

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DJILLALI LIABES

SIDI BEL ABBES

Laboratoire des Matériaux & Hydrologie



FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THESE DE DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : **Génie Civil**

Option : **Sciences des Matériaux**

Présentée par

Mr : EL MAHI Benaoumeur

Intitulé de la thèse

Contribution à l'étude des structures en béton renforcées par des composites : caractérisation expérimentale et simulation numérique

Soutenue le : .../.../2014 **Composition du jury :**

Mr: TOUNSI Abdelouahed	Professeur	U.D.L. SidiBelAbbés	PRESIDENT
Mr: BENRAHOU K. Halim	Professeur	U.D.L. SidiBelAbbés	DIRECTEUR DE THESE
Mr: AMZIANE Sofiane	Professeur	U.B.P. Clermont Ferrand	CO-DIRECTEUR DE THESE
Mr: MEFTAH Sid Ahmed	Professeur	U.D.L. SidiBelAbbés	EXAMINATEUR
Mr: SEREIR Zouaoui	Professeur	U.S.T.Oran	EXAMINATEUR
Mr: AMEUR Mohammed	M.C.A.	E.N.P.Oran	EXAMINATEUR
Mr: HOUARI Sid Ahmed	M.C.A.	U. Mascara	EXAMINATEUR
Mr: ADDA BEDIA El-Abbés	Professeur	U.D.L. SidiBelAbbés	INVITE

Année universitaire 2014-2015

REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au Laboratoire des Matériaux et Hydrologie de l'Université de Sidi Bel abbés en collaboration avec l'Université Blaise Pascal de Clermont Ferrand.

Dans ce cadre, je tiens à remercier ALLAH le tout puissant, de m'avoir permis de mener à bien ce travail.

Par la même occasion, je voudrai exprimer mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à mon directeur de thèse Monsieur BENRAHOU Kouider Halim, Professeur à l'U.D.L de Sidi Bel Abbés, pour toute la confiance qu'il m'a accordé, pour ses conseils et sa disponibilité.

J'adresse tous mes remerciements à Monsieur AMZIANE Sofiane, Professeur à l'Université Blaise Pascal de Clermont Ferrand, pour son accueil lors de de mon séjour au niveau de son département, sa collaboration à résoudre les problèmes que j'ai rencontrés au cours de mes essais, sa disponibilité, son encadrement, ses encouragements, et en fin sa patience.

Je souhaite adresser mes sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner, annoter et de se pencher attentivement sur les pages de cette thèse. Leurs observations et remarques sont encourageantes. Je leur adresse tous mon respect et toutes mes reconnaissances. Merci à Monsieur TOUNSI Abdelouahed, Professeur à l'U.D.L de Sidi Bel Abbés, qui m'a fait l'honneur de présider le jury et aux examinateurs Monsieur MEFTAH Sid Ahmed, Professeur à l'U.D.L. de Sidi Bel Abbés, Monsieur SEREIR Zouaoui, Professeur à l'U.S.T. d'Oran, Monsieur AMEUR Mohamed, M.C.A. à E.N.P. d'Oran et Monsieur HOUARI Sid Ahmed, M.C.A. à l'Université de Mascara.

Un grand merci à mes collègues et chercheurs du laboratoire des matériaux et hydrologie de l'Université de Sidi Bel Abbés, en particulier Monsieur ADDA BEDIA El Abbés. Je souhaite également remercier l'ensemble de mes collègues enseignants et le personnel du département du génie civil.

J'adresse également mes remerciements à Madame Evelyne Toussaint et Monsieur Michel Grédiac, Professeurs à l'Institut de Fabrication Mécanique Avancée de l'université Blaise

Remerciements

Pascal de Clermont Ferrand, pour l'aide à réaliser mes essais, de la préparation des éprouvettes jusqu'au traitement des résultats expérimentaux.

Je remercie toutes les personnes de mon entourage qui m'ont encouragé durant ces années de thèse.

J'exprime ma reconnaissance à mon épouse, ainsi qu'à mes enfants pour leurs soutiens, patience et encouragement qui m'ont permis d'achever ce travail.

En fin, j'exprime ma grande gratitude envers mes parents, mes frères et sœurs pour l'aide morale qu'ils m'ont apporté.

RESUME

La présente thèse a pour objet la validation du modèle analytique de Hadjazi et al. [HAD_12] qui traite la distribution des contraintes de cisaillement le long de l'interface d'une poutre fissurée et renforcée par une plaque en composite. Pour cela, nous nous sommes intéressé à l'étude du comportement mécanique et particulièrement aux différents mécanismes de modes de rupture observés dans une poutre en béton armé fissurée et réparée par collage de plaque composite et soumise à la flexion. Dans ce cadre une série d'essais a été menée pour mettre en évidence le phénomène de décollement. Les résultats obtenues ont été comparés aux résultats données par le modèle numérique de Hadjazi et al. [HAD_12].

Nous nous sommes intéressé d'une part au phénomène du décollement du renfort dans le but d'optimiser le comportement de l'élément réparé et d'améliorer sa ductilité, d'autre part, Il est question de développer un modèle numérique basé sur la méthode des différences finis pour réduire les contraintes d'interface aux niveaux des bords du renfort des poutres et cela en utilisant la technique du Taper afin d'éviter toute rupture fragile.

Cette étude a pour but la recherche de gains de performance par l'utilisation des plaques FRP collées aux structures de génie civil.

Mots-clés : *Modèle de la zone cohésive, Plaque FRP, Méthode de grille, Méthode des différences finis, Taper.*

ABSTRACT

This work aimed to validate the analytical model proposed by Hadjazi et al. [HAD_12] dealing with the shear stress distribution along the interface of a cracked beam reinforced by a composite plate. To achieve this end, we interested in this study to the mechanical behavior of such beam and particularly to different mechanisms of failure modes observed in a cracked concrete beam reinforced and repaired by bonding of composite plate and subject to bending loads. In this context a series of tests was conducted to highlight the phenomenon of debonding and the obtained results have been compared with the model proposed by Hadjazi et al. [HAD_12].

We are interested to the phenomenon of debonding of the reinforcements to optimize the behavior of the repaired beam, and improve its ductility. On the other hand, it comes to develop a numerical model based on the finite-difference method to reduce the interfacial stresses, a FRP plate with a tapered end.

This study is part of research of performance gains of structures using FRP plates bonded in civil engineering structures.

Keywords: *Cohesive Zone Models, FRP plate, Grid Method, Finite-difference Method, Taper.*

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
<u>PARTIE A : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE</u>	
CHAPITRE I : METHODES ET PRINCIPES GENERAUX DE REPARATION	
I.1- Introduction	4
I.2-La réhabilitation	4
I.3-Les méthodes de réparation structurale existantes	5
I.3.1-Réparation par béton projeté	5
I.3.2- Réparation par précontrainte additionnelle	5
I.3.3- Réparation par collage de plats métalliques	6
I.3.4- Réparation par collage des composites	6
I.4-Etudes sur le comportement de structures renforcées par composites	6
I.4.1-Comportement global d'une poutre en béton armé	7
I.4.2- Validation expérimentale de la réparation des structures endommagées et réparées par composites	7
I.4.3- Essai de flexion sur une poutre en béton armé pré-fissurée et réparée	9
I.4.4- Les divers modes de ruine	10
I.5-Conclusion	11
CHAPITRE II : FISSURATION ET TECHNIQUE DE REPARATION DU BETON	
II.1- Introduction	13
II.2-Mécanismes d'endommagement du béton	13
II.2.1-Causes d'endommagement du béton	15
II.2.2-Mécanismes de rupture d'une poutre en béton armé	16

<i>II.2.2.1- Rupture par la plastification de l'armature tendue due à la flexion..</i>	17
<i>II.2.2.2-Rupture par compression du béton due à la flexion associée à la plastification de l'armature tendue.....</i>	18
<i>II.2.2.3- Rupture due à la contrainte principale oblique (CO).....</i>	18
<i>II.2.2.4- Rupture due à la compression par cisaillement (CC).....</i>	18
<i>II.2.2.5- Rupture due à l'adhérence par cisaillement (AC).....</i>	19
II.2.3-Technique d'évaluation.....	19
II.3-Technique de renforcement par des matériaux composites.....	21
<i>II.3.1-Matériaux composites.....</i>	22
<i>II.3.1.1-Les matrice</i>	23
<i>II.3.1.2-Les procédés de transformation des matériaux composites.....</i>	23
<i>II.3.1.3-L'adhésif.....</i>	24
<i>II.3.2-Lamise en œuvre</i>	24
<i>II.3.2.1-Le système avec une stratification in-situ.....</i>	24
<i>II.3.2.2-Le système préfabriqué.....</i>	25
II.4-Conclusion.....	25
 CHAPITRE III : MODELISATION DE LA REPARATION	
III.1- Introduction.....	26
III.2-Présentation de la loi de Crisfield.....	26
<i>III.2.1-Identification des paramètres (MZC).....</i>	28
III.3-Modélisation de la réparation des poutres par composite.....	29
<i>III.3.1-Zone élastique linéaire.....</i>	32
<i>III.3.2-Zone plastique élastique.....</i>	33
<i>III.3.3- Zone de séparation plastique élastique.....</i>	34

III.4- Comportement de l'interface	34
<i>III.4.1-Observations expérimentales</i>	35
<i>III.4.2-Modèles analytiques de fissuration</i>	37
<i>III.4.2.1- Les fissures dans le béton</i>	37
<i>III.4.2.2- La fissure interfaciale dans la couche adhésive</i>	38
<i>III.4.2.3-La rupture de feuilles FRP</i>	39
III.5- Conclusion.....	39

PARTIE B : ETUDE EXPERIMENTALE

CHAPITRE IV : PROTOCOLE EXPERIMENTAL

IV.1- Introduction.....	40
IV.2- Protocole expérimental.....	42
<i>IV.2.1- Notation des éprouvettes</i>	42
<i>IV.2.2-Eprouvettes</i>	43
<i>IV.2.3- Procède de fabrication des éprouvettes</i>	44
<i>IV.2.4- Matériaux utilisés</i>	44
<i>IV.2.4.1-Mortier</i>	44
<i>IV.2.4.2-Matériaux composites</i>	45
<i>IV.2.4.3-Colle</i>	45
<i>IV.2.5-Travaux préparatoire</i>	46
<i>IV.2.5.1-Préparation du support</i>	46
<i>IV.2.5.2-Planéité du support</i>	47
<i>IV.2.5.3-Mise en œuvre</i>	47
IV.3- Essais.....	48

<i>IV.3.1- Machine d'essai de flexion.....</i>	<i>48</i>
<i>IV.3.2- Paramètres des essais de flexion.....</i>	<i>49</i>
<i>IV.3.3-Configuration des essais.....</i>	<i>49</i>
IV.4-Essais préliminaires.....	49
<i>IV.4.1-Estimation de la résistance à la traction par flexion.....</i>	<i>49</i>
<i>IV.4.2- Estimation du module d'élasticité.....</i>	<i>51</i>
<i>IV.4.3- Estimation du module de cisaillement transversal.....</i>	<i>51</i>
<i>IV.4.4- Estimation des charges de ruptures.....</i>	<i>51</i>
IV.5-Essais de caractérisation.....	52
<i>IV.5.1- Effet de la largeur du renfort.....</i>	<i>53</i>
<i>IV.5.2- Effet de la hauteur de la fissuration.....</i>	<i>54</i>
<i>IV.5.3- Effet de la largeur de la fissuration.....</i>	<i>55</i>
IV.6-Identification des paramètres d'essai.....	57
<i>IV.6.1- Essai DCB.....</i>	<i>57</i>
<i>IV.6.2- Eprouvette.....</i>	<i>57</i>
<i>IV.6.3- Machine d'essai.....</i>	<i>58</i>
<i>IV.6.4- Dispositifs expérimentaux.....</i>	<i>59</i>
<i>IV.6.5- Résultats d'essai.....</i>	<i>59</i>
IV.7-Comportement de la couche adhésive à la rupture.....	60
<i>IV.7.1- Caractérisation des éléments étudiés.....</i>	<i>61</i>
<i>IV.7.2-Programme expérimental.....</i>	<i>63</i>
<i>IV.7.3-Dispositifs expérimentaux.....</i>	<i>63</i>
<i>IV.7.4-Méthode de grille.....</i>	<i>64</i>

IV.8- Conclusion.....66

CHAPITRE V : RESULTATS ET DISCUSSIONS

V.1- Introduction.....67

V.2-Résultats et discussions.....67

V.3- Conclusion.....71

PARTIE C : ETUDE ANALYTIQUE

CHAPITRE VI : MODELISATION DES POUTRES RENFORCEES AVEC TAPER

VI.1. Introduction.....72

VI.2.Formulation théorique.....72

VI.2.1-Relations constitutives et les équations d'équilibre dans la poutre et la plaque.....72

VI.2.2-Relations constitutives et les équations d'équilibre au niveau de l'adhésive...75

VI.2.3-Equation de compatibilité au niveau la couche adhésive.....75

VI.2.4-Contrainte d'adhésive normale76

VI.3.Contraintes d'interface en présence du taper.....77

VI.3.1-Contrainte de cisaillement en présence du taper.....77

VI.3.2-Contrainte normale en présence du taper.....78

VI.4.Résultats et discussions.....79

VI.5.Conclusion82

CONCLUSION GENERALE.....83

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....85

TABLE DES FIGURES

1-1: Les trois phases de comportement d'une poutre en BA fléchie renforcée par un stratifié en composite. Les rapports entre les forces et les flèches de fissuration, de plastification et de rupture sont exagérés [AVR_02]. 1NF : 1er niveau de pré fissuration ; 2NF : 2ème niveau de pré fissuration lors des essais de pré fissuration.....	7
1-2: Représentation graphique de la section transversale d'une poutre en BA et renforcée par une plaque.....	8
1-3 : Graphe charge/flèche obtenu pour une poutre testée avant et après réparation [AVR_02].....	10
1-4 : Différents modes de rupture de poutres renforcées [BUY_98].....	11
2-1 : Craquelage.....	14
2-2 : Fissuration dalle.....	14
2-3 : Fissure individuelle.....	14
2-4 : Schéma de la localisation des fissures les plus fréquemment observées dans une structure et leurs causes possibles [ECS_99].....	16
2-5 : Représentation des zones des contraintes élevées d'une poutre chargée en flexion 3 ou 4 points.....	16
2-6 : Représentation graphique de la contrainte (σ) en fonction de la déformation (ϵ) d'un élément en béton armé.....	16
2-7 : Représentation de la fissuration initiale et intermédiaire par flexion d'une poutre en béton armé (BA).....	17
2-8 : Schéma typique d'une poutre en béton armé (BA) endommagée par flexion.....	17
2-9 : Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la contrainte principale oblique.....	18
2-10: Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la compression due au cisaillement.....	19
2-11: Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la perte de l'adhérence due au cisaillement.....	19
2-12: Processus d'aide au diagnostic[MAR_98].....	20
2-13: Les différentes méthodes de renforcement par le collage de plaques en composites [PER_96].....	22
2-14: Systèmes de renforcement Sika ® CarboDur ® [SIK_06].....	22
2-15: Principe du procédé de fabrication des fibres de carbone ex-PAN [LUY_94].....	23

