Nu12	GI2	GI3	G23
	mm	de	(GPa)	(GPa)		(GPa)	(GPa)	(GPa)
		couches						
LFRP	0.5	3	12	5	0.3	4	4	3.5
CFRP	0.48	1	105	5	0.3	4	4	3.5

## Tableau 3.9 : Propriétés de CFRP et LFRP

La Figure 3-59 présente le résultat de comportement entre la charge et déplacement de poutres numériques renforcées par CFRP et LFRP. Le résultat montre que le comportement de la poutre renforcée par 3 couches de LFRP est parfaitement identique à celui de la poutre renforcée par une couche de CFRP. Ce résultat valide encore le résultat obtenu dans le test expérimental pour les poutres en T : T0-EBR-180-4LFRP et T0-EBR-180-CFRP, T180-EBR-180-4LFRP et T180-EBR-180-CFRP. Donc dans le renforcement vis-à-vis du cisaillement de la poutre béton armé par la méthode de collage externe, le renfort par des fibres de lin présente une capacité équivalente par rapport au renfort par des fibres de la contribution du composite est la limite de l'interface béton-composite. La rupture de l'interface qui provoque le décollement dans l'expérience se trouve toujours sur la résine ou sur la couche du béton de surface.





# 3.6.2 **Rapport de a/d**

Pour étudier l'influence de rapport entre la travée de cisaillement et la hauteur efficace de la section de poutre (Figure 3-60), les paramètres de modèle qui sont validés avec le test expérimental sont utilisés. La géométrie de la poutre est choisie comme celle de l'expérience. Pour avoir la variation de a/d, la position de la charge est changée le long de la poutre. Les valeurs de a/d= 1 ; 1.5 ; 2 ; 2.5 ; 3 ; 3.5 sont choisies. La géométrie des poutres sans et avec acier transversal sont présentées dans les tableaux : Tableau 3.10, Tableau 3.11.



## Figure 3-60: Géométrie de poutre



#### Tableau 3.10: Géométrie des poutres sans acier transversal







Figure 3-61: Variation de a/d - poutres sans acier transversal



## Tableau 3.11: Géométrie des poutres avec acier transversal



Figure 3-62 : Variation de a/d - poutres avec acier transversal

Les figures : Figure 3-61, Figure 3-62 présentent la charge ultime des poutres sans acier transversal avec ou non renforcée par LFRP et des poutres avec acier transversal avec ou non renforcées par LFRP avec la variation de rapport a/d= 1.0; 1.5; 2.0; 2.5; 3.0; 3.5. Les résultats montrent plus la charge est plus loin de l'appui, la résistance en cisaillement de poutre est plus faible. Pour le cas de faible a/d (a/d < 1.5) la résistance de cisaillement de la poutre est le plus grand sous l'effet d'arc. Dans ce cas l'effort tranchant transféré directement de charge à l'appui. La contribution du composite dans ce cas est quasi nul.

Dans le cas de poutre sans acier transversal, à partir de rapport de a/d=2.0, la contribution du composite à la résistance de cisaillement de poutre augmente avec l'augmentation de a/d jusqu'à a/d=3.0. Après valeur a/d=3.0, la contribution du composite reste constant.

Pour les poutres avec le renfort de l'acier transversal, la contribution du composite à la résistance de cisaillement de poutre reste constante avec les valeurs de a/d variées entre 2.0 à 3.0. A partir de a/d=3.0, la contribution du composite est diminuée à cause de la rupture en flexion sur la partie en traction de la poutre pour une valeur de a/d=3.5.

# 3.7 Conclusion

La partie modélisation présente le modèle numérique par la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Abaqus pour les poutres rectangulaires. Deux méthodes de calcul sont utilisées dans Abaqus : Abaqus/Explicite et Abaqus/Implicite pour modéliser le problème de quasi-Statique. Le résultat montre que les deux méthodes de calcul implicite et explicite donnent les résultats approximativement égaux dans le cas quasi-statique de la modélisation le cisaillement des poutres béton armé. Pour le problème de l'interaction entre béton et composite deux modèle sont considérés, la liaison parfaite et la liaison par des éléments cohésifs. Les deux résultats par ces deux modèles sont acceptables dans le cas d'une rupture par le décollement à cause de rupture du béton à l'interface.

En général, la modélisation numérique par la méthode des éléments finis simule bien le comportement global, des poutres en béton armé vis-à-vis de la charge ultime en cisaillement, après la charge ultime, la modélisation numérique est moins précise dans quelques cas de rupture en cisaillement avec le renfort interne (acier transversal) à cause de la simplification du comportement de l'acier transversal considéré comme élasto-plastique parfait. Au niveau local, la modélisation numérique capture bien la mécanique de rupture des poutres. Le mode de rupture numérique en utilisant l'affichage de la déformation plastique dans modèle numérique est proche de celle obtenue dans le test expérimental.

# **4 CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES**

#### Conclusion

L'objective de cette thèse est l'évaluation de la capacité des fibres naturelles (fibre de Lin) dans le renforcement au cisaillement des poutres béton armé. Le programme de thèse est basé sur des tests expérimentaux et une investigation de modélisation numérique à l'aide de la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel Abaqus sur le renforcement au cisaillement des poutres béton armé par polymère renforcé des fibres de Lin par la méthode de collage externe et de collage dans des rainures en surface du béton. Les paramètres suivants sont étudiés dans le test expérimental :

- Echelle de structure (poutre rectangulaire vs poutre en T : rapport a/d)
- Fibre de Lin vs fibre de carbone
- Renforcement continue vs renforcement non-continue
- Interaction de l'acier -composite
- Méthode de renforcement : EBR-NSM

L'étude de bibliographie a confirmé l'efficacité de renforcement au cisaillement des poutres béton armé par des renforts de fibre de carbone et fibre de verre par des méthodes de renforcement : collage externe (EB), le collage dans des rainures en surface du béton (NSM), et le collage dans des réservations perforées au sein de la section de béton (ETS) ... et l'interaction entre le renfort du composite par le collage externe et le renfort interne de l'acier transversal. Les recherches confirment que la méthode ETS avec le renfort par des bars de fibre carbone est la méthode le plus efficace dans le renforcement au cisaillement des poutres béton armé. La présence du renfort interne de l'acier transversal diminue la contribution du composite dans le renforcement au cisaillement de poutre béton armé. Les recherche confirment aussi l'influence de rapport a/d à la contribution de la résistance de cisaillement du composite. En générale, la contribution du composite est faible pour le a/d <2.0 à cause de l'effet d'arc.