2-16: Procédure de la mise en œuvre des feuilles en composites Replark ®.....	24
3-1 : Description de la loi bilinéaire de Crisfield.....	26
3-2: Propagation d'une fissure lors d'un essai DCB et sa représentation locale par une loi d'interface.....	27
3-3: Essai de traction sur plaque entaillée.....	28
3-4 : Représentation de l'évolution de l'effort cohésif T en fonction du saut de déplacement [u] du modèle de zone cohésive.....	29
3-5: les contraintes interfaciales d'une poutre en béton renforcée par FRP avec une fissure à mi-portée [HAD_12].....	30
3-6: Modèle bilinéaire à l'interface en cisaillement.....	31
3-7 : Dimension des échantillons et dispositif d'essai.....	36
3-8 : Fissuration des comportements et des modes de défaillance finales.....	37
3-9 : Relation contrainte normale / contrainte normale de fissure [ZHI_03].....	38
3-10: Séparation interfacial à l'intérieur de la couche adhésive [WU_03].....	39
4-1 : La fissure verticale due à la flexion qui provoque le décollement à l'interface béton renfort.....	40
4-2 : Comparaison de comportement entre différent matériaux.....	41
4-3 : Schéma de chargement Charge centrée en un point : Flexion 3 Points –(F3P) [NF5_01].....	43
4-4 : Le procédé de confection des éprouvettes : (a) moules, (b) malaxeur, (c), démoulage et (d) murissement.....	44
4-5 : lamelle Sika Carbodur.....	45
4-6 : Colle Sikadur30.....	46
4-7 : Préparation du support.....	47
4-8 : Mise en œuvre de la réparation.....	48
4-9 : Machine utilisée pour les essais de flexion et traction.....	48
4-10: Schéma de la poutre testée.....	49
4-11: Essai flexion trois points.....	49
4-12: Courbe Charge-Flèche obtenue dans des essais de traction par flexion.....	50
4-13: Essais de flexion, rupture à la flexion.....	50
4-14: Rupture à l'effort tranchant des éprouvettes renforcées.....	51
4-15: Courbes de la Charge/Flèche mesurée pour les éprouvettes renforcées.....	52
4-16: Mode de rupture des éprouvettes renforcées avec des sections différentes de FRP... ..	53
4-17: Comparaison de comportement entre les poutres renforcées et non renforcées.....	54

4-18: Courbes des éprouvettes pré- fissurées renforcées.....	54
4-19: Courbes des éprouvettes renforcées de 25 mm.....	55
4-20: Courbes des éprouvettes avec des entailles déférentes renforcées de 25 mm.....	56
4-21: Détails du modèle de zone cohésive. (a) description de l'interface à l'aide d'un effort tet de l'ouverture associée Δ , (b) évolution des quantités d'interface en fonction de la coordonnée d'interface et (c) loi d'ouverture.....	57
4-22: Représentation de l'éprouvette.....	58
4-23: Schéma de transition de la barre unidimensionnelle.....	58
4-24: Machine d'essai « ZWICK/ROELL»	58
4-25: Représentation de l'essai de traction.....	59
4-26: Courbe contrainte force-déplacement.....	59
4-27: Courbe contrainte de cisaillement-déplacement.....	60
4-28: Modes de ruptures dans les éléments renforcés.....	61
4-29: Model analytique pour l'analyse des contraintes d'interface.....	61
4-30: Eprouvette fissurée de 20mm.....	62
4-31: Schéma de principe d'une fissure cohésive.....	63
4-32: Représentation de l'essai dédié à la caractérisation d'interface.....	63
4-33: Eprouvette instrumentée par une grille.....	64
4-34: Caméra numérique PCO edge.....	64
4-35: moiré de points.....	65
4-36: Caméra numérique PCO dimax.....	65
4-37: Graphe Force-Déplacement.....	66
4-38: Initiation du décollement.....	66
5-1 : Courbe cisaillement-déplacement.....	67
5-2: Graphe force-déplacement modèle de Hadjazi.....	68
5-3: Graphe contrainte de cisaillement-déplacement modèle de Hadjazi.....	68
5-4: Comparaison du graphe force/déplacement de l'essai avec le modèle de Hadjazi...	69
5-5: Comparaison du graphe contrainte de cisaillement de l'essai avec le modèle deHadjazi.....	69
...	
5-6 : Repérage d'images.....	70
5-7 : Champ des déformations au voisinage de la fissure avant décollement,image 278.....	70
5-8 : Champ des déformations au voisinage de la fissure au moment de l'initiation du	

ramollissement, image 377.....	70
5-9 : Détail de l'initiation du ramollissement, image 377.....	71
5-10: Champ des déformations au voisinage de la fissure au moment de l'initiation du détachement, image 1300.....	71
5-11 :Processus de détachement au voisinage de la fissure.....	71
6-1: Poutre simplement appuyées renforcée avec une plaque PRFC.....	72
6-2: Bilan des forces dans un élément infinitésimal d'une poutre renforcée avec une plaque PRFC.....	73
6-3: Propriétés géométriques d'une poutre composée.....	79
6-4: Propriétés géométrique du taper.....	79
6-5: Comparaison des contraintes d'interface pour une poutre renforcée par une plaque PRFC soumise à une charge concentrée à mi-travée.....	80
6-6: Comparaison de la contrainte de cisaillement pour une poutre renforcée par une plaque PRFC avec ou sans taper et soumise à une charge uniformément répartie.....	80
6-7: Comparaison de la contrainte normale pour une poutre renforcée par une plaque PRFC avec ou sans taper et soumise à une charge uniformément répartie.....	81
6-8: Effet de la longueur du taper sur les contraintes maximales d'interfaces ($t_{ext} = 2$ mm).....	81
6-9: Effet de l'épaisseur d'extrémité du taper sur les contraintes maximales d'interfaces ($a = 200$ mm.....	82

LISTE DES TABLEAUX

1-1 :	Techniques de réparation de fissures.....	5
1-2 :	Principales méthodes de réparation de surfaces [WU_04].....	8
1.3 :	Moments fléchissant et charges ultimes estimés selon l'AFGC et le FIB.....	8
2-1 :	Principaux défauts du béton [ARM_88].....	13
2-2 :	Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé.....	14
2-3 :	Causes d'endommagement du béton [ARM_88].....	15
2-4 :	Les Causes d'endommagement du béton et leurs symptômes [ARM_88].....	15
2-5 :	Propriétés de matériaux composites par secteur [BEG_02].....	21
4-1 :	Recherches sur des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites testées en flexion.....	40
4-2 :	Notations des éprouvettes.....	42
4-3 :	Montre les caractéristiques de toutes les éprouvettes.....	43
4-4 :	Composition du mortier utilisé.....	44
4-5 :	Le types de lamelle SikaCarbodur et leurs caractéristiques dimensionnelles.....	45
4-6 :	Caractéristiques mécaniques des lamelles SikaCarbodur de type S.....	45
4-7 :	Caractéristiques mécaniques duSikadur Colle.....	46
4-8 :	Les caractéristiques géométriques des éprouvettes.....	49
4-9 :	Résultats de la résistance à la flexion.....	50
4-10 :	Module d'élasticité initial du mortier.....	51
4-11 :	Charge ultime avant et après renforcement.....	52
4-12 :	Les caractéristiques des éprouvettes ainsi que du renfort.....	53
4-13 :	Résultats de la charge de rupture pour des renforts différents.....	53
4-14 :	Mode de rupture des éprouvettes.....	55
4-15 :	Ecart de rupture des éprouvettes.....	55
4-16 :	Eprouvettes avec des discontinuités différentes.....	56
4-17 :	Mode de rupture des éprouvettes.....	56
4-18 :	Ecart de rupture des éprouvettes.....	56
4-19 :	les caractéristiques mécaniques et géométriques suivantes.....	62
5-1 :	Propriétés mécaniques de la plaque FRP-épreuve métallique.....	68
5-2 :	Propriétés géométriques de la plaque FRP-épreuve métallique.....	68
6-1 :	Propriétés géométriques et matérielles.....	79

LISTE DES NOTATIONS

Indices :

- 1 : Poutre en béton.
 2 : Plaque FRP.
 E : Elastique.
 P : Plastique.

Abréviations :

- FRP : Fibers Reinforced Polymers.
MZC : Modèle de la Zone Cohésive.
DCB : Double Cantilever Beam.
ENF : End-Notched Flexure.
MMB : Mixed-Mode Bending.
MG : Methode de Grille.

A_{11}, B_{11}, C_{11} : Constante.

A_{22}, B_{22}, C_{22} : Constante.

a : Profondeur de la fissure. mm

A_0, B_0 : Constante.

A_i : Section transversale des deux adhérent. mm²

b_i : Largeur des deux adhérent. mm

A_{01} : Constante.

a_1 : Largeur de la zone plastique. mm

a_u : La taille maximale de la zone plastique (ultime). mm

C : constante.

C_λ : Constante.

C_τ : Constante.

$c(a, h_1)$: Coefficient déterminé par la géométrie de la fissure.

d : Distance de séparation. mm

D : Constante

E_i : Module de Young des deux adhérent. GPa

f_t : Résistance à la flexion. N

G_f : Energie de rupture. N/mm

Liste des notations

G_i	: Module de cisaillement transversal des deux adhérents.	GPa
h_l	: Epaisseur des deux adhérents.	mm
h_a	: Epaisseur de l'adhésive.	mm
I_i	: Moment d'inertie des deux adhérents.	mm ⁴
K_1, K_2	: Constantes.	
K_b	: Rigidité élastique initiale de l'interface.	Mpa/mm
K_r	: Coefficient de rigidité de rotation de la fissure.	
L	: Longueur entre appuis.	mm
L_1	: Longueur de la poutre.	mm
L_2	: Longueur de la plaque FRP.	mm
M	: Moment fléchissant total.	Nmm
M_i	: Moment fléchissant des deux adhérents.	Nmm
N_i	: Force axiale des deux adhérents.	N
P	: Charge appliquée.	N
P_e	: Charge maximum appliquée à la poutre dans la zone élastique.	N
P_u	: Charge ultime.	N
T_n	: Effort normal.	MPa
T_t	: Effort tangentiel.	MPa
u_i	: Déplacement axial des deux adhérents.	mm
u_n	: Déplacement normal.	mm
u_t	: Déplacement tangentiel.	mm
U_1, U_2	: Déplacement longitudinaux dans les deux adhérents.	mm
w_i	: Déplacement vertical au niveau de l'adhésive à l'interface.	mm
Y_1	: Distance à partir du bas de l'adhérent 1 à son centre de gravité.	mm
Y_2	: Distance à partir du sommet de l'adhérent 2 à son centre de gravité.	mm
y_C, y_B	: Coordonnées locales.	
δ	: Déplacement le long de l'interface.	mm
δ_l	: Déplacement limite de la phase élastique.	mm
δ_f	: Déplacement de séparation.	mm
τ	: Contrainte de cisaillement.	Mpa
τ_f	: Contrainte de cisaillement de l'interface.	Mpa
τ_c	: Solution particulière de la contrainte de cisaillement.	Mpa
λ	: Variable d'endommagement.	

λ_1, λ_2 : Constantes.
 ν : Coefficient de Poisson.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Cette partie est une introduction au thème principal de cette thèse de doctorat et met en évidence les besoins du renforcement à l'aide des techniques innovantes FRP. Des informations de fond et le manque de connaissances concernant diverses techniques de renforcement sont discutés. Les objectifs de recherche ainsi que l'approche de recherche sont énumérés. Enfin, les objectifs et les grandes lignes de cette thèse de doctorat sont clarifiés.

• **Généralités :**

La durée de vie souhaitée d'un pont est de l'ordre de 100 ans, mais elle se trouve écourtée du fait de nombreuses pathologies. La pathologie structurelle issue des erreurs de conception lors du dimensionnement ou lors de l'exécution, des défauts de résistance à l'effort tranchant ou en flexion due au chargement excessif, ainsi que celle liée à la fatigue de la structure sous chargement cyclique sont à l'origine de la diminution de la durée de vie théorique d'un pont.

Par ailleurs, la dégradation des matériaux, comme la corrosion des aciers d'armature, est souvent la raison principale d'une insuffisance de capacité structurale.

A l'heure actuelle, les besoins en matière de réparation et de renforcement sont donc très importants. Aux Etats-Unis, selon les statistiques de l'Administration Fédérale des Routes, plus que 40% des ponts routiers nécessitent des réparations ou des destructions pour reconstruction. En France, selon une enquête faite par le SETRA, il existe, en 1995, 65000 ouvrages de plus de 5 mètres de portée dont environ 16 % nécessitaient des travaux urgents de réparation et environ 37% nécessitaient un entretien spécialisé[WU_04]. En Europe, il est estimé que la réparation des structures en béton armé en raison de la corrosion des barres d'armatures coûte plus de 600 millions de dollars par an [Tann et Delpark, 1999]. Au Canada, il est estimé que les coûts de réparation nécessaires pour seulement les garages de stationnement est de l'ordre de 6 milliards de dollars [Benmokrane et Wang, 2001]. Face à ce problème, la réparation ou le renforcement par collage de matériaux composites s'avère être une technique prometteuse.

De nos jours, le collage de matériaux composites est l'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées dans ce marché grâce aux avantages des matériaux composites: la facilité de mise en place, l'inertie à la température ambiante et la très bonne tenue à la fatigue.

Le rôle des matériaux composites dans le domaine du renforcement des structures est incontestable. De nombreux travaux de recherches et des réalisations pratiques ont démontré l'efficacité de la technique de réhabilitation des bâtiments et des ouvrages d'art par le collage d'éléments de renforcement extérieur. Au début des plaques d'acier étaient utilisées comme éléments de renforcement[L'H_67, BRE_71, DAV_99], mais elles ont été remplacées progressivement par les matériaux composites[VAR_96, ASS_98, FER_99, AVR_02, RUI_02]. L'utilisation de plus en plus fréquente des matériaux composites s'explique d'une part par leurs meilleures propriétés mécaniques et d'autre part, par le progrès dans les procédés de leur fabrication durant ces dernières décennies. Devenus plus accessibles sur un plan économique, les matériaux composites sont une solution très attractive pour répondre au besoin de renforcement des bâtiments et des ouvrages d'art[VAR_96,EL-M_00].

Il existe à présent de nombreuses possibilités d'application de cette technique de renforcement. Dans une structure courante en béton armé il est possible de renforcer presque

tous les éléments de construction : colonnes, poutres, dalles. Cette technique permet d'améliorer :

- la capacité portante,
- la rigidité,
- la durée de vie de la structure,
- la durabilité de la structure, exposée aux attaques environnementales.