Dans l'étude expérimental, le test expérimental est réalisé sur des essais de flexion simple trois points sur des poutres rectangulaires et des poutres en Té avec le renforcement par des fibres de Lin et fibre de carbone. Les résultats montrent que le système de renforcement par fibre de Lin peut augmenter significativement la capacité en cisaillement de poutre béton armé de 10 à 33%. En comparant entre les deux renforcements par fibre de lin et fibre de carbone, le résultat montre que le renforcement par fibre de lin présente une capacité mécanique équivalence à celle de fibre de carbone dans le renforcement au cisaillement de poutres béton armé. Les résultats expérimentaux confirment aussi l'influence de la présence de l'acier transversal à la contribution de la résistance de cisaillement du renfort par des fibres de Lin, la présence de l'acier transversal dans la zone de renforcement provoque

la diminution de la contribution de LFRP vis-à-vis de la capacité en cisaillement de poutres renforcées par la méthode EBR. Pour le cas renfort par la méthode NSM, les résultats montrent que l'acier transversal ne diminue pas la contribution de LFRP.

L'étude de modélisation numérique est réalisée par l'aide de logiciel Abaqus en utilisant la méthode des éléments finis pour les poutres rectangulaires. Deux type l'algorithme de calcul Explicit et Implicite dans les deux sous-produits Abaqus/Explicite et Abaqus/Implicite sont utilisés pour régler le problème de quasi-statique. Le résultat montre que les deux méthodes de calcul implicite et explicite donnent les résultats approximativement égaux dans le cas quasi-statique de cisaillement de poutre béton armé. Pour l'interface entre béton et le composite, deux modèle de l'interface est utilisé : liaison parfait et liaison par éléments cohésives. Les résultats par deux modèles sont très proches dans le cas de rupture par décollement du composite à cause de rupture sur béton de l'interface.

En utilisant le modèle endommagement plasticité du béton, la modélisation numérique par la méthode des éléments finis simule bien le comportement de cisaillement des poutres béton armé au niveau global, relation entre la charge et le déplacement au point de charge jusqu'à la charge ultime, après la charge ultime, la modélisation numérique est faux dans quelques cas de rupture en cisaillement avec le renfort interne de l'acier transversal en raison de comportement de l'acier est simplifier par élastoplastique parfait. Au niveau local, la mécanique de rupture des poutres est simulée bien par l'affichage de spectre de déformation plastique, le mode de rupture par modèle numérique est approximatif proche que celle obtenue dans le test expérimental.

### Perspective

En perspective, pour avoir une conclusion complète dans le renforcement de structure béton armé par le composite de fibre de lin, des études suivantes pourront réalisée :

-L'étude sur le renforcement en flexion des poutres ou dalles béton armé par fibre de lin

-L'étude sur le renforcement au séisme des voiles maçonneries ... par fibres de lin

-L'étude le comportement long terme des structures béton armé renforcées par fibre de lin (étude de fluage, et de fatigue)

Au niveau de renforcement au cisaillement des poutres par fibres de lin, sur le point de vue expérimental, les perspectives suivantes pourront être faites :

- Prise en considération de différents ratios d'acier longitudinal  $\rho_s$  sur la contribution du composite naturel.

- Prise en considération de différents résistance du béton sur la contribution du composite naturel.
- Prise en considération de l'effet d'encrage sur la contribution du composite naturel.
- Prise en considération sur l'effet a/d et le l'angle de fissuration de cisaillement.

# Liste des tableaux

Tableau 1.1 : propriétaires mécaniques des composites classiques [2]	19
Tableau 1.2 : propriétés mécaniques des fibres naturelles	22
Tableau 1.3 : Statuts des facteurs influençant la résistance en cisaillement des poutres BA dans les	
règlements de conception actuels	65
Tableau 2.1: détail des configurations de renforcement de poutres type R et type T	78
Tableau 2.2: Composants du béton réalisé	80
Tableau 2.3: caractéristiques mécaniques des résines époxydiques utilisées	82
Tableau 2.4: Caractéristiques des tissus de lin	83
Tableau 2.5: Détail de renforts	84
Tableau 2.6: Résultats des tests de traction des composite lin-époxy (UD 220g/m <sup>2</sup> )	86
Tableau 2.7: Résultats des tests de traction des composite lin-époxy (Sergé 600g/m <sup>2</sup> )	87
Tableau 2.8: Résultats des tests de traction des composite lin-époxy (UD 400 g/m <sup>2</sup> )	87
Tableau 2.9: propriétés de fibre carbone Torayca	87
Tableau 2.10: Caractéristiques mécaniques du CFRP	88
Tableau 2.11: Résultats expérimentaux (groupe R)	98
Tableau 2.12: Résultats expérimentaux (groupe T)	99
Tableau 2.13 : Déformation maximale enregistrée du composite	.119
Tableau 2.14: l'efficacité de FRP	.122
Tableau 2.15: Coefficient de détermination entre le calcul Vf cal pour chaque norme de conceptio	n et
résultat expérimental Vf exp (avec ou sans acier transversal) [57]	.125
Tableau 2.16: Contribution de FRP calculé par des normes de conception	.125
Tableau 3.1 : Résultats expérimentaux de caractérisation du béton	.142
Tableau 3.2: Résume des paramètres pour béton dans Abaqus	.146
Tableau 3.3: Variation de taille d'éléments.	.156
Tableau 3.4: variation de période du temps-Abaqus/Explicite	.159
Tableau 3.5: Résumé des cas d'étude pour poutre renforcée	.171
Tableau 3.6: Comportement du composite isotrope-orthotrope (R150-EBR-cont-2LFRP)	.171
Tableau 3.7 : Critère de Rupture du composite (Hashin's damage)	.171
Tableau 3.8: Charge ultime pour poutres numériques R150-EBR-cont-2LFRP	.173
Tableau 3.9 : Propriétés de CFRP et LFRP	.186
Tableau 3.10: Géométrie des poutres sans acier transversal	.187
Tableau 3.11: Géométrie des poutres avec acier transversal	.189