La structure renforcée constitue un système très complexe en lui-même. Elle contient plusieurs composants : béton, acier, adhésif, matériaux composites.

En même temps, les résultats des différents essais effectués dans le cadre de notre campagne expérimentale nous montrent différents modes de rupture des poutres renforcées par collage de matériaux composites. On distingue principalement :

- rupture de la poutre renforcée par flexion,
- rupture de la poutre renforcée par flexion-cisaillement,
- rupture de la poutre renforcée par cisaillement,
- rupture de la poutre renforcée par décollement du matériau composite.

Dans notre approche théorique, nous nous sommes posés l'objectif d'éviter la formulation de modèles différents pour chaque mécanisme de résistance. Nous proposons une procédure analytique [HAD_12], dans laquelle nous introduisons des lois de comportement pour les différents matériaux, constituant la structure renforcée.

En outre, parallèlement à cette partie d'étude théorique, une étude expérimentale complémentaire à la première partie, a été menée. Des poutres réduites en mortier ont été fabriquées, pour créer artificiellement la nécessité de mise en place du renforcement extérieur (FRP), les éprouvettes ne sont pas ferrillées.

L'utilisation d'un modèle de zone cohésive (CZM), qui gère le comportement des interfaces, entre les différentes composantes de la structure, modélise les phénomènes tels que l'apparition d'un champ de discontinuités [CUV_12].

La technique du DCB (Double Cantilever Beam), nous permet d'obtenir la courbe globale effort-déplacement et de déduire le taux de relaxation de l'énergie (G_f), la rigidité initiale (K_b) et de déduire la contrainte de cisaillement de l'interface (τ_f) [HUT_04, KUH_00, SHI_06]. Paramètres indispensables au fonctionnement du modèle de Hadjazi [HAD_12].

L'utilisation des caméras a permis de mettre en évidence d'une part l'évolution des déformations, et d'autre part le comportement local de la rupture. Des mesures à l'aide de la méthode de grille (MG) ont été utilisées afin de détecter l'apparition d'une discontinuité dans le champ des déplacements à l'interface béton-FRP.

Le comportement global est obtenu à l'aide des courbes Charge-flèche. Une information visuelle sur les modes de rupture globale est obtenue à travers l'observation de la propagation des fissures dans l'interface béton-FRP.

• Objectifs :

Cette étude se situe dans le cadre de la recherche de gains de performance de structures par l'utilisation d'assemblages collés. Pour cela, nous nous sommes intéressés à l'étude du comportement mécanique et particulièrement aux différents mécanismes de modes de rupture observés dans une poutre en béton armé, renforcée par collage de matériaux composites et soumise à la flexion.

Nous travaillerons sur le phénomène du décollement du renfort dans le but d'optimiser le comportement de l'élément réparé, et d'améliorer sa ductilité d'une part.

D'autre part, il est question de développer un modèle numérique pour réduire les contraintes d'interface aux niveaux des bords du renfort en utilisant la technique du taper afin d'éviter toute rupture fragile.

• Plan de travail :

La présente thèse est subdivisée en trois grandes parties :

La partie **A** est consacrée à une synthèse bibliographique qui comprend trois chapitres. Le premier chapitre présente une étude sur les méthodes de réparations ainsi que sur le comportement des structures en béton réparées par des matériaux composites. Le second chapitre concerne les mécanismes d'endommagement du béton ainsi que les techniques de réparation par des matériaux composites. Le troisième chapitre est dédié à la modélisation de la réparation des structures en béton armé [HAD_12] et l'étude paramétrique associée aux modèles de zones cohésives (MZC).

La partie **B**, traite l'étude expérimentale et comprend deux chapitres, Le chapitre quatre, porte sur l'étude expérimentale d'une série d'éprouvettes en mortier saines et d'autre fissurées réparées selon différentes configurations, une analyse expérimentale des modes de rupture et de la ductilité des éprouvettes réparées est présentée. Les paramètres associés aux modèles cohésifs (MZC) sont identifiés selon l'essai DCB. Une approche expérimentale sur les modes de rupture des éprouvettes en acier réparés, de géométrie adaptée à la presse d'essai disponible et instrumentée par une grille (MG) [BAD_10] est réalisée. L'étude du comportement mécanique à l'interface béton-matériau composite a été complétée par des mesures prises à l'aide de caméras. Elles ont été mises en place de façon à ce qu'on détecte le mouvement relatif entre le matériau composite et le béton et que l'on puisse ainsi observer l'initiation du champ de déplacements dans le joint adhésif. Nous nous sommes intéressés particulièrement au phénomène du décollement du renfort spécifique aux poutres fissurées réparées, une analyse du phénomène est présentée. Le chapitre 5 présente un comparatif des résultats issus de l'analyse expérimentale et les résultats du modèle numérique de Hadjazi [HAD_12].

La partie **C**, est réservée à définir une stratégie numérique d'analyse des comportements d'interfaces au bord de la plaque FRP et l'utilisation du taper pour la réduction de ces contraintes. Pour cela, la méthode des différences finies est utilisée afin de quantifier les contraintes d'interfaces. De plus une étude paramétrique est établie pour mettre en évidence l'influence de l'épaisseur et de la longueur du taper sur ces contraintes. On note aussi, que cette technique (utilisation du taper) est l'une des solutions utilisées pour réduire les contraintes d'interfaces au bord de la plaque FRP pour retarder le décollement de la plaque FRP à partir du bord afin d'éviter une rupture prématurée.

Enfin, une conclusion générale et des perspectives sont présentées à la fin de ce travail.

PARTIE A

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I

*METHODE ET PRINCIPES GENERAUX DE
REPARATION*

I.1- INTRODUCTION

Un ouvrage de génie civil est dimensionné pour une durée de vie de cent ans en moyenne. Toutefois, plusieurs types de désordres viennent réduire cette durée de vie prévisionnelle et aujourd'hui, un ouvrage sur trois [ES_95] nécessite une maintenance pour assurer la sécurité des usagers.

La maintenance des ouvrages de génie civil consiste à les protéger en assurant une meilleure étanchéité ou en limitant la corrosion, à les réparer en cherchant à compenser les pertes de rigidité ou de résistance dues à la fissuration, à les renforcer en améliorant les performances et la durabilité des ouvrages [CAL_97]. C'est un problème de plus en plus préoccupant dans la mesure où le coût des ouvrages neufs est de plus en plus élevé et les conditions de réparation de plus en plus difficiles.

I.2- LA REHABILITATION

La réhabilitation des structures âgées a longtemps été comme l'un des problèmes les plus importants dans la communauté des ingénieurs de structure. Le choix de la méthode de réhabilitation à mettre en œuvre est défini en fonction de la nature et de l'importance des désordres constatés, en tenant compte des critères économiques, des conditions de chantier et des contraintes de site.

Selon les cas étudiés, il est nécessaire de faire intervenir :

La notion de **PROTECTION** de l'ouvrage visant à assurer par exemple des fonctions d'étanchéité ou à limiter les phénomènes de corrosion.

La notion de **REPARATION** visant à restituer les caractéristiques initiales de portance par suite de dégradation.

La notion de **RENFORCEMENT** ayant pour objectif d'améliorer les performances de la structure vis-à-vis de conditions d'exploitation modifiées ou d'augmenter la durée de vie de l'ouvrage.

Compte tenu du coût des structures de génie civil, il est important de pouvoir les réparer afin d'augmenter leur durée de vie. Une réparation durable et efficace du béton repose sur une sélection appropriée des matériaux et de leur utilisation, mais ce choix n'est cependant pas la seule étape importante du processus. Il faut aussi porter une attention particulière sur : la préparation des surfaces, les techniques d'application, le mûrissement de la réparation et le contrôle de la qualité.

Ainsi, il convient de vérifier la bonne compatibilité entre le matériau de réparation et l'élément à réparer en garantissant une bonne adéquation entre les propriétés physiques, chimiques et électrochimiques du renfort et du substrat [MAI_98]. La plupart du temps il est impossible d'obtenir une compatibilité parfaite, puisque la majorité des matériaux de réparation n'ont pas les mêmes propriétés que le béton endommagé. Il est important de travailler au développement de méthodes de réparation de surfaces afin de pouvoir réparer les endommagements et les défauts possibles que les ouvrages d'arts peuvent posséder afin d'augmenter leur durabilité.

I.3- LES METHODES DE REPARATION STRUCTURALE EXISTANTES

Il existe de nombreuses méthodes de réparation des fissures **Tableau 1-1**. Certaines méthodes sont spécifiquement conçues pour réparer des fissures actives, tandis que d'autres sont mieux adaptées pour réparer des fissures stables. Certaines méthodes permettent de restaurer la capacité portante de l'élément (améliorer la résistance mécanique), alors qu'il existe aussi des méthodes qui permettent de rétablir l'étanchéité de la structure (améliorer l'apparence).

Pour choisir les techniques de réparation s'appliquant à un cas particulier, il est nécessaire d'utiliser les informations recueillies pendant la visite in situ de l'ouvrage afin de vérifier l'intégrité structurale de l'ouvrage, la présence de fuites par des fissures, le type de fissure (isolées ou en réseau) et l'activité de celles-ci (actives ou stables) [ECS_99].

<p><i>Cicatrisation</i></p> <p><i>Injection</i></p> <ul style="list-style-type: none"> Injection de polymères Injection de ciment Portland Injection de résine [ELH_98] <p><i>Evidage et calfeutrage</i></p> <ul style="list-style-type: none"> Calfeutrage par forage et blocage <p><i>Agrafages</i></p>	<p><i>Ajout d'armature</i></p> <p><i>Scellement</i></p> <ul style="list-style-type: none"> Scellement flexible Scellement par gravité <p><i>Couches de revêtement</i></p> <p><i>Revêtement de matériaux composites</i></p> <p><i>Réparation par le collage des feuilles ou des plaques en composite</i></p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Tableau 1-1 : Techniques de réparation de fissures.

1.3.1-Réparation par béton projeté

Cette technique de réparation est très couramment employée [LAM_95], car particulièrement bien adaptée à la réfection des voûtes et tunnels ou des murs en béton armé. Elle permet de réaliser aussi bien des réparations superficielles, comme la réfection d'un parement en béton présentant de légères épaufrures, que des réparations ou des renforcements de structures, en disposant de nouvelles armatures à la structure. Dans ce cas, le béton reconstitue non seulement la géométrie de la construction, mais il joue également le rôle confié au béton dans l'association acier/béton armé. Les étapes importantes avant la projection du béton sont la mise en état du support (sablage, brossage des armatures, ...), la mise en disposition et l'ancrage des armatures ajoutées et enfin la mise en place des coffrages.

1.3.2-Réparation par précontrainte additionnelle

Cette méthode est particulièrement adaptée pour réparer des poutres dont la résistance à la flexion ou à l'effort tranchant est insuffisante par l'emploi d'étriers actifs. Cette méthode de renforcement bien que très efficace présente quelques difficultés de mise en œuvre d'après Cusin[CUS_92]. En effet, elle nécessite de dimensionner soigneusement des ancrages et de déterminer le chemin approprié pour les câbles. Ainsi, des forages au travers de certaines parties de la structure existante sont nécessaires. Ces forages doivent être exécutés sans toucher aux différentes armatures existantes. Enfin, il faut prendre toutes les dispositions pour contrôler que la précontrainte additionnelle se répartisse dans la structure et surtout dans les zones fissurées.

1.3.3-Réparation par collage de plats métalliques

La technique du collage acier-béton s'est développée au début des années soixante suite à l'apparition sur le marché de colles de type résines époxyde possédant des caractéristiques d'adhésion élevées et susceptibles de transmettre des efforts non négligeables. C'est dès 1964 à Durban (Afrique du Sud) que le premier cas d'utilisation de cette technique, suite à l'omission accidentelle des aciers des poutres. En France, cette technique a été étudiée par l'Hermitte [L'H_67] et Bresson [BRE_71] afin d'assurer la réparation et le renforcement de structures en béton armé présentant des insuffisances à la flexion. Ils ont étudié le phénomène parallèlement en laboratoire et in situ. C'est entre 1970 et 1976 que cette technique connut un certain succès. En effet plusieurs ouvrages en béton armé et en béton précontraint furent alors renforcés en France. Au Japon, 240 ponts présentant une capacité portante insuffisante ont été renforcés par cette technique vers 1975 [DAV_99].

En France, au Laboratoire des Ponts et Chaussées, les études conduites par Theillout ont donné des informations importantes sur le fonctionnement de ce type de renforcement [THE_83].

1.3.4-Réparation par collage des composites

Lors de ces dernières années, le renforcement par tôles d'acier a été remplacé par le renforcement par matériaux composites. La plupart des renforts composites utilisés dans le génie civil sont des composites carbone-époxyde ou verre-époxyde. Leurs performances mécaniques spécifiques sont en effet supérieures à celles de l'acier, principalement la résistance en traction et en compression [GAR_97]. Les avantages de l'utilisation de composites sont nombreux. On peut citer par exemple leur grande résistance à la fatigue, leur faible densité et la possibilité d'empiler plusieurs plis en variant leur orientation [SAA_91,MEI_92]. Dès lors, les études sur l'utilisation de matériaux composites pour la réhabilitation se sont multipliées pour mieux comprendre les problèmes posés par cette nouvelle technique [VAR_96,ASS_98,FER_99,AVR_02,RUI_02].

Comme le coût d'une réparation d'ouvrage réside principalement dans la mise en œuvre, l'application industrielle de la technique de réparation par matériaux composites est très compétitive économiquement. Elle permet en effet de réduire considérablement le temps d'interruption du trafic sur les ouvrages par rapport aux autres techniques de réparation. De plus, les composites peuvent être mis en œuvre directement sur ouvrage par moulage au contact, ce qui facilite considérablement la maintenance. Enfin, des essais expérimentaux réalisés en laboratoire ont montré que la capacité portante d'une structure peut être multipliée par 2 ou 3 en utilisant cette technique de réparation [VAR_96, ELM_00].

1.4- ETUDES SUR LE COMPORTEMENT DE STRUCTURES RENFORCEES PAR COMPOSITES

Quelques exemples typiques de travaux issus de la littérature sont présentés dans ce qui suit. Ces travaux permettent de mieux comprendre le comportement d'ensemble de structures réparées. Le type de sollicitation généralement utilisé est la flexion trois ou quatre points.

I.4.1- Comportement global d'une poutre en béton armé

Le comportement global d'une poutre en béton armé (BA) est divisé en 3 phases principales, qu'elle soit renforcée par le collage du matériau composite ou non. Ce comportement est représenté schématiquement sur la **Figure 1-1** et il correspond à la description suivante :

-Une première phase linéaire élastique correspondant au comportement des poutres non fissurées, cette phase appelée « élastique » dans la suite de texte,

-Une deuxième phase linéaire correspondant au comportement de service des poutres fissurées.