# Liste des figures

Figure 1-1 : Renforcement de structures BA par matériaux composites1	7
Figure 1-2 : a) Fibre de carbone : b) Fibre de verre : c) fibre d'aramide1	9
Figure 1-3 : a) renforcement en cisaillement, b) renforcement en flexion, c) confinement de colonne1	9
Figure 1-4 : décollement de FRP[3]2	20
Figure 1-5 : Classification des fibres naturelles	21
Figure 1-6 : Applications de fibre de Lin dans a) véhicules b) bâtiments c) électroniques	23
Figure 1-7 : Valeur d'amortisseur des fibres [11]2	24
Figure 1-8 : a)champ de Lin, b) Tissu de Lin	24
Figure 1-9 : impacts environnementaux de la production de fibre de Lin peigne comparés à la fibre de	•
verre (Extrait du livre technique "Fibres de lin et chanvre: une solution naturelle pour l'industrie des	
composites", CELC)	25
Figure 1-10 : Rupture en flexion de la poutre	25
Figure 1-11 Rupture de poteau en flexion et cisaillement sous sollicitation de séisme Gujurat, India	
(26/01/2001)	26
Figure 1-12 : Renforcement en flexion de dalle par FRP2	26
Figure 1-13 : Comportement mécanique de poutres BA et BA renforcées [12]2	27
Figure 1-14 : Rupture en cisaillement de la poutre2	27
Figure 1-15 : Rupture en cisaillement du mur (séisme à BİNGÖL (TURKEY) 01/05/2003)2	28
Figure 1-16 : renforcement au cisaillement de la poutre2	28
Figure 1-17 : rupture de poteau (insuffisance de renfort transversal)2	29
Figure 1-18 : Compression bi-axiale	0
Figure 1-19 : renforcement par confinement de poteaux	30
Figure 1-20 : Renforcement au cisaillement par la méthode EB : a) renforcement non-continu, b)	
renforcement continu, c) inclination des fibres	32
Figure 1-21 : configuration de renforcement par EB : a) confinement complet, b) collage latéral, c)	
collage en U3	32
Figure 1-22: Géométrie de poutre renforcée[16]3	3
Figure 1-23: a) Configuration des spécimens b) Résultats expérimentaux	34
Figure 1-24: Détails de spécimen: a) Elévation a) Section transversal non renforcée b) Section	
transversal renforcée	5
Figure 1-25: Détails des spécimens [20]	;7
Figure 1-26: Résultats de tests: a) poutres sans acier transversal b) Poutres avec aciers transversaux3	37
Figure 1-27: a) Détail de spécimens b) Résultats expérimentaux3	8
Figure 1-28: Détail de spécimens	9
Figure 1-29: Résistance au cisaillement et la contribution au cisaillement de CFRP avec la variation d	le
rapport a/d4	10
Figure 1-30 : Renforcement au cisaillement par NSM : a) Poutre renforcée par des barres NSM	
verticales b) Poutre renforcée par des barres NSM inclinées c) Section de poutre renforcée par NSM4	11
Figure 1-31 : Technique de renforcement par la méthode NSM: (a) couper les entailles; (b) nettoyer le	es
entailles par l'air comprimé, (c) remplir les entailles par résine époxy (d) insérer les bars FRP, (e)	
compléter par l'ajouter résine époxy, (f) après le renforcement (Dias and Barros)4	2

transversaux
Figure 1-33: Résultats de tests : a)poutres sans acier transversal, b) poutres avec aciers transversaux.44   Figure 1-34: Géométrie détaille de spécimens
Figure 1-34: Géométrie détaille de spécimens 45   Figure 1-35: Géométrie de tests 46   Figure 1-36: Renforcement au cisaillement par NSM 47   Figure 1-37: Technique de renforcement par la méthode ETS: (A) perçage des trous, (B) nettoyé des 47   Figure 1-37: Technique de renforcement par la méthode ETS: (A) perçage des trous, (B) nettoyé des 47   Figure 1-37: Technique de renforcement par la méthode ETS: (A) perçage des trous, (B) nettoyé des 47   Figure 1-37: Technique de renforcement par la méthode ETS: (A) perçage des trous, (B) nettoyé des 47   Figure 1-38: Configurations de test 49   Figure 1-39: Résultats de test pour groupe A et B. 49   Figure 1-40: Rupture en flexion 50   Figure 1-41: Rupture en cisaillement. 50   Figure 1-42: Comportement de poutre béton armé simple (rupture en cisaillement) 51   Figure 1-43: mécanique de cisaillement d'une poutre sous la variation de taille de granulat (Sherwood, Bentz et Collins, 2007)   Kigure 1-45: poutre avec renfort de cisaillement et ration a/d (Lonfhe [31]) 54   Figure 1-46: Relation entre contrainte dans poutre 55   Figure 1-49: Modèle de treillis pour cisaillement (Ritter 1899) 55   Figure 1-49: Modèle de treillis (Mörsch) 56   Figure 1-50: Condi
Figure 1-35: Géométrie de tests. 46   Figure 1-36 : Renforcement au cisaillement par NSM 47   Figure 1-37: Technique de renforcement par la méthode ETS: (A) perçage des trous, (B) nettoyé des 47   Figure 1-37: Technique de renforcement par la méthode ETS: (A) perçage des trous, (B) nettoyé des 47   Figure 1-37: Technique de renforcement par la méthode ETS: (A) perçage des trous, (B) nettoyé des 47   Figure 1-38: Configurations de test 49   Figure 1-39: Résultats de test pour groupe A et B. 49   Figure 1-40 : Rupture en flexion 50   Figure 1-41 : Rupture en cisaillement 50   Figure 1-42 : Comportement de poutre béton armé simple (rupture en cisaillement) 51   Figure 1-43: mécanique de cisaillement dans la poutre. 52   Figure 1-44: comportement au cisaillement d'une poutre sous la variation de taille de granulat 53   Figure 1-45: poutre avec renfort de cisaillement et ration a/d (Lonfhe [31]) 54   Figure 1-46: Relation entre contraintes dans poutre 55   Figure 1-49: Modèle de treillis pour cisaillement (Ritter 1899) 55   Figure 1-50 : Condition d'équilibre pour le modèle treillis (Collins et Mitchell, 1991) 57   Figure 1-51: Modèle de Treillis avec variation de l'angle de fissuration 58   Figure 1-5
Figure 1-36 : Renforcement au cisaillement par NSM47Figure 1-37: Technique de renforcement par la méthode ETS: (A) perçage des trous, (B) nettoyé des47Figure 1-37: Technique de renforcement par la méthode ETS: (A) perçage des trous, (B) nettoyé des49Figure 1-38: Configurations de test49Figure 1-39: Résultats de test pour groupe A et B.49Figure 1-40 : Rupture en flexion50Figure 1-41 : Rupture en cisaillement.50Figure 1-42 : Comportement de poutre béton armé simple (rupture en cisaillement)51Figure 1-43: mécanique de cisaillement d'une poutre sous la variation de taille de granulat(Sherwood, Bentz et Collins, 2007)53Figure 1-46: Relation entre contrainte de cisaillement et ration a/d (Lonfhe [31])54Figure 1-47: Trajectoires des contraintes dans poutre55Figure 1-48: Analogie de treillis pour cisaillement (Ritter 1899)55Figure 1-49: Modèle de treillis que covariation de l'angle de fissuration58Figure 1-51: Modèle de Treillis avec variation de l'angle de fissuration58Figure 1-52: Différents modes de rupture des assemblages collés [38]66
Figure 1-37: Technique de renforcement par la méthode ETS: (A) perçage des trous, (B) nettoyé destrous par l'air comprimé (C) insérer le bar de renforcement FRP avec la résine époxy dans les trous. 47Figure 1-38: Configurations de test49Figure 1-39: Résultats de test pour groupe A et B
trous par l'air comprimé (C) insérer le bar de renforcement FRP avec la résine époxy dans les trous. 47 Figure 1-38: Configurations de test
Figure 1-38: Configurations de test49Figure 1-39: Résultats de test pour groupe A et B.49Figure 1-40 : Rupture en flexion50Figure 1-41 : Rupture en cisaillement50Figure 1-42 : Comportement de poutre béton armé simple (rupture en cisaillement)51Figure 1-43: mécanique de cisaillement dans la poutre.52Figure 1-44: comportement au cisaillement d'une poutre sous la variation de taille de granulat(Sherwood, Bentz et Collins, 2007)53Figure 1-45: poutre avec renfort de cisaillement et ration a/d (Lonfhe [31])54Figure 1-46: Relation entre contrainte de cisaillement (Ritter 1899)55Figure 1-48: Analogie de treillis pour cisaillement (Ritter 1899)55Figure 1-49: Modèle de treillis (Mörsch)56Figure 1-50 : Condition d'équilibre pour le modèle treillis (Collins et Mitchell, 1991)57Figure 1-51: Modèle de Treillis avec variation de l'angle de fissuration58Figure 1-52: Différents modes de rupture des assemblages collés [38]66
Figure 1-39: Résultats de test pour groupe A et B.49Figure 1-40 : Rupture en flexion50Figure 1-41 : Rupture en cisaillement50Figure 1-42 : Comportement de poutre béton armé simple (rupture en cisaillement)51Figure 1-43: mécanique de cisaillement dans la poutre.52Figure 1-44: comportement au cisaillement d'une poutre sous la variation de taille de granulat(Sherwood, Bentz et Collins, 2007)53Figure 1-45: poutre avec renfort de cisaillement.54Figure 1-46: Relation entre contrainte de cisaillement et ration a/d (Lonfhe [31])54Figure 1-47: Trajectoires des contraintes dans poutre55Figure 1-48: Analogie de treillis pour cisaillement (Ritter 1899)55Figure 1-49: Modèle de treillis (Mörsch)56Figure 1-50 : Condition d'équilibre pour le modèle treillis (Collins et Mitchell, 1991)57Figure 1-51: Modèle de Treillis avec variation de l'angle de fissuration58Figure 1-52: Différents modes de rupture des assemblages collés [38]66
Figure 1-40 : Rupture en flexion.50Figure 1-41 : Rupture en cisaillement.50Figure 1-42 : Comportement de poutre béton armé simple (rupture en cisaillement).51Figure 1-43: mécanique de cisaillement dans la poutre52Figure 1-44: comportement au cisaillement d'une poutre sous la variation de taille de granulat(Sherwood, Bentz et Collins, 2007).53Figure 1-45: poutre avec renfort de cisaillement et ration a/d (Lonfhe [31]).54Figure 1-46: Relation entre contrainte de cisaillement (Ritter 1899).55Figure 1-48: Analogie de treillis pour cisaillement (Ritter 1899).55Figure 1-50 : Condition d'équilibre pour le modèle treillis (Collins et Mitchell, 1991).57Figure 1-51: Modèle de Treillis avec variation de l'angle de fissuration.58Figure 1-52: Différents modes de rupture des assemblages collés [38].66
Figure 1-41 : Rupture en cisaillement50Figure 1-42 : Comportement de poutre béton armé simple (rupture en cisaillement)51Figure 1-43: mécanique de cisaillement dans la poutre.52Figure 1-44: comportement au cisaillement d'une poutre sous la variation de taille de granulat53(Sherwood, Bentz et Collins, 2007)53Figure 1-45: poutre avec renfort de cisaillement.54Figure 1-46: Relation entre contrainte de cisaillement et ration a/d (Lonfhe [31])54Figure 1-47: Trajectoires des contraintes dans poutre55Figure 1-48: Analogie de treillis pour cisaillement (Ritter 1899)55Figure 1-50 : Condition d'équilibre pour le modèle treillis (Collins et Mitchell, 1991)57Figure 1-51: Modèle de Treillis avec variation de l'angle de fissuration58Figure 1-52: Différents modes de rupture des assemblages collés [38]66
Figure 1-42 : Comportement de poutre béton armé simple (rupture en cisaillement)
Figure 1-43: mécanique de cisaillement dans la poutre.52Figure 1-44: comportement au cisaillement d'une poutre sous la variation de taille de granulat53(Sherwood, Bentz et Collins, 2007).53Figure 1-45: poutre avec renfort de cisaillement.54Figure 1-46: Relation entre contrainte de cisaillement et ration a/d (Lonfhe [31])54Figure 1-47: Trajectoires des contraintes dans poutre55Figure 1-48: Analogie de treillis pour cisaillement (Ritter 1899)55Figure 1-49: Modèle de treillis (Mörsch)56Figure 1-50 : Condition d'équilibre pour le modèle treillis (Collins et Mitchell, 1991)57Figure 1-51: Modèle de Treillis avec variation de l'angle de fissuration58Figure 1-52: Différents modes de rupture des assemblages collés [38]66
Figure 1-44: comportement au cisaillement d'une poutre sous la variation de taille de granulat(Sherwood, Bentz et Collins, 2007)Figure 1-45: poutre avec renfort de cisaillement.54Figure 1-46: Relation entre contrainte de cisaillement et ration a/d (Lonfhe [31])54Figure 1-47: Trajectoires des contraintes dans poutre55Figure 1-48: Analogie de treillis pour cisaillement (Ritter 1899)55Figure 1-49: Modèle de treillis (Mörsch)56Figure 1-50 : Condition d'équilibre pour le modèle treillis (Collins et Mitchell, 1991)57Figure 1-51: Modèle de Treillis avec variation de l'angle de fissuration58Figure 1-52: Différents modes de rupture des assemblages collés [38]
(Sherwood, Bentz et Collins, 2007)
Figure 1-45: poutre avec renfort de cisaillement.54Figure 1-46: Relation entre contrainte de cisaillement et ration a/d (Lonfhe [31])54Figure 1-47: Trajectoires des contraintes dans poutre55Figure 1-48: Analogie de treillis pour cisaillement (Ritter 1899)55Figure 1-49: Modèle de treillis (Mörsch)56Figure 1-50 : Condition d'équilibre pour le modèle treillis (Collins et Mitchell, 1991)57Figure 1-51: Modèle de Treillis avec variation de l'angle de fissuration58Figure 1-52: Différents modes de rupture des assemblages collés [38]66
Figure 1-46: Relation entre contrainte de cisaillement et ration a/d (Lonfhe [31])
Figure 1-47: Trajectoires des contraintes dans poutre 55   Figure 1-48: Analogie de treillis pour cisaillement (Ritter 1899)
Figure 1-48: Analogie de treillis pour cisaillement (Ritter 1899)
Figure 1-49: Modèle de treillis (Mörsch)
Figure 1-50 : Condition d'équilibre pour le modèle treillis (Collins et Mitchell, 1991)
Figure 1-51: Modèle de Treillis avec variation de l'angle de fissuration
Figure 1-52: Différents modes de rupture des assemblages collés [38]66
Figure 1-53:Relation entre $\varepsilon f \varepsilon f u$ et $E f \rho f f' c 23$
Figure 1-54: Capacité de cisaillement et Contribution de cisaillement avec variation de a/d (Li et leung
2015)
Figure 2-1 : Géométrie de poutres rectangulaires (GROUPE R)74
Figure 2-2: Géométrie de poutre en T (GROUPE T)
Figure 2-3: Section de poutre groupe R: a) sans acier transversal, b) avec acier transversal
Figure 2-4 : Ferraillage des poutres de la série R0
Figure 2-5 : Ferraillage des poutres de la série R150
Figure 2-6: Section de la poutre groupe T: a) sans acier transversal, b) avec acier transversal
Figure 2-7: Ferraillage de série T0
Figure 2-8:Ferraillage de série T180
Figure 2-9: détail des poutres renforcées (groupe R)
Figure 2-10: détail des poutres renforcées (groupe T)
Figure 2-11: Malaxeur capacité 300180
Figure 2-12 : Cylindre (norme NF EN 12390-1)
Figure 2-13: Essai de fendage
Figure 2-14: spécimen d'époxy pour test de traction
Figure 2-15: Tissu de Lin: a) Tissu bidirectionnel (sergé 600g/m <sup>2</sup> ), b) Tissu unidirectionnel (UD
220g/m <sup>2</sup> )
Figure 2-16: Plaques de composite lin-époxy85