L'effet d'un renforcement par composite produit une rigidification. Lors des analyses des résultats cette phase sera appelée "service fissurée",

-Une troisième phase correspondant au comportement de la plastification de l'armature tendue constituant le renfort interne, cette phase sera appelée "plastique". La poutre en BA a alors une rigidité très faible. Par contre, la poutre renforcée par composite continue à reprendre des efforts supplémentaires avec une rigidité proportionnelle à l'épaisseur de la plaque en composite ou au nombre de plis utilisés [AVR_02].

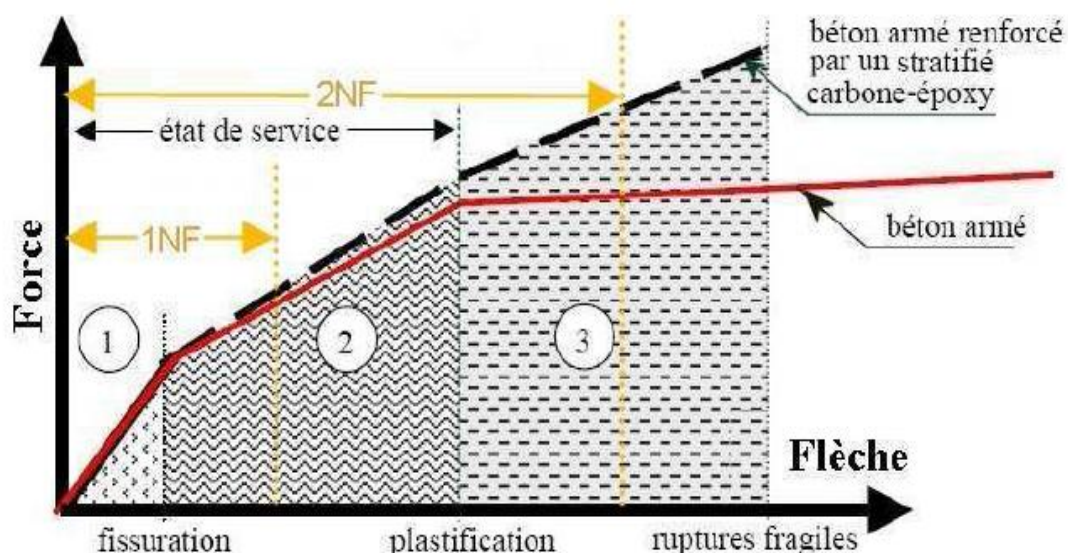


Figure 1-1 : Les 3 phases de comportement d'une poutre en BA fléchie renforcée par un stratifié en composite. Les rapports entre les forces et les flèches de fissuration, de plastification et de rupture sont exagérés [AVR_02]. 1NF : 1er niveau de pré fissuration ; 2NF : 2ème niveau de pré fissuration lors des essais de pré fissuration.

I.4.2- Validation expérimentale de la réparation des structures endommagées et réparées par composites

Pour déterminer le moment résistant de la section transversale renforcée par le collage d'une plaque en fibres de carbone, il faut faire l'équilibre des forces d'après le schéma de la **Figure 1-2**. Il en résulte l'équation (1.1). L'axe de référence pour l'équilibre des forces est celui défini par la face inférieure où la plaque est collée.

$$M_u = C_s (h - d') + C_c (h - 0.5\lambda x) - T_s d_1 \quad (1.1)$$

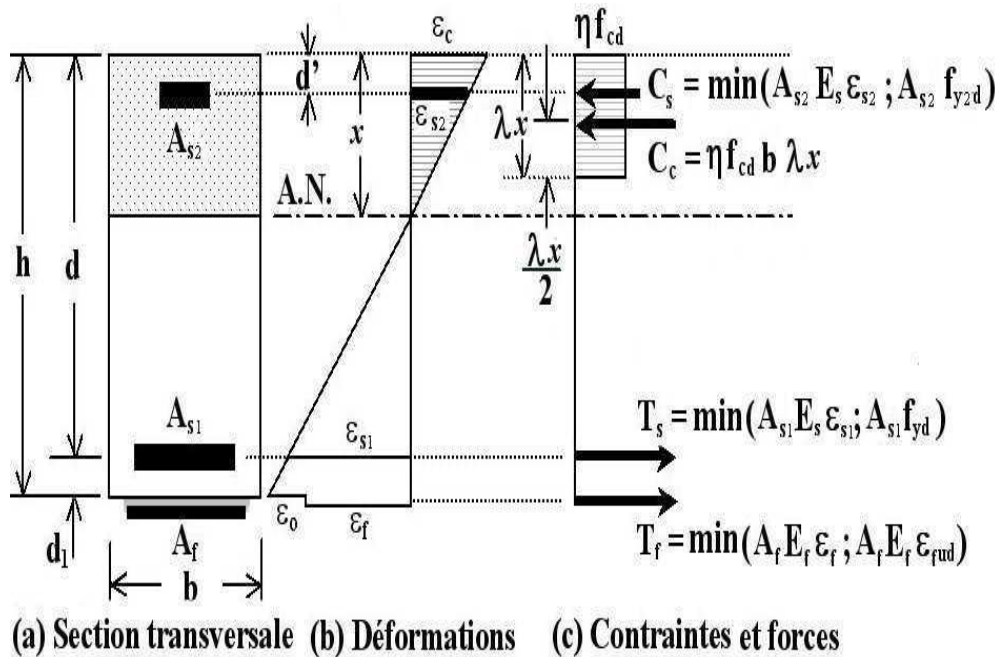


Figure 1-2 : Représentation graphique de la section transversale d'une poutre en BA et renforcée par une plaque.

Il ne faut pas oublier que les lois de comportement du béton et de l'acier utilisées sont les mêmes que pour le calcul du moment résistant du béton armé : diagramme rectangle pour le béton comprimé, élastoplastique parfaite pour l'acier. La loi de comportement du composite est toujours supposée élastique linéaire jusqu'à la rupture. Les valeurs des déformations du béton, de l'armature et du composite recommandées par les méthodes de FIB et d'AFGC sont résumées dans le **Tableau 1-2**,

Matériaux	FIB	AFGC
Béton	$\epsilon_b \leq 0,35\%$	$\epsilon_b \leq 0,35\%$
Acier	$\epsilon_{s1} \leq f_{yd} / E_s$	$\epsilon_a \leq 1\%$
PRFC	$\epsilon_f \leq \epsilon_{fu}, d$	$\epsilon_f \leq \epsilon_{fu}, d = \min\{f_{fd} / E_f; 0,85\}$

Tableau 1-2 : Principales méthodes de réparation de surfaces [WU_04].

Le **Tableau 1-3** montre les moments et les charges ultimes estimés par ces deux méthodes.

Matériau de réparation	AFGC		FIB	
	Mu (kN·m)	Pu (kN)	Mu (kN·m)	Pu (kN)
Plaque en carbone	15,65	111,79	14,16	101,12

Tableau 1.3 Moments fléchissant et charges ultimes estimés selon l'AFGC et le FIB.

L'endommagement le plus courant d'une poutre réparée par le collage d'une plaque est son décollement. Pour le considérer, les codes utilisent principalement deux méthodes : soit une

limitation de la valeur maximale de la contrainte de cisaillement, soit une limitation de la déformation de la plaque à l'extrémité de la longueur de transfert.

1.4.3- Essai de flexion sur une poutre en béton armé pré-fissurée et réparée

La courbure est décrite dans un graphe moment/courbure est représenté sur la **Figure 1-3**.

-Avant renforcement

Le comportement mécanique pendant le chargement de la poutre en béton armé se décompose en trois phases :

- une première phase linéaire avant l'apparition des fissures ;
- une seconde phase où la courbure augmente rapidement et pratiquement à moment constant ;
- une troisième phase linéaire au cours de laquelle les fissures s'ouvrent proportionnellement à la charge appliquée.

- Décharge

Le comportement de la poutre en béton armé est non linéaire. En décharge, la rigidité est plus grande qu'en charge et il subsiste une courbure résiduelle à charge nulle. Cette courbure résiduelle est due à l'ouverture résiduelle des fissures. Leur fermeture totale n'est pas possible à cause du frottement du béton sur les barres d'acier qui, même lisses, ont une adhérence non négligeable sur le béton.

-Après renforcement par composite

Le graphe moment/courbure après réparation est caractérisé par :

- une pente supérieure à celle du graphe moment/courbure de la poutre avant qu'elle ne soit réparée. L'augmentation de la rigidité est due à la présence du composite qui constitue une nouvelle armature dans la partie tendue de la poutre.
- la non linéarité du comportement : la rigidité tangente est maximale en début de déchargement, puis diminue et se stabilise. A partir d'un chargement donné, l'évolution devient linéaire.

La non-linéarité provient des déformations résiduelles résultant de la décharge de la poutre en béton armé avant réparation. L'état de déformation initial a un effet sur le comportement de la poutre réparée.

Lorsque la phase linéaire est atteinte, la pente peut être comparée à celle de la phase linéaire avant réparation. On note par exemple sur le graphique de la Figure 1.3 une augmentation de la rigidité due au renforcement par composite.

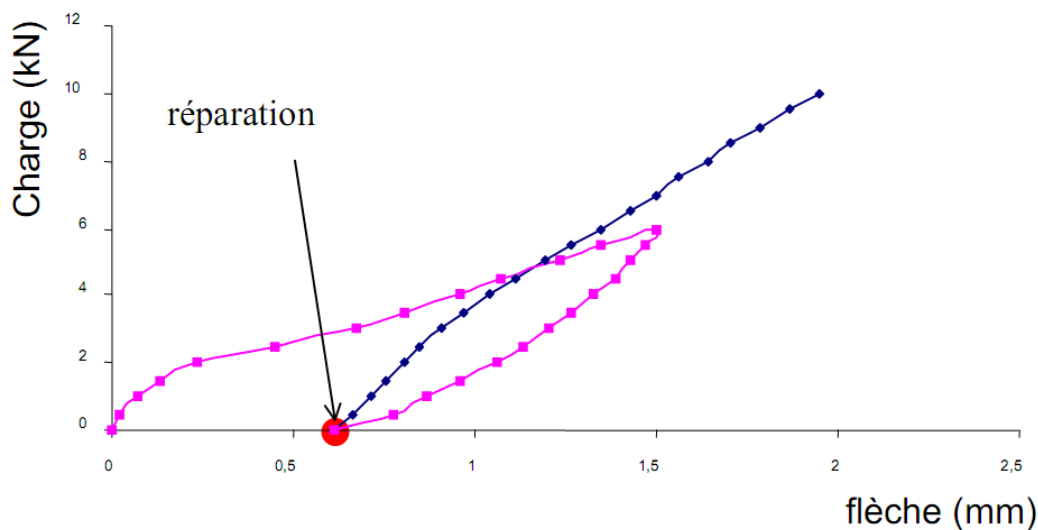


Figure 1-3 : Graphe charge/flèche obtenu pour une poutre testée avant et après réparation [AVR_02].

1.4.4 Les divers modes de ruine

De nombreux chercheurs se sont attachés à mieux comprendre le comportement de structures renforcées par composites. Il en ressort que le collage de plaques apporte aux structures une rigidité supplémentaire et généralement une **charge ultime de rupture plus importante**. En effet, les déformations de traction dans le béton sont réduites et l'apparition de la fissuration est retardée par la présence des renforts. Cependant, ces diverses études ont mis en évidence de nouveaux comportements vis-à-vis de **la rupture**. En effet, celle-ci **est susceptible de se produire soudainement**, conférant alors un comportement fragile peu sécurisant à ces structures [SAA_90].

Triantafillou et al [TRI_92] ont étudié l'influence de renforts composites sur les mécanismes de rupture de poutres en béton armé renforcées sollicitées en flexion. Les mécanismes de rupture relevés sont :

- la plastification des aciers et rupture du renfort ;
- la plastification des aciers et écrasement du béton ;
- la rupture par compression ;
- le décollement du renfort.

Ils ont ainsi proposé un diagramme permettant de prévoir en fonction du chargement et de la quantité de renfort le mode de rupture prédominant.

De même Buyukozturk et al [BUY_98] ont regroupé les différents modes de rupture observés et les ont regroupés en six catégories distinctes. Ils sont modélisés sur la **Figure 1-4**. Ces modes sont :

- la plastification des aciers et rupture du renfort (schéma a)
- la rupture par compression du béton (schéma b) ;
- la rupture par cisaillement (schéma c) ;
- la rupture par peeling-off (schéma d) ;
- la délamination du renfort composite (schéma e) ;
- le décollement dû aux fissures de cisaillement (schéma f).

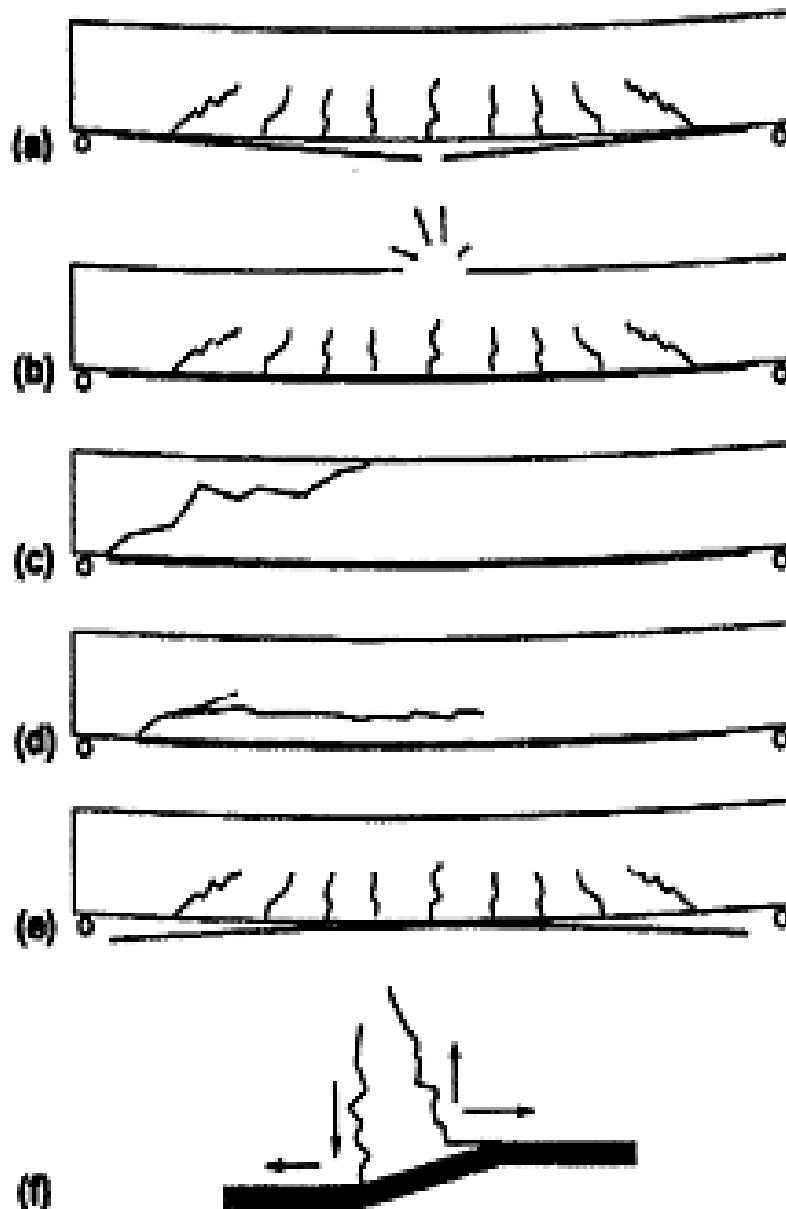


Figure 1-4 : Différents modes de rupture de poutres renforcées [BUY_98].