Figure 2-17: Courbe moyenne de contrainte-déformation d'essai de traction du composite -Serré	
600g/m <sup>2</sup> -2 couches	85
Figure 2-18: Courbe moyenne de contrainte-déformation d'essai de traction du composite – UD	
220g/m <sup>2</sup> -3 couches	86
Figure 2-19:Tissu bidirectionnel de carbone	88
Figure 2-20: coffrages métalliques et en bois	89
Figure 2-21: Assemblage des armatures dans les coffrages	89
Figure 2-22: Coulage du béton	90
Figure 2-23: Poutres en Té après coulage	90
Figure 2-24: Procédures de renforcement par méthode EBR	91
Figure 2-25: Préparation pour renforcement par NSM	92
Figure 2-26: Test sur poutres rectangulaires	93
Figure 2-27: test sur poutres en T	93
Figure 2-28: Position de jauges sur l'armature (groupe R)	94
Figure 2-29 : Position de jauges sur l'armature (groupe T)	95
Figure 2-30: Position de jauges de poutres renforcées (groupe R) : a) poutres avec le renforcement	
continu b) poutres avec le renforcement par NSM c) poutres avec le renforcement discontinu	95
Figure 2-31: position de jauges sur poutres renforcées non-continue et continue (groupe T)	96
Figure 2-32: relation entre la charge et le déplacement - Série R0-Groupe R	.101
Figure 2-33: mode de rupture R0-Ref	.101
Figure 2-34: mode de rupture R0-EBR-cont-2LFRP : a) mode de rupture avec décollement du LFR	ХP,
b) après avoir enlevé le LFRP	.102
Figure 2-35: Mode de rupture R0-NSM-2x150-4LFRP	.103
Figure 2-36: Relation entre la charge et déplacement (Série R150)	.103
Figure 2-37: Mode de rupture de poutre R150-Ref	.104
Figure 2-38: Mode de rupture de poutre R150-EBR-cont-2LFRP	.105
Figure 2-39: Mode de rupture R150-EBR-200-3LFRP	.106
Figure 2-40: Mode de rupture R150-EBR-150-3LFRP	.106
Figure 2-41: Relation entre la charge et déplacement -Série T0	.107
Figure 2-42: Mode de rupture poutre T0-Ref	.107
Figure 2-43: Mode de rupture poutre T0-EBR-cont-4LFRP	.108
Figure 2-44: Mode de rupture a) T0-EBR-180-4LFRP, b) T0-EBR-180-CFRP	.109
Figure 2-45: Relation entre la charge et déplacement-Série T180	.109
Figure 2-46: Mode de rupture-poutre T180-Ref	.110
Figure 2-47: Mode de rupture-Poutre T180-EBR-cont-4LFRP	.110
Figure 2-48: Mode de rupture T180-EBR-180-4LFRP	.111
Figure 2-49: Mode de rupture T180-EBR-180-CFRP	.111
Figure 2-50: Relation entre la charge et déplacement des poutres dans groupe R	.113
Figure 2-51: Relation entre la charge et la déformation de l'acier longitudinal-jauges 1 et 2 (groupe	e R)
	.114
Figure 2-52: Relation entre la charge et la déformation de l'acier longitudinal-jauges 1 et 2 (Groupe	eT)
-	.114
Figure 2-53:Relation entre la charge et déformation de l'acier transversal (série R150)	.115
Figure 2-54 : Relation entre la charge et déformation de l'acier transversal (série T180)	.116
Figure 2-55: Rupture dans l'acier transversal	.116

Figure 2-56: Relation entre la charge et déformation du composite (Groupe R)	117
Figure 2-57: Relation entre la charge et déformation du composite (Groupe T)	118
Figure 2-58: Comparaison de renfort par fibre de lin et fibre de carbone	121
Figure 2-59: Relation entre la charge et déplacement (poutres renforcées par NSM)	124
Figure 3-1:Discrétisation par éléments finis	128
Figure 3-2: Illustration du schéma explicite d'intégration au cours du temps	129
Figure 3-3:Illustration de l'opération de différence centrale	131
Figure 3-4 : Illustration du schéma d'intégration implicite au cours du temps	133
Figure 3-5 : Illustration de la méthode de Newton	135
Figure 3-6: Analogie pour le cas de charge lente et charge rapide[58]	136
Figure 3-7: Définition d'amplitude en utilisant une courbe d'amplitude lisse (Abaqus)	137
Figure 3-8: Histoire d'énergie pour le cas de quasi-statique	139
Figure 3-9: Définition des surfaces d'écoulement et potentielle pour le modèle CDP (Hibbitt et al 2	2010
[62]): a) Forme de la surface d'écoulement sur un plan déviatorique; b) Forme de la surface potent	ielle
sur un plan méridien	.141
Figure 3-10 : Relation de contrainte-déformation pour une charge cyclique de compression du béte	on
(Shinha et al [65],1964)	143
Figure 3-11: Courbe d'expérimentale contrainte-ouverture de fissure ( $\sigma$ - w)	144
Figure 3-12: formule modifié de Wang et Hsu pour post-fissuration du béton C16/20	145
Figure 3-13: Relation contrainte-ouverture de fissure et relation de contrainte-déformation pour ch	arge
cyclique en traction (Reinhardt et Cornelissen [67], 1984 )	145
Figure 3-14: Comportement de l'acier	147
Figure 3-15: Géométrie du modèle numérique	149
Figure 3-16: Les appuis dans modèle numérique (U2=0)	150
Figure 3-17: Conditions symétriques (U1=UR2=UR3=0)	150
Figure 3-18: Chargement par déplacement imposé dans modèle numérique (U2=-0.03)	151
Figure 3-19: liaison parfaite des aciers dans modèle numérique (poutres R150-Ref et R0-Ref)	152
Figure 3-20: Type d'élément de béton: a) Elément de 4 nœuds-C3D4 b) Elément de 6 nœuds-C3D	6 c)
Elément de 8 nœuds-C3D8	153
Figure 3-21: a) Elément de barre T3D2 b) Elément de coque S3R	153
Figure 3-22: loi de comportement de l'interface-Bilinéaire de traction	154
Figure 3-23: Elément cohésive: 8 nœuds-3D (CH3D8)	154
Figure 3-24: Variations de maillage	156
Figure 3-25: Résultats d'étude de maillage-Abaqus/Explicite	157
Figure 3-26: Mode de rupture des différences de maillage : a)maillage 1cm, b) maillage 2cm, c)	
maillage 3cm, d) mode de rupture dans le test (poutre R150-ref)	158
Figure 3-27: Résultats d'étude de période du temps	159
Figure 3-28: histoire d'énergie t=0.01s	160
Figure 3-29 : histoire d'énergie t=0.1s	160
Figure 3-30 : histoire d'énergie t=0.5s	160
Figure 3-31 : histoire d'énergie t=1s	160
Figure 3-32: Résultats Abaqus/Explicite vs Abaqus/Implicite	161
Figure 3-33: variation du comportement post-fissuration du béton en traction (Wang et Hsu)	162
Figure 3-34: Variation d'énergie de fissuration selon $\sigma$ - $\epsilon$ (R150-Ref) ( $\epsilon$ =0.002, i= 0.4 0.5 0.7 0.9).	163
Figure 3-35: Modèle validé avec $\sigma$ - $\epsilon$ ( $\epsilon$ =0.002, i=0.4) (R0-Ref et R150-Ref)	163

Figure 3-36: Variation d'énergie de fissuration Gf= 70, 90, 110 J/m <sup>2</sup> (R150-Ref)	164
Figure 3-37: Modèle validé avec Gf=90J/m <sup>2</sup>	164
Figure 3-38: Relation entre la charge et déplacement au point de charge (Expérimental vs	
Modélisation numérique-poutres références)	165
Figure 3-39: Mode de rupture R0-Ref (déformation plastique)	167
Figure 3-40: Mode de rupture-R150-Ref (déformation plastique)	168
Figure 3-41: Déformation de l'acier longitudinal à mi- travée (R0-Ref)	169
Figure 3-42: Déformation de l'acier longitudinal à mi- travée (R150-Ref)	170
Figure 3-43: modèle de coque pour le renfort par LFRP	171
Figure 3-44: modèle numérique de poutres renforcées par LFRP	172
Figure 3-45 : Validation modèle numérique pour R150-EBR-cont-2LFRP	173
Figure 3-46 : Vérification la rupture du composite	174
Figure 3-47: Relation entre la charge et déplacement (Expérimental vs Numérique-poutres renfor	cées
continues)	175
Figure 3-48: Relation entre la charge et déplacement (Expérimental vs Numérique-poutres renfor	cées
non-continues)	176
Figure 3-49: Mode de rupture poutre R150-EBR-cont-2LFRP (déformation plastique : max princ	ipal,
	177
Figure 3-50: Mode de rupture R150-EBR-cont-2LFRP (déformation plastique)	178
Figure 3-51: Mode de rupture R150-EBR-200-3LFRP (déformation plastique)	179
Figure 3-52: Mode de rupture R150-EBR-150-3LFRP (déformation plastique)	180
Figure 3-53: ZOI dans l'image référence et déformé [72].	181
Figure 3-54: Zone de corrélation d'images	182
Figure 3-55: matrice des ZOI dans le test	182
Figure 3-56: Résultat de corrélation d'images pour la déformation du composite (R150-EBR-con	t-
2LFRP)	183
Figure 3-57: champ de déformation sur composite par corrélation d'image et champ de déformation	on sur
béton par modélisation numérique	185
Figure 3-58 : Géométrie des poutres numériques renforcées par LFRP et CFRP	185
Figure 3-59: comportement de poutres renforcées par LFRP et CFRP	186
Figure 3-60: Géométrie de poutre	187
Figure 3-61: Variation de a/d - poutres sans acier transversal	188
Figure 3-62 : Variation de a/d - poutres avec acier transversal	190