1.5- CONCLUSION

Cette étude bibliographique permet de tirer les conclusions suivantes:

- les structures en béton armé réparées par des composites mettent en présence plusieurs matériaux ayant des comportements et des réponses vis-à-vis du temps très différents. Le comportement de ces divers matériaux est bien connu. Par contre le comportement d'une structure réparée est a priori beaucoup plus complexe, les champs de contraintes étant fortement hétérogènes;
- les résultats disponibles sur la structure béton-adhésif-composite sont très peu nombreux comparés à ceux disponibles sur les matériaux constitutifs pris indé

pendamment. Ils présentent un déséquilibre suivant les domaines étudiés. En effet, le fluage, la fissuration et la fatigue sont moins abordés que les effets de l'environnement;

- il est clair que ces différents effets : fluage, fatigue, fissuration et effets de l'environnement sont couplés selon des principes parfois obscurs. Les études disponibles n'abordent cet aspect que de façon très parcimonieuse;

- il n'existe pas de procédure normalisée ou réglementaire pour la conduite d'essais de structures mettant en jeu les effets de l'environnement, du fluage, de la fatigue et de la fissuration. Les résultats sont donc très difficilement comparables d'un auteur à l'autre;

- il résulte du jeune âge des structures renforcées par composites, les premières recherches et applications sont de la fin des années 80. Un manque de recul certain sur leur tenue à long terme, ce qui souligne la nécessité d'entreprendre des études sur cette question;

- cependant, les quelques résultats d'ores et déjà obtenus à court terme sont très prometteurs et encouragent à poursuivre des recherches sur le comportement des structures béton renforcées par composites au cours du temps.

Cette étude bibliographique amène en avant le faible nombre d'études dédiées à la fissuration des structures en béton armé renforcées malgré l'importance du phénomène pour ces structures.

La deuxième partie de ce travail est consacrée à l'étude de ce phénomène. Avant de présenter en détail les résultats obtenus, examinons les principaux modèles utilisés en théorie classique du béton armé.

Un élément marquant est la présence de phénomènes localisés (au niveau de l'interface), qui conduisent à des modes de rupture nouveaux et soudains. On constate cependant que de nombreuses études statiques traitent le comportement de structures renforcées par composites. En revanche, peu de recherches ont été conduites sur la durabilité de telles structures malgré l'importance de cette notion en Génie Civil.

CHAPITRE II

FISSURATION ET TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DU BETON

II.1-INTRODUCTION

Dans ce chapitre, l'accent sera mis sur les types de dégradation pouvant survenir pendant un chargement en flexion.

La plupart des structures en béton sont soumises aux intempéries, facteurs qui amplifient leur dégradation et qui augmentent le nombre de mécanismes d'endommagement. Ceux-ci sont très variés, il est possible de trouver différentes formes d'altérations visibles et de défauts d'aspect.

Si certains relèvent de l'esthétique ou sont très superficiels, d'autres traduisent une dégradation profonde du matériau. Ces altérations sont souvent appelées des processus de dégradation complexes. Leurs origines variées et parfois multiples sont difficiles à établir.

Les principaux défauts du béton sont listés dans le **Tableau 2-1** :

Défaut de construction	Désintégration	Fissuration	Suintement
Bullages	Cloquage	Faïençage-	Efflorescence
Joints froids	Farinage	craquèlement	Incrustation
Acier d'armature exposé	Dé laminage	Fissuration droite	Corrosion
Nid de cailloux	Poudrage	Oblique	Décoloration
Pommelage	Décollement	Fissure Capillaire	Exsudation
Distorsion/mouvement	Ecaillage	Longitudinale	Erosion
Flambement	Vieillessement	Craquelage	Abrasion
Roulage/voilement	Eclatement	Irrégulière	Cavitation
Formation de failles	Cratère et	Transversale	Dégâts dus au
Tassement	éclat	Verticale	scellant à joint
Inclinaison		Verticale Horizontale	

Tableau 2-1 : Principaux défauts du béton [ARM_88].

Le seul défaut qui sera abordé ci-après est la fissuration car c'est le mode d'endommagement qui sera considéré dans le cadre de ce travail.

II.2-MECANISMES D'ENDOMMAGEMENT DU BETON

La fissuration représente le premier type d'endommagement qui se développe lorsque la structure se trouve chargée mécaniquement. Les fissures peuvent alors s'étendre de la microfissuration à la lézarde.

Ces fissures représentent certainement la forme d'altération la plus fréquente. Des formes très diverses peuvent être observées et leurs origines sont nombreuses.

Elles peuvent être décrites par une multitude de paramètres. Cette identification peut aider à déterminer la cause probable de la fissuration. Les paramètres qui permettent cette description sont :

-L'observation visuelle de la surface de la structure peut fournir une première idée de la cause de la fissuration. Par exemple, la cause probable de la fissuration lorsque les fissures sont courtes, uniformément réparties et reliées **Figure 2-1**, est le changement de la température extérieure. Si la fissuration commence dans la partie la plus basse d'une dalle en béton à proximité de joints **Figure 2-2**, alors la cause possible est une action chimique due à l'accumulation de l'humidité. Si une fissure isolée et verticale **Figure 2-3** est détectée alors, elle peut être due aux efforts mécaniques externes imposés à la structure. Pour confirmer ces hypothèses, il faut suivre un processus d'aide au diagnostic préétabli.

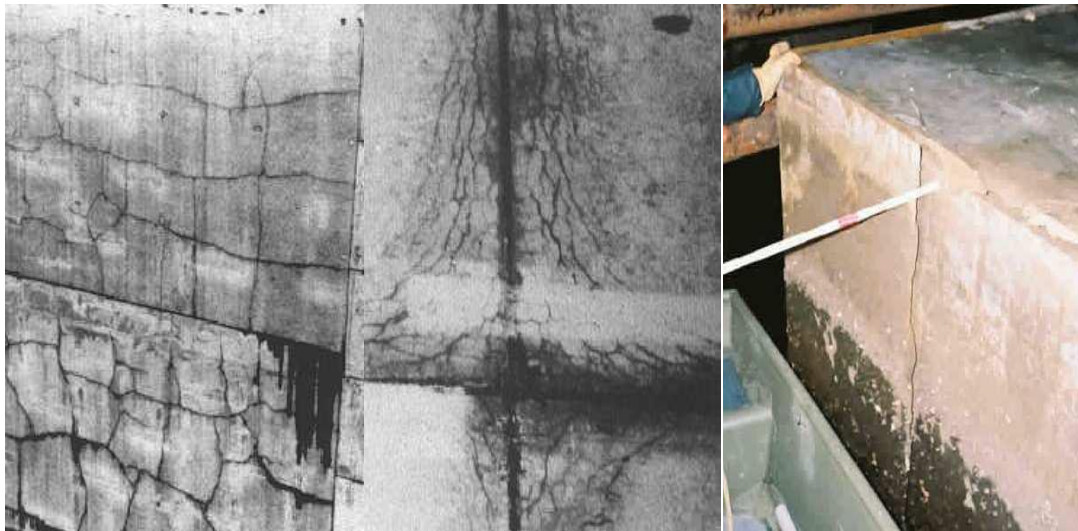


Figure 2-1 : Craquelage. **Figure 2-2 :** Fissuration dalle. **Figure 2-3 :** Fissure individuelle.

-**La profondeur** de la fissure : elle peut décrire une fissure de la surface, de faible profondeur, de grande profondeur ou traversante (cassure).

-**La largeur** des fissures : selon leur ouverture les fissures sont classifiées comme fissure fine (moins de 1 mm), moyenne (de 1 mm à 2 mm) ou large (plus de 2 mm).

-**L'état actuel d'activité** des fissures est lié à la présence du facteur responsable de cette fissure qui doit être pris en compte pour la méthode de réparation. Deux catégories existent : fissures actives, elles continuent à évoluer au cours du temps et les fissures dormantes ou inactives qui ne sont pas affectées par un mouvement de la structure.

-**L'état physique du béton** pendant la fissuration. La structure peut se fissurer avant ou après le durcissement du béton. L'état physique du béton se classe donc en deux catégories : i) la fissuration du béton jeune (avant le durcissement du béton) qui peut être affectée par le gel, le retrait, le tassement en phase plastique ou un coffrage défectueux ; ii) la fissuration du béton durci qui se produit principalement suite aux actions physiques (action thermiques, action structurelles et gel) ou aux actions chimiques (altération chimique du béton et corrosion des armatures).

-**La nature structurale** des fissures. Elles sont classées comme structurelles si elles sont causées par un chargement mécanique et comme non-structurelles si elles résultent d'autres raisons comme par exemple : des actions chimiques.

La fissure est complètement décrite en utilisant des termes des diverses catégories énumérées ci-dessus. Par exemple : une fissure peu profonde, fine, dormante, correspondant à un endommagement qui s'est produit dans le béton jeune **Figure 2-1**.

La fissuration d'une structure en béton armé indique le degré d'endommagement de cette structure à partir de l'indice de fissuration. L'indice de fissuration **Tableau 2-2** correspond au rapport de la longueur des fissures transversales par mètre linéaire.

Indice de fissuration IF (mm/m)	Degré d'endommagement
0 à 0,5	négligeable
0,5 à 1	faible
1 à 2	modéré
2 à 5	fort
5 à 10	très fort
> 10	considérable

Tableau 2-2 : Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé.

II.2.1-Causes d'endommagement du béton

Plusieurs facteurs peuvent jouer un rôle important dans les différents processus de dégradation du béton. Dans de nombreux cas, les dégâts résultent de la combinaison de divers mécanismes.

Le **Tableau 2-3** présente les plus fréquentes causes de dégâts et de détériorations du béton. Dans ces références bibliographiques [ARM_88 ; JAC_93 ; MAH_98] plus d'information relative aux causes d'endommagement des structures en béton sont disponibles.

Dégâts accidentels Actions chimiques [GAR_98] Attaque acide Attaque de l'eau agressive Action alcali-carbonate Action alcali-silice Attaque chimique diverse Attaque de sulfate	Erosion Abrasion Cavitation Changements de température A l'intérieur et à l'extérieur Retrait Phase plastique/Séchage Gel	Corrosion des armatures [ALM_01, AND_98] Erreurs de conception Détails de conception inadéquats Conception structurale insatisfaisante Distorsion ou mouvement de vieillissement [TAC_98] Erreurs de construction
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Tableau 2-3 : Causes d'endommagement du béton [ARM_88].

Le **Tableau 2-4** fait le bilan des principales causes d'endommagement du béton et leurs symptômes. La situation des fissures dans une structure ainsi que leurs causes possibles sont exposées à la **Figure 2-4**.

Causes	Symptômes							
	Défauts de construction	Fissuration	Désintégration	Distorsion ou Mouvement	Erosion	Scellant au joint	Suintement	Eclatement
Dégâts accidentels		X						X
Actions Chimiques		X	X				X	
Construction	X	X				X	X	X
Erreurs de conception		X				X	X	X
Corrosion		X						X
Erosion		X	X					
Gel		X	X		X			X
Distorsion ou Mouvement		X		X		X		X
Retrait	X	X		X				
Changement de Température		X				X		X

Tableau 2-4 : Les Causes d'endommagement du béton et leurs symptômes [ARM_88].

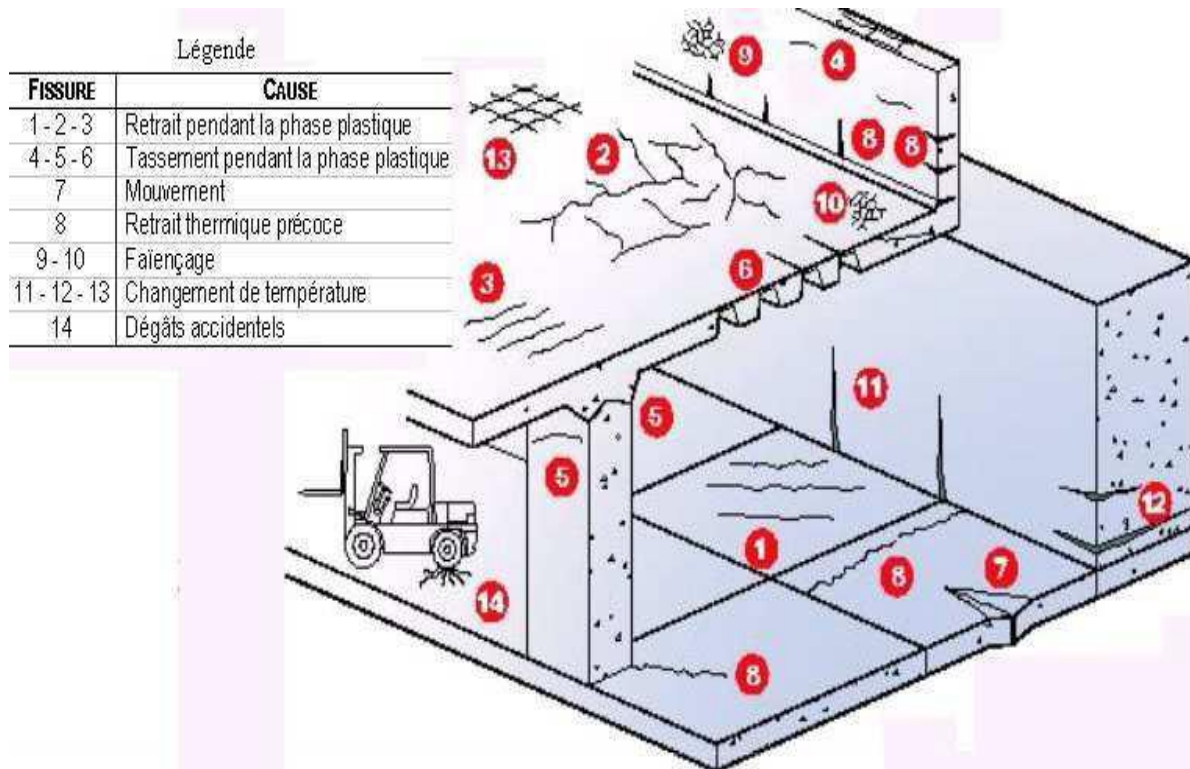


Figure 2-4 : Schéma de la localisation des fissures les plus fréquemment observées dans une structure et leurs causes possibles [ECS_99].

II.2.2-Mécanismes de rupture d'une poutre en béton armé

Le comportement global, d'une poutre en béton armé soumise à un essai de flexion trois points ou quatre points Figure 2-5, est composé de 3 phases.

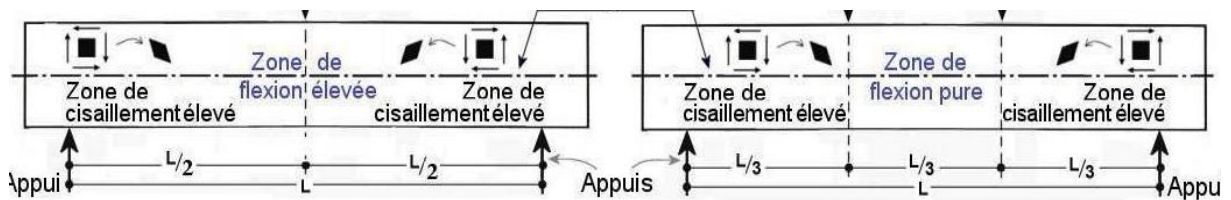


Figure 2-5 : Représentation des zones des contraintes élevées d'une poutre chargée en flexion 3 ou 4 points.

La Figure 2.6 illustre graphiquement les 3 phases qui se produisent pendant un chargement de flexion.

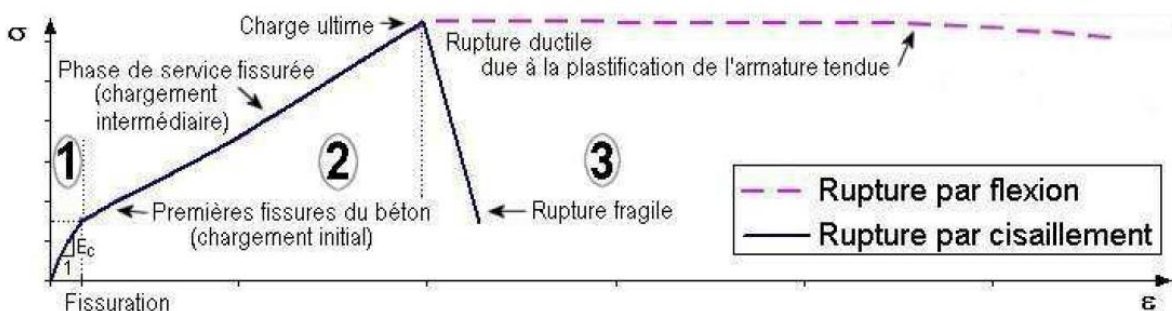


Figure 2-6 : Représentation graphique de la contrainte (σ) en fonction de la déformation (ϵ) d'un élément en béton armé.

La 1^{re} phase linéaire correspond au comportement élastique de service des poutres non fissurées.

La 2^{ème} phase linéaire correspond au comportement de service mais lorsque la poutre est fissurée. Pendant cette phase, il n'existe pas de différence notable du développement de la fissuration initiale que la poutre ait été endommagée par cisaillement ou par flexion. De toutes les façons, la fissuration commence avec l'apparition de fissures due à la flexion dans la partie inférieure centrale de la poutre. Ensuite, ces premières *fissures dites de flexion* se propagent vers le haut de la poutre **Figure 2-7**. Les fissures dans les zones de cisaillement élevé se propagent dues à la contrainte principale oblique. Ces dernières fissures sont appelées *fissures de cisaillement par flexion* [NAW_88 ; GON_02].

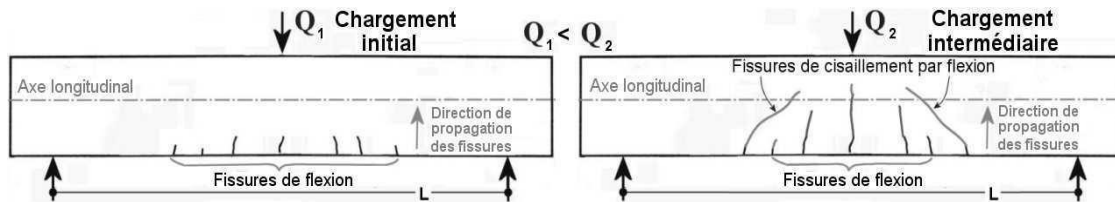


Figure 2-7 : Représentation de la fissuration initiale et intermédiaire par flexion d'une poutre en béton armé (BA).

La principale différence, entre l'endommagement par cisaillement et celui par flexion, se constate à la rupture de la poutre.

La 3^{ème} phase du comportement. Deux mécanismes principaux de rupture existent : rupture par flexion (F) ou rupture par cisaillement. La rupture par flexion peut se produire : par la plastification de l'armature tendue ou par compression du béton associée à la plastification de l'armature tendue. La rupture par cisaillement est due soit à : i) la contrainte principale oblique (CO), ii) la compression par cisaillement (CC) ou iii) l'adhérence par cisaillement (AC). Ces quatre mécanismes de rupture sont présentés dans les paragraphes suivants. Ces mécanismes de rupture dépendent de la résistance des matériaux, des dimensions de la structure et du type de chargement. La résistance à la flexion d'une poutre en béton armé est apportée principalement par l'armature tendue et les propriétés du béton. La résistance aux efforts tranchants est assurée par l'armature transversale (cadres) et les caractéristiques du béton.

II.2.2.1-Rupture par la plastification de l'armature tendue due à la flexion (F)

Une poutre est considérée endommagée par flexion si la quasi-majorité des fissures sont verticales et positionnées dans le tiers central de la longueur libre entre les appuis. Le début de l'endommagement commence avec la fissuration du béton. Des fissures verticales souvent très fines sont donc observées au milieu de la poutre. Ensuite, avec l'augmentation du chargement, de nouvelles fissures se développent dans cette même zone centrale alors que les anciennes fissures s'ouvrent et s'étendent vers l'axe neutre et/ou au delà **Figure 2-8**.

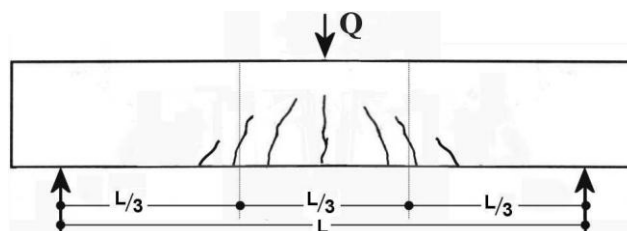


Figure 2-8 : Schéma typique d'une poutre en béton armé (BA) endommagée par flexion.

Le mécanisme de rupture par flexion est dit "ductile" en raison de la plastification de l'armature métallique qui est soumise à de la traction 3^{ème} phase de la **Figure 2-6**. Lors de la conception d'une poutre, il est recommandé que la rupture de la poutre soit par flexion, parce que ce type de rupture donne un avertissement suffisant de la ruine imminente de la poutre grâce à cette plastification. Les poutres arrivent à la rupture par flexion, seulement si leur résistance au moment fléchissant est inférieure à leur résistance aux efforts tranchants.

II.2.2.2-Rupture par compression du béton due à la flexion associée à la plastification de l'armature tendue

Ce type de rupture commence de la même façon que la rupture précédente avec l'apparition des fissures dans la zone centrale. Ensuite, il est observé l'écrasement du béton suite à un niveau trop important de compression.

Les trois mécanismes qui sont présentés maintenant produisent des ruptures dites "fragiles" 3^{ème} phase de la **Figure 2-6**(page).

II.2.2.3-Rupture due à la Contrainte principale Oblique (CO)

Ce mode de fissuration commence, comme exposé précédemment, avec le développement de quelques fissures fines verticales du type flexion au centre de la longueur entre appuis, suivie par une perte d'adhérence entre l'acier de renforcement inférieur et le béton qui l'entoure dans la zone près des appuis [NAW_88 ; GON_02].

Ensuite, 2 ou 3 fissures, inclinées vers le centre de la poutre, se développent à une distance entre $1,5d$ et $2d$ **Figure 2-9** de l'appui. Lorsque les fissures de flexion n'évoluent plus, une des fissures inclinées dues à la contrainte principale oblique (CO) s'ouvre vers le point de chargement (zone supérieure de compression de la poutre). Il faut remarquer que comme les fissures de flexion n'évoluent plus vers l'axe neutre, cet endommagement fragile dû à la CO produit la ruine instantanée de la poutre avec une faible déformation au centre de la poutre.

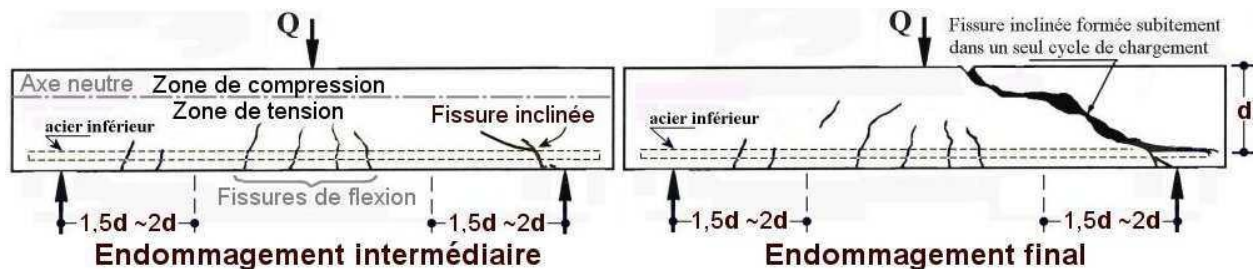


Figure 2-9 : Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la contrainte principale oblique.

II.2.2.4-Rupture due à la Compression par Cisaillement (CC)

De même que pour la défaillance due à la contrainte principale oblique (CO), quelques fissures fines de flexion commencent à se développer au milieu de la longueur libre et leur développement s'arrête au fur et à mesure que se produit la perte d'adhérence entre le renforcement longitudinal en acier et le béton qui l'entoure dans la zone de l'appui.

Ensuite, une fissure plus inclinée que celle produite par la CO se développe rapidement vers l'axe neutre, mais moins vite que la fissure de CO. Cette différence est due à l'écrasement du béton dans la zone en compression et, aussi, à la redistribution des efforts internes de la zone supérieure. Lorsque la fissure principale inclinée arrive dans la zone où le béton est écrasé **Figure 2-10**, il se produit la ruine subite de la poutre. Ce mécanisme de rupture peut être considéré relativement moins fragile, que la rupture par CO, dû à la redistribution des efforts. Cependant, cette rupture doit être évitée.

La différence principale entre la rupture due à la CO et celle due à la CC consiste dans le fait que la fissure principale inclinée par CO apparaît subitement, en provoquant la ruine immédiate de la poutre, ce qui n'est pas le cas par la CC qui peut supporter un chargement plus important.

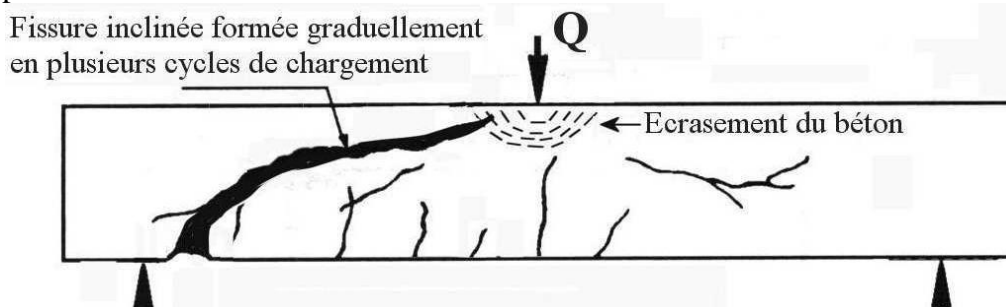


Figure 2-10 : Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la compression due au cisaillement.

II.2.2.5-Rupture due à l'Adhérence par Cisaillement (AC)

Ce mécanisme de rupture est reconnaissable par l'amorçage d'une fissure longitudinale très importante au niveau du renforcement métallique en tension (partie inférieure), simultanément avec l'écrasement du béton de la zone en compression **Figure 2-11**. Ce type d'endommagement est similaire à celui dû à la CC, car l'endommagement dû à l'adhérence par cisaillement permet, aussi, une redistribution des efforts internes de la poutre. La différence réside dans la présence d'une fissuration horizontale le long de l'armature tendue.

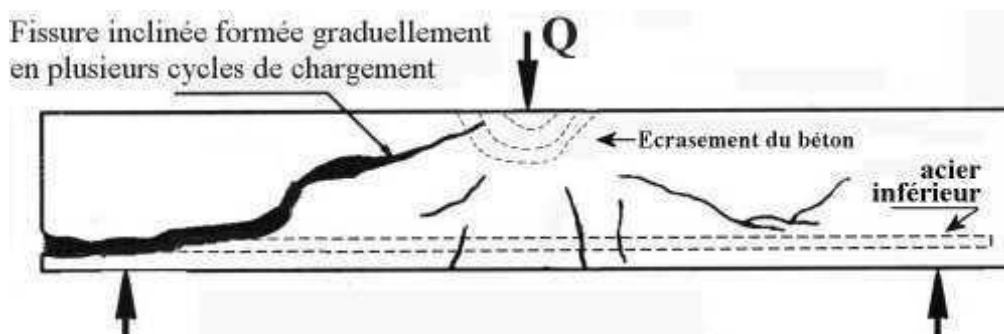


Figure 2-11 : Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la perte de l'adhérence due au cisaillement.

Les mécanismes de rupture doivent donc être correctement décrits afin de pouvoir être pris en compte dans une quelconque modélisation et/ou expertise.

II.2.3-Technique d'évaluation

Ainsi, les techniques d'évaluation sont destinées à établir un diagnostic de l'état des structures auscultées, en vérifiant leur viabilité immédiate et leur serviabilité. Le but de chaque technique utilisée dépendra des raisons qui motivent l'examen :

- sur un ouvrage a priori sain : il peut s'agir d'estimer, de vérifier ou de contrôler les caractéristiques de la construction,
- sur un ouvrage supposé endommagé : de détecter l'extension de cet endommagement,
- sur un ouvrage visiblement endommagé : de caractériser cet endommagement.

Le principal objectif d'une évaluation est de déterminer quelles sont les formes d'altération, leurs importances et leurs origines, afin d'évaluer si l'ouvrage d'art concerné doit être simplement entretenu ou restauré et dans ce cas, par quels moyens. La **Figure 2-12** présente un processus d'aide au diagnostic des structures.

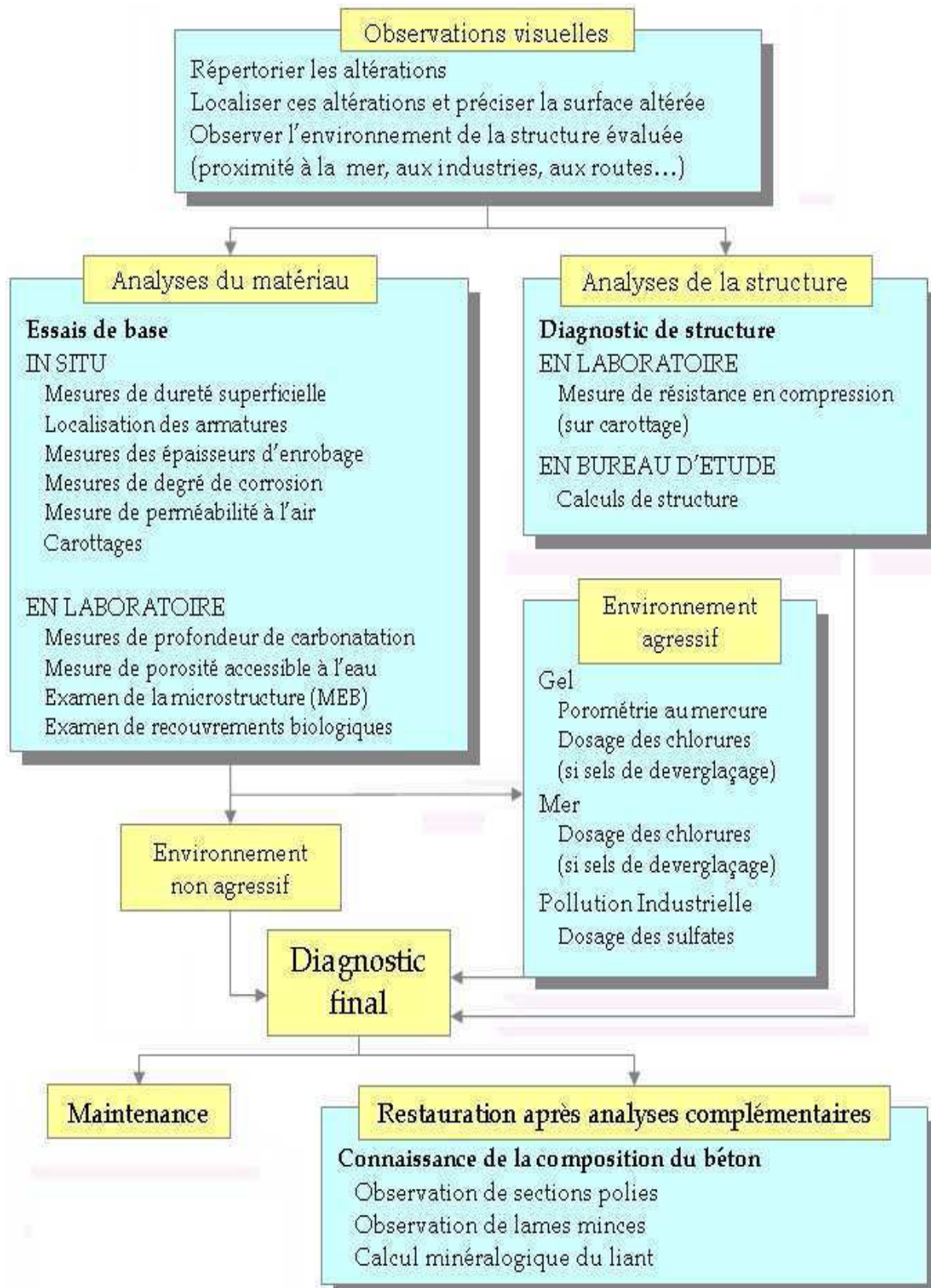


Figure 2-12 : Processus d'aide au diagnostic [MAR_98].

Généralement, l'évaluation la plus simple consiste à réaliser une inspection visuelle de l'ouvrage. Elle s'attache surtout à déceler la présence de dégâts sur la surface du béton. Sur la base des observations faites, un programme approprié du contrôle non destructif, semi destructifs et/ou destructifs est établi.

II.3-TECHNIQUE DE RENFORCEMENT PAR DES MATERIAUX COMPOSITES

Certaines propriétés des matériaux composites ont conduit le secteur du bâtiment à les considérer pour du renforcement d'ouvrages d'art **Tableau 2-5**. Il est intéressant de pouvoir remplacer le renforcement traditionnel par des matériaux composites relativement inertes à l'oxydation.

Les expériences menées jusqu'à présent utilisent des matériaux composites en fibres de verre, en fibres de carbone ou en fibres d'aramide [AVR_03 ; CHA_95 ; LI_01 ; SHA_96].

Les matériaux composites utilisés pour le renforcement de poutres se présentent, généralement, sous la forme de tissus ou de plaques stratifiées préalablement fabriquées.

Les comportements observés avec ce type de renforcement sont plus performants que ceux des poutres renforcées par des tôles en acier. Ainsi, l'amélioration de la durée de vie de l'ouvrage est due aux propriétés des composites : la rigidité (pour les fibres en carbone), la résistance mécanique, la résistance à la corrosion et l'étanchéité.

De plus, ces matériaux permettent une conception du renfort plus adaptée au besoin de la structure grâce à des procédés qui se prêtent bien à la notion de réparation. Le matériau est fabriqué en même temps que la structure, les directions de renfort sont complètement paramétrables.

	Aéronautique	Automobile	Ferroviaire	Bâtiment	Construction industrielle	Industrie nautique	Médical	Electricité	Sports & loisirs
Durée de vie									
Rigidité			X	X		X	X	X	X
Résistance mécanique			X	X	X	X	X	X	X
Tenue à la fatigue	X					X			
Résistance à la corrosion	X	X	X	X		X	X	X	
Etanchéité			X	X	X				
Sécurité									
Tenue aux chocs		X				X	X		X
Tenue au feu	X		X	X	X			X	
Isolation thermique				X	X			X	
Isolation électrique								X	
Amortissement, vibrations					X				X
Conception									
Intégration de fonctions	X	X						X	
Formes complexes	X	X	X	X					X
Transparence ondes électromagnétiques								X	
Alègement de structures	X	X					X		X

Tableau 2-5 : Propriétés de matériaux composites par secteur [BEG_02].

La **Figure 2-13** présente les différentes configurations de collage de matériaux composites sur une poutre, chaque configuration est prévue pour un objectif particulier et la **Figure 2-14** montre le renforcement de structures au moyen de composites préfabriqués Sika® CarboDur®.

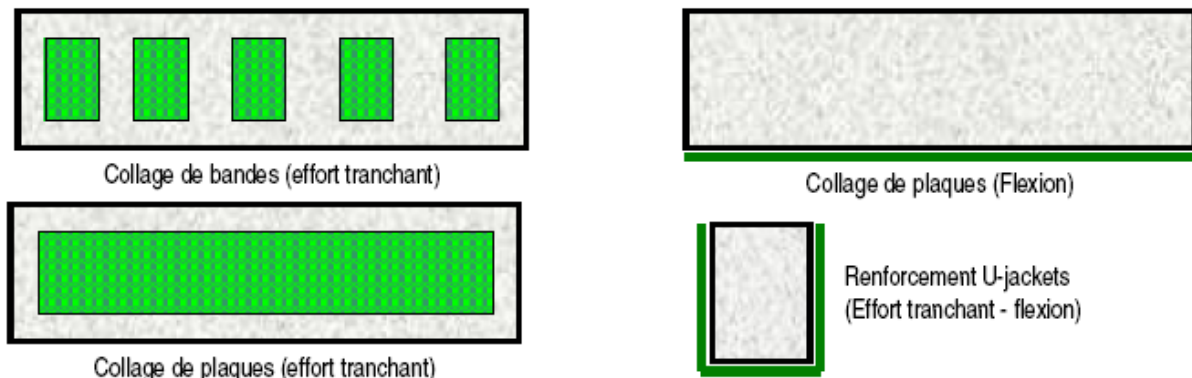


Figure 2-13 : Les différentes méthodes de renforcement par le collage de plaques en composites [PER_96].

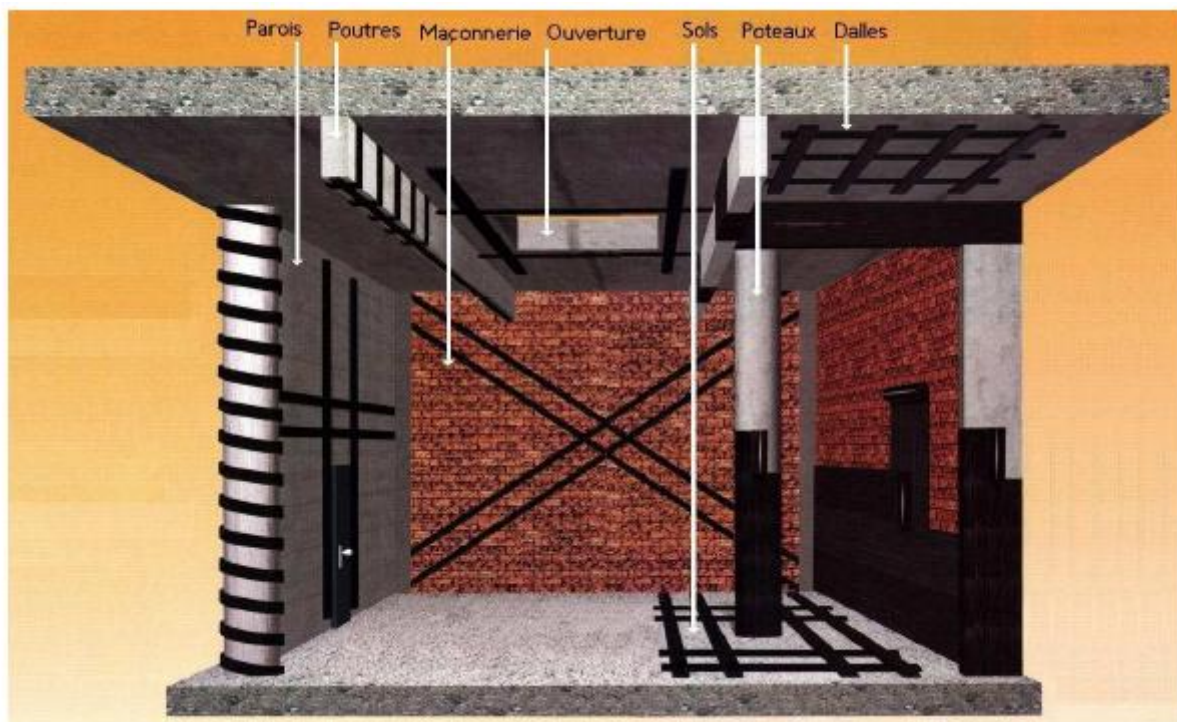


Figure 2-14 : Systèmes de renforcement Sika® CarboDur® [SIK_06].

II.3.1- Matériaux composites

Les matériaux composites (*CFRP*) sont composés d'un renfort noyé dans une matrice. Dans le domaine du génie civil, les composites unidirectionnels (toutes les fibres sont orientées dans le même direction) sont les plus courants.

Une fibre est un filament élémentaire dont le diamètre varie entre 5 μm et 25 μm selon la nature de la fibre. Elle possède un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture : les lois de comportement des fibres sont donc de type "élastique fragile". Il y a principalement trois types de fibres appliqués dans le secteur du bâtiment : les fibres aramide (Kewal®), les fibres de verre et les fibres de carbone [EL_A_02 ; KAR_02 ; MAL_99]. Seuls les matériaux composites à base de fibres de carbone sont retenus dans cette étude en raison de leur grande rigidité.

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

Les fibres de carbone : Il existe deux types de fibres de carbone : i) celles à haute résistance (HR), issues d'une mise en œuvre par carbonisation, et ii) celles à haut module (HM) issues d'un processus de fabrication additionnel par graphitisation [HAM_01].

La fabrication des fibres de carbone fait appel à une technologie très délicate dont le processus est montré à la **Figure 2-15**. Les fibres issues de la graphitisation (HM) présentent un module de Young (environ 500GPa) deux fois plus important que celles issues de la carbonisation (HR) (environ 250GPa), cependant la résistance en traction d'une HR est environ deux fois plus grande que celle du type HM [WU_04].

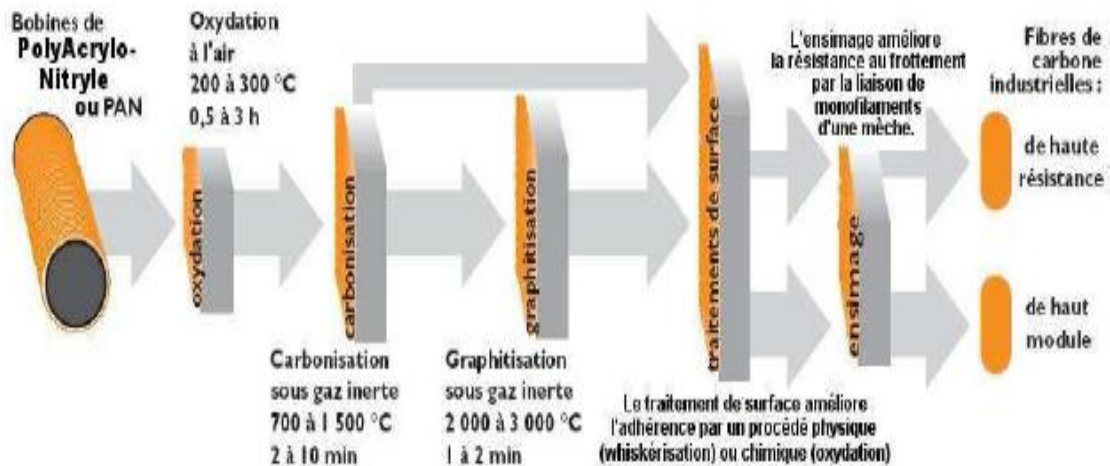


Figure 2-15 : Principe du procédé de fabrication des fibres de carbone ex-PAN [LUY_94].

II.3.1.1-Les matrices

Les matrices les plus utilisées dans les composites sont les résines thermodurcissables (le polyester, le vinylester, l'époxyde et le phénolique) car la mise en œuvre est alors plus accessible, surtout dans le cas de grandes pièces, que dans le cas d'une résine thermoplastique. Les matrices sont des matériaux isotropes et leur utilisation dans les composites permet : i) de coller des fibres entre elles et ii) de transférer les efforts aux fibres. De plus, la matrice joue un rôle très important pour résister aux forces transversales, de cisaillement et de compression. Par ailleurs, la matrice protège les fibres, en les isolant partiellement de l'humidité, de l'oxydation et des agressions chimiques.

Seules les matrices époxyde seront considérées. Les époxydes sont des résines thermodurcissables qui réticulent de façon irréversible. Elles polymérisent à l'aide d'un durcisseur et d'un accélérateur et possèdent une structure macromoléculaire tridimensionnelle. La polymérisation peut avoir lieu à température ambiante ou à haute température (<100°C).

II.3.1.2-Les procédés de transformation des matériaux composites

Le choix du procédé de transformation est guidé à la fois par la nature du matériau (thermoplastique ou thermodurcissable), la forme de la pièce à réaliser, les performances visées, et les impératifs de production : quantité et cadence.

Les pièces en composites sont réalisées principalement par : i) le **moulage au contact** ou par la **projection simultanée**, le principe consiste à imprégner manuellement les renforts disposés ou projeter un mélange fibres/matrice au pistolet dans un moule, ii) le **moulage en autoclave** ce procédé utilise des pré imprégnés, iii) la **pultrusion**, le principe est de tirer en continue la matière à travers une filière, et iv) l'**enroulement filamentaire** ou bobinage, le principe consiste en un enroulement sous tension de fils continus préalablement imprégnés de matrice sur un mandrin tournant autour de son axe.

Le secteur du bâtiment utilise principalement trois types de structures en matériaux composites : i) fabrication de formes spécifiques sur site à base de tissus (sec ou préimprégnés sous forme de feuille), ii) des plaques ou iii) des équerres. La différence entre les tissus et les

plaques (lamelles) réside dans le fait que les premiers seront déposés sur sites et vont polymériser lors de la mise en œuvre alors que les plaques sont fabriquées avant. Compte tenu de la structure à réparer dans cette étude (surfaces planes) les plaques sont bien adaptées à la réparation.

II.3.1.3-L'adhésif

Dans le cas où la structure composite de réparation est fabriquée avant il faut un adhésif pour la coller sur la surface en béton. Dans notre cas, c'est une résine époxyde qui est employée. L'objectif de l'adhésif est d'assurer l'adhérence entre les deux matériaux pour transmettre les efforts entre le béton et le composite.

II.3.2- La mise en œuvre

Comme cela a été évoqué précédemment, il existe deux procédés de mise en œuvre du composite: le système avec une fabrication in-situ et le système préfabriqué.

II.3.2.1-Le système avec une stratification in-situ

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

Le *tissu sec* peut être appliqué directement sur la résine déjà appliquée sur la surface du béton, suivi de l'application d'une couche de fermeture.

Le *tissu peut être pré-imprégné* (la résine est déjà mélangée avec la résine), puis déposé avant polymérisation sur la surface de béton.

Le procédé de mise en œuvre est présenté à la **Figure 2-16** ci-dessous:

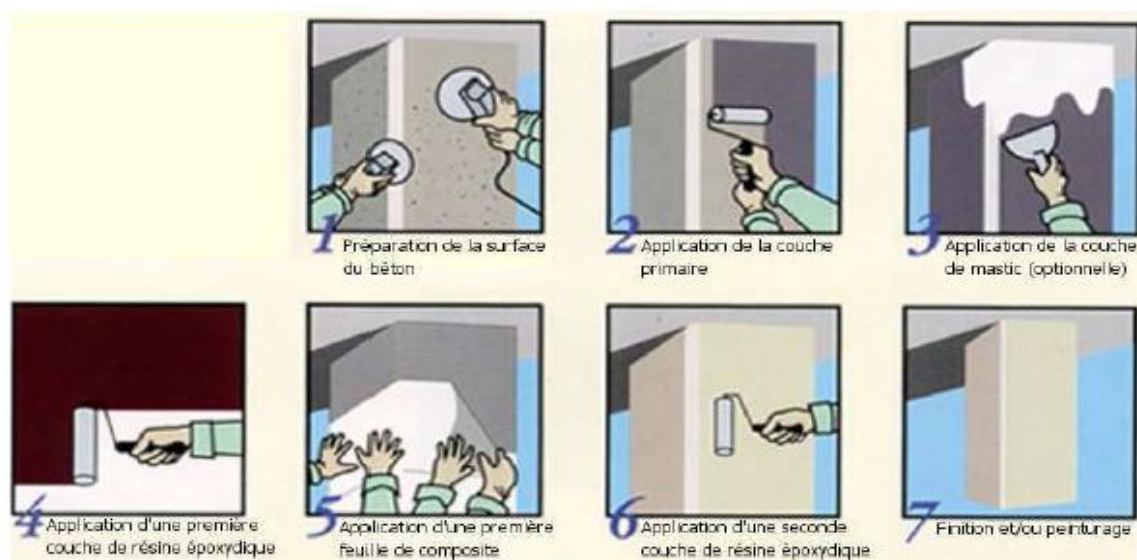


Figure 2-16 : Procédure de la mise en œuvre des feuilles en composites **Replark®**.

1. Préparation de la surface du béton [SIK_06] : cette première étape est très importante pour assurer une bonne adhérence homogène entre le béton et le tissu. Elle consiste à préparer le support par sablage ou ponçage. La surface du béton doit être propre, saine, sèche, exempte de laitance, de graisse, d'huile, de produit de cure, de particules non ou peu adhérentes, de tout revêtement de type peinture, etc.

La surface doit être plane (tolérance de 2mm sous un réglet de 300mm). Pour les supports en béton, les balèbres de coffrages et saillies ne doivent pas excéder 0,5mm. Les fissures d'une largeur supérieure à 0,25mm doivent être injectées.

Après préparation, le béton, destiné à être renforcé, doit avoir une cohésion superficielle d'au moins 1,0MPa. La cohésion superficielle du béton est la propriété qui permet de maintenir la cohésion du matériau par une attraction intermoléculaire, lorsqu'il est soumis à une contrainte de traction. Si la cohésion superficielle est inférieure à 1,0MPa, il faut appliquer une couche de mastic. Les angles saillants de la structure doivent être arrondis, jusqu'à obtenir un rayon d'au moins 20mm. Ceci peut être fait en utilisant une ponceuse à disque diamanté. Il est également important d'éliminer toute trace de poussière, de particules friables, par brossage et aspiration mécanique.

2. Application de l'enduit (optionnelle), sur le support préalablement préparé, en utilisant une brosse, un rouleau ou une truelle. L'enduit est une pâte à base de résine époxyde bi composante, destinée au ré-agrégé final de la surface et à la régulation de la planimétrie : rebouchage des trous de petite taille, élimination des défauts de planimétrie de moins de 1,0mm, lissage des angles meulés. L'enduit est utilisé lorsqu'une couche de mastic doit être utilisée. L'application doit être faite à la spatule et à la lisseuse.

3. Application de la couche de mastic (optionnelle) : elle est utilisée seulement si la cohésion superficielle du béton est inférieure à 1,0MPa. Cette couche doit garantir la cohésion superficielle minimale nécessaire pour réaliser une bonne adhésion.

4. Application d'une première couche d'adhésif. La résine époxyde bi-composante est sélectionnée en fonction de la température ambiante régnant au moment de la réalisation du renforcement et utilisée lorsqu'une couche primaire est utilisée. L'application doit être faite au rouleau avec une quantité de 200 à 250 g/cm². On parle d'une première couche car il y a la possibilité de renforcer l'élément avec plusieurs couches de tissus, selon la résistance finale visée.

5. Application d'un premier tissu. Le tissu doit être collé sur la surface de la structure à renforcer. Il se présente sous la forme de bandes (pré-imprégnées ou pas) unidirectionnelles ou multidirectionnelles. Le tissu est disponible en plusieurs largeurs : 25cm, 33cm et 50cm. La longueur standard d'un rouleau est généralement égale à 100m. Les dimensions des tissus dépendent de l'entreprise de fabrication.

6. Application d'une seconde couche de résine époxyde (seulement si une deuxième couche de tissu est nécessaire).

7. Application de la résine d'imprégnation : de type époxyde, elle est sélectionnée en fonction de la température ambiante au moment du renforcement. Elle est destinée au collage, à l'imprégnation des tissus et à la protection finale. Elle est appliquée lorsque toutes les couches de tissus ont été installées. L'application doit être faite au rouleau avec une proportion de 500 g/cm².

8. Finition et/ou mise en peinture si besoin est.

II.3.2.2-Le système préfabriqué

Ce processus consiste à pré-fabriquer des plaques ou des lamelles qui sont installées, une fois durcies, sur la surface du béton en utilisant un adhésif. Il faut suivre la même préparation de surface du béton que précédemment puis la plaque est collée sur le béton.

II.4-CONCLUSION

Cette étude nous donne un aperçu sur les mécanismes et les causes d'endommagement du béton ainsi que les techniques d'évaluation. De plus les modes de rupture les plus fréquents d'une poutre en béton armé soumise à la flexion sont exposés.

La technique de réparation par des matériaux composites est détaillée et l'intérêt pratique de ce mode de réparation est souligné.

CHAPITRE III

MODELISATION DU RENFORCEMENT

III.1-INTRODUCTION

Il existe de nombreux modèles dans la littérature pour représenter le comportement des interfaces. Tous sont basés sur les mêmes principes : la loi de comportement est de type endommageable avec un couplage entre les comportements des efforts normaux et tangentiels associés $[T_n, T_t]$ par l'intermédiaire de la variable d'endommagement λ . On passe de façon continue d'un état sain ($\lambda=0$) à un état de décohésion ($\lambda=1$). Les lois ne diffèrent que par la forme des courbes $[\mu_n, T_n]$ et $[\mu_t, T_t]$. Pour que l'interface rompe, il faut remplir un critère en contrainte (τ_f) et un critère en énergie (G_f).

Comme toutes lois au comportement adoucissant, les modèles de zones cohésives peuvent engendrer des problèmes numériques (sauts de solutions ou dépendance au maillage) conduisant à la divergence du calcul ou à des résultats erronés. Des solutions ont été proposées par certains auteurs pour pallier ces problèmes [CHA_01, HU_08, HAD_12]. Le but de cette section concerne plutôt la robustesse numérique du calcul en fonction des paramètres utilisés dans le modèle de zone cohésive (ici le modèle de Crisfield et Hadjazi).

III.2-PRESENTATION DE LA LOI DE CRISFIELD

L'endommagement progressif de l'interface entre deux plis d'un stratifié peut être modélisé par de nombreuses lois locales adoucissantes qui ne se différencient que par leur forme (forme en cloche pour Tvergaard-Needleman [TVE_90] ou forme bilinéaire pour Crisfield [ALF_01]). De manière générale, ces lois sont pilotées par deux paramètres indépendants pour chaque mode de rupture: la contrainte maximale τ_f et la ténacité G_f (correspondant au taux de restitution d'énergie critique nécessaire pour rompre l'interface).

Néanmoins, la loi de Crisfield possède l'avantage de pouvoir piloter un paramètre indépendant supplémentaire: la rigidité initiale K_b de l'interface (i.e. sa rigidité avant l'amorçage du délaminage) via le paramètre δ_1 correspondant au déplacement relatif pour lequel la contrainte maximale τ_f est atteinte.

Les paramètres précédents sont liés par l'équation (3.1).

$$G_f = \frac{\tau_f \delta_f}{2} = \frac{K_b \delta_1 \delta_f}{2} \quad (3.1)$$

Cette relation permet de définir le paramètre δ_f correspondant au déplacement relatif pour lequel la contrainte est nulle et l'interface rompu. La **Figure 3-1** présente le comportement interfacial décrit par le modèle de Crisfield.

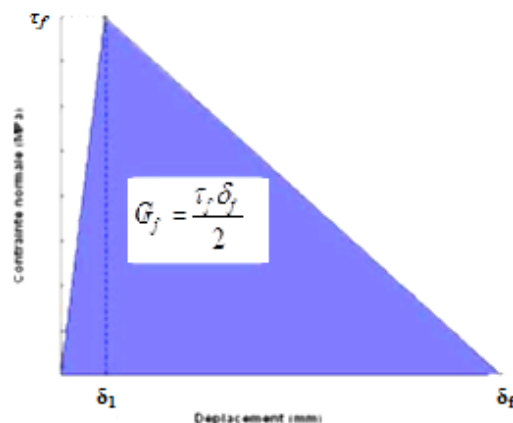


Figure 3-1 : Description de la loi bilinéaire de Crisfield.

Le comportement mécanique de l'interface est décrit par des relations entre les déplacements normaux et tangentiels $[u_n, u_t]$ entre deux nœuds initialement superposés et les efforts normaux et tangentiels associés $[T_n, T_t]$ comme le montre la figure ci-dessous (**Figure 3-2**). Le couplage des différents comportements (normal et tangentiels) s'effectue via une variable d'endommagement λ .

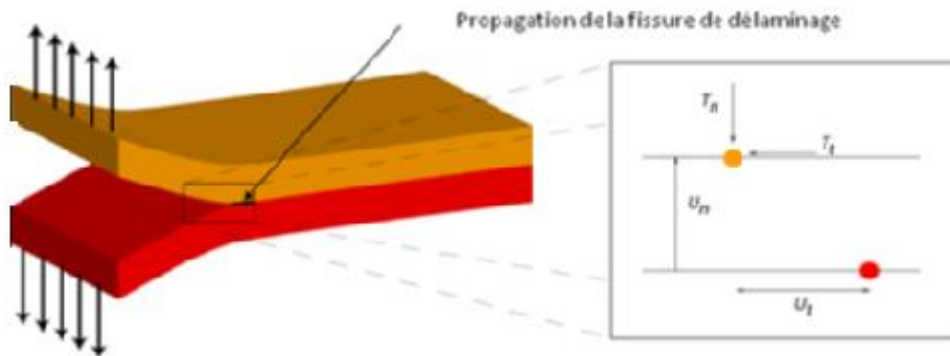


Figure 3-2 : Propagation d'une fissure lors d'un essai DCB et sa représentation locale par une loi d'interface.

Le comportement de l'interface pour la loi de Crisfield est décrit par les **équations (3.2)** [ALF_01], tandis que la variable d'endommagement permettant le couplage du comportement normal et tangential est exprimée par l'**équation (3.3)**.

$$T_n = \tau_f \frac{U_n}{\delta_1^n} (1 - \lambda) \text{ si } u_n > 0$$

$$T_n = \alpha_c \tau_f \frac{U_n}{\delta_1^n} \text{ si } u_n < 0 \quad (3.2)$$

$$T_t = \alpha \tau_f \frac{U_t}{\delta_1^t} (1 - \lambda)$$

$$\lambda = \frac{\delta_f}{\delta_f - \delta_1^n} \frac{\sqrt{\left(\frac{u_n}{\delta_1^n}\right)^2 + \left(\frac{u_t}{\delta_1^t}\right)^2} - 1}{\sqrt{\left(\frac{u_n}{\delta_1^n}\right)^2 + \left(\frac{u_t}{\delta_1^t}\right)^2}} \text{ avec } \lambda > 0 \quad (3.3)$$

La présentation de la loi de Crisfield permet de mettre en évidence que l'endommagement de l'interface dépend fortement des paramètres G_f , δ_1 , δ_f et τ_f (en comportement normal). Il semble donc important de comprendre l'influence de ces paramètres sur le comportement global.

III.2.1-Identification des paramètres (MZC)

Afin de déterminer les ténacités d'une interface, une procédure utilisant différents essais classiques de la rupture est généralement utilisée. Un essai **DCB** (Double Cantilever Beam) est exploité pour identifier le taux de restitution d'énergie critique en mode I illustré sur