Annexes



Annexe 1 : Résultats numériques charge-déplacement pour le cas a/d=1



Annexe 2 : Résultats numériques charge-déplacement pour le cas a/d=1.5



Annexe 3 : Résultats numériques charge-déplacement pour le cas a/d=2.0



Annexe 4 : Résultats numériques charge-déplacement pour le cas a/d=2.5



Annexe 5 : Résultats numériques charge-déplacement pour le cas a/d=3.0



Annexe 6 : Résultats numériques charge-déplacement pour le cas a/d=3.5

# REFERENCES

- [1] A. Bousselham, "COMPORTEMENT DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE MATÉRIAUX COMPOSITES A V ANCÉS," Département génie de la construction. Montréal, École de technologie supérieure., 2005.
- [2] "Fiber Reinforced Polymers Characteristics and Behaviors," *Build-on-Prince.com*. [Online]. Available: http://www.build-on-prince.com/fiber-reinforced-polymers.html. [Accessed: 05-Dec-2016].
- [3] O. Gunes, "CHARACTERIZATION AND MODELING OF DEBONDING IN RC BEAMS STRENGTHENED WITH FRP COMPOSITES."
- [4] C. Baley, "Analysis of the flax fibres tensile behaviour and analysis of the tensile stiffness increase," *Compos. Part Appl. Sci. Manuf.*, vol. 33, no. 7, pp. 939–948, Jul. 2002.
- [5] N. L. Hancox, Ed., *Fibre composite hybrid materials*. London: Applied Science, 1981.
- [6] S. H. Aziz and M. P. Ansell, "The effect of alkalization and fibre alignment on the mechanical and thermal properties of kenaf and hemp bast fibre composites: Part 1 – polyester resin matrix," *Compos. Sci. Technol.*, vol. 64, no. 9, pp. 1219–1230, Jul. 2004.
- [7] S. Ochi, "Mechanical properties of kenaf fibers and kenaf/PLA composites," *Mech. Mater.*, vol. 40, no. 4–5, pp. 446–452, Apr. 2008.
- [8] E. Bodros and C. Baley, "Study of the tensile properties of stinging nettle fibres (Urtica dioica)," Mater. Lett., vol. 62, no. 14, pp. 2143–2145, May 2008.
- [9] N. Dujardin, "UN MATERIAU BIOSOURCE DE CHOIX: LES FIBRES NATURELLES. CARACTÉRISATIONS ET APPLICATIONS," in 25èmes Journées Scientifiques de l'Environnement-L'économie verte en question, 2014.
- [10] Y. Li, Y.-W. Mai, and L. Ye, "Sisal fibre and its composites: a review of recent developments," *Compos. Sci. Technol.*, vol. 60, no. 11, pp. 2037–2055, Aug. 2000.
- [11] E. Schön, "Bcomp: Fibres to Play Naturally Smart."
- [12] L. Michel, Approches locales et globales du comportement de dalles en béton armé renforcées par matériaux composites. 2007.
- [13] L. Michel, Approches locales et globales du comportement de dalles en béton armé renforcées par matériaux composites. 2007.
- [14] N. A. Siddiqui, S. H. Alsayed, Y. A. Al-Salloum, R. A. Iqbal, and H. Abbas, "Experimental investigation of slender circular RC columns strengthened with FRP composites," *Constr. Build. Mater.*, vol. 69, pp. 323–334, Oct. 2014.
- [15] A. Saljoughian and D. Mostofinejad, "Axial-flexural interaction in square RC columns confined by intermittent CFRP wraps," *Compos. Part B Eng.*, vol. 89, pp. 85–95, Mar. 2016.
- [16] T. C. Triantafillou, "Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites," *ACI Struct. J.*, vol. 95, no. 2, 1998.
- [17] A. Khalifa and A. Nanni, "Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites," *Cem. Concr. Compos.*, vol. 22, no. 3, pp. 165–174, Jun. 2000.
- [18] O. Chaallal, M. Shahawy, and M. Hassan, "Performance of reinforced concrete T-girders strengthened in shear with carbon fiber-reinforced polymer fabric," ACI Struct. J., vol. 99, no. 3, 2002.
- [19] A. Bousselham and O. Chaallal, "Behavior of Reinforced Concrete T-Beams Strengthened in Shear with Carbon Fiber-Reinforced Polymer— An Experimental Study," *Struct. J.*, vol. 103, no. 3, pp. 339–347, May 2006.
- [20] J. Teng, G. Chen, J. Chen, O. Rosenboom, and L. Lam, "Behavior of RC Beams Shear Strengthened with Bonded or Unbonded FRP Wraps," J. Compos. Constr., vol. 13, no. 5, pp. 394–404, Sep. 2009.

- [21] K. C. Panda, S. K. Bhattacharyya, and S. V. Barai, "Effect of transverse steel on the performance of RC T-beams strengthened in shear zone with GFRP sheet," *Constr. Build. Mater.*, vol. 41, pp. 79–90, Apr. 2013.
- [22] W. Li and C. K. Y. Leung, "Shear Span–Depth Ratio Effect on Behavior of RC Beam Shear Strengthened with Full-Wrapping FRP Strip," *J. Compos. Constr.*, p. 4015067, Oct. 2015.
- [23] L. De Lorenzis and A. Nanni, "Shear strengthening of reinforced concrete beams with nearsurface mounted fiber-reinforced polymer rods," *ACI Struct. J.*, vol. 98, no. 1, 2001.
- [24] A. Rizzo and L. De Lorenzis, "Behavior and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement," *Constr. Build. Mater.*, vol. 23, no. 4, pp. 1555–1567, Apr. 2009.
- [25] S. J. E. Dias and J. A. O. Barros, "Experimental Behaviour of RC Beams Shear Strengthened with NSM CFRP Laminates," *Strain*, vol. 48, no. 1, pp. 88–100, Feb. 2012.
- [26] A. P. Darby, T. J. Ibell, and P. Valerio, "Deep embedment of FRP for concrete shear strengthening," *Proc. ICE Struct. Build.*, vol. 162, no. 5, pp. 311–321, Jan. 2009.
- [27] T. J. Ibell, A. P. DARBY, and P. Valerio, "Deep embedment of FRP bars for the shear srengthening of prestressed concrete bridges."
- [28] J. A. O. Barros and G. M. Dalfré, "Assessment of the Effectiveness of the Embedded Through-Section Technique for the Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams," *Strain*, vol. 49, no. 1, pp. 75–93, Feb. 2013.
- [29] E. G. Sherwood, E. C. Bentz, and M. P. Collins, "Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs," *ACI Struct. J.*, vol. 104, no. 2, p. 180, 2007.
- [30] B. El-Ariss, "Shear mechanism in cracked concrete," *Int. J. Appl. Math. Mech.*, vol. 2, no. 3, pp. 24–31, 2006.
- [31] R. S. Londhe, "Shear strength analysis and prediction of reinforced concrete transfer beams in high-rise buildings," *Struct. Eng. Mech.*, vol. 37, no. 1, p. 39, 2011.
- [32] G. Chen, J. Teng, J. Chen, and O. Rosenboom, "Interaction between Steel Stirrups and Shear-Strengthening FRP Strips in RC Beams," J. Compos. Constr., vol. 14, no. 5, pp. 498–509, Mar. 2010.
- [33] Fédération internationale du béton, *fib-TG 9.3 (2001).Externally bonded FRP reinforcement for RC structures: technical report on the design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures*. Lausanne, Switzerland: International Federation for Structural Concrete, 2001.
- [34] ACI Committee 440 and American Concrete Institute, *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. Farmington Hills, Mich.: American Concrete Institute, 2008.
- [35] CNR-DT200/2004 and Advisory Commitee on Technical Recommendations for Construction, *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systemes for Strengthening Existing Structures.* Rome, 2004.
- [36] G. Monti and M. Liotta, "Tests and design equations for FRP-strengthening in shear," *Constr. Build. Mater.*, vol. 21, no. 4, pp. 799–809, Apr. 2007.
- [37] A. Khalifa, W. Gold, A. Nanni, and A. M.I., "Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of RC Flexural Members," *J. Compos. Constr.*, vol. 2, no. 4, pp. 195–202, Nov. 1998.
- [38] S. CHATAIGNER, C. AUBAGNAC, M. QUIERTANT, and K. BENZARTI, Essai de cisaillement à simple recouvrement pour caractériser l'adhérence de renforts composites collés sur substrat béton Méthode d'essai n° 72, vol. 36 pages. 2010.
- [39] T. Maeda, Y. Asano, Y. Sato, T. Ueda, and Y. Kakuta, "A Study on Bond Mechanism of Carbon Fiber Sheet," *Proceedings of the Third International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures*, Japan, pp. 279–286, 1999.
- [40] J. Chen and J. Teng, "Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete," *J. Struct. Eng.*, vol. 127, no. 7, pp. 784–791, Jul. 2001.
- [41] O. Chaallal, M.-J. Nollet, and D. Perraton, "Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded fiber-reinforced-plastic plates: design guidelines for shear and flexure," *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 25, no. 4, pp. 692–704, 1998.

- [42] A. Mofidi and O. Chaallal, "Effect of steel stirrups on shear resistance gain due to externally bonded fiber-reinforced polymer strips and sheets," *ACI Struct. J.*, vol. 111, no. 2, p. 353, 2014.
- [43] C. Pellegrino and C. Modena, "Fiber Reinforced Polymer Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Transverse Steel Reinforcement," *J. Compos. Constr.*, vol. 6, no. 2, pp. 104–111, May 2002.
- [44] A. Khalifa, A. Belarbi, and A. Nanni, "Shear performance of RC members strengthened with externally bonded FRP wraps," in *Proceedings (CD-ROM) of Twelfth World Conference on Earthquake, Auckland, New Zealand, January*, 2000.
- [45] A. Bousselham and O. Chaallal, "Shear strengthening reinforced concrete beams with fiberreinforced polymer: Assessment of influencing parameters and required research," *ACI Struct. J.*, vol. 101, no. 2, pp. 219–227, 2004.
- [46] "27.Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites.pdf.".
- [47] Eurocode 2-Calcul des structures en béton. 2015.
- [48] ACI Committee 440 and American Concrete Institute, *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. Farmington Hills, Mich.: American Concrete Institute, 2008.
- [49] T. Sen and J. Reddy, "Strengthening of RC beams in flexure using natural jute fibre textile reinforced composite system and its comparative study with CFRP and GFRP strengthening systems," *Int. J. Sustain. Built Environ.*, vol. 2, no. 1, pp. 41–55, Jun. 2013.
- [50] L. Yan and H. Liang, "Structural performance of fiber reinforced concrete beams with natural Flax FRP strengthening," *The 12th International Symposium on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-12) & The 5th Asia-Pacific Conference on Fiber Reinforced Polymers in Structures (APFIS-2015)*, Nanjing, China, 14-Dec-2015.
- [51] G. R. Bharath and H. J. Reddy, "Strengthening of Post-Tensioned Beams by Externally Bonded and Anchored Natural Sisal Fiber Reinforced Polymer Composites," 2015.
- [52] M. A. R. Bhutta, A. K. Nur Hafizah, M. Y. Jamaludin, M. H. Warid, M. Ismail, and M. Azman, "Strengthening reinforced concrete beams using kenaf fiber reinforced polymer composite laminates," in *Third international conference on sustainable construction materials and technologies*, 2013.
- [53] L. . Sandeep kumar, H. . Jagannatha Reddy, and R. Nizar, "Retrofitting of RC beams using natural FRP wrapping (NFRP)," *International Journal of Emerging trends in Engineering and Development*, Sep-2013.
- [54] Freyssinet, "Avis Technique 3/14-757-Foreva TFC-Renforcement de structure par un procédé de collage de fibres de carbone," 2014.
- [55] A. Mofidi and O. Chaallal, "Shear strengthening of RC beams with EB FRP: Influencing factors and conceptual debonding model," *J. Compos. Constr.*, vol. 15, no. 1, pp. 62–74, 2010.
- [56] A. Mofidi, "Shear strengthening of reinforced-concrete beams using advanced composite materials," École de technologie supérieure, 2012.
- [57] A. Mofidi and O. Chaallal, "Shear Strengthening of RC Beams with Externally Bonded FRP Composites: Effect of Strip-Width-to-Strip-Spacing Ratio," J. Compos. Constr., vol. 15, no. 5, pp. 732–742, Oct. 2011.
- [58] *Getting Started with Abaqus: Interactive Edition*. Dassault Systèmes, 2012.
- [59] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, and E. Oñate, "A plastic-damage model for concrete," *Int. J. Solids Struct.*, vol. 25, no. 3, pp. 299–326, Jan. 1989.
- [60] W.-F. Chen, *Plasticity in reinforced concrete*. Ft. Lauderdale, FL: J. Ross Pub, 2007.
- [61] H. K. H. Helmut Kupfer and Hubert Rusch, "Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses," J. *Proc.*, vol. 66, no. 8, Aug. 1969.
- [62] H. D. Hibbitt, B. I. Karlson, and E. P. Sorensen, "ABAQUS version 6.10, finite element program," 2010.
- [63] P. Kmiecik and M. Kamiński, "Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration," *Arch. Civ. Mech. Eng.*, vol. 11, no. 3, pp. 623–636, 2011.

- [64] T. Wang and T. T. Hsu, "Nonlinear finite element analysis of concrete structures using new constitutive models," *Comput. Struct.*, vol. 79, no. 32, pp. 2781–2791, Dec. 2001.
- [65] K. H. G. and L. G. T. B. P. Sinha, "Stress-Strain Relations for Concrete Under Cyclic Loading," J. *Proc.*, vol. 61, no. 2, Feb. 1964.
- [66] Beton and C. E.-I, "CEB-FIP Model Code 1990 (CEB-FIP MC90)," Lausanne, 1993.
- [67] H. W. Reinhardt and H. A. W. Cornelissen, "Post-peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial tensile and alternating tensile and compressive loading," *Cem. Concr. Res.*, vol. 14, no. 2, pp. 263–270, Mar. 1984.
- [68] M. R. Piggott, "Composite Mechanics," in *Load-Bearing Fibre Composites*, Elsevier, 1980, pp. 62–82.
- [69] Z. Hashin, "Failure Criteria for Unidirectional Fiber Composites," J. Appl. Mech., vol. 47, no. 2, pp. 329–334, Jun. 1980.
- [70] Z. G. Guo, S. Y. Cao, W. M. Sun, and X. Y. Lin, "Experimental study on bond stress-slip behaviour between FRP sheets and concrete," in *FRP in construction, proceedings of the international symposium on bond behaviour of FRP in structures*, 2005, pp. 77–84.
- [71] Y. T. Obaidat, S. Heyden, and O. Dahlblom, "The effect of CFRP and CFRP/concrete interface models when modelling retrofitted RC beams with FEM," *Compos. Struct.*, vol. 92, no. 6, pp. 1391–1398, May 2010.
- [72] L. Chevalier, S. Calloch, F. Hild, and Y. Marco, "Digital image correlation used to analyze the multiaxial behavior of rubber-like materials," *ArXiv Prepr. Physics0511148*, 2005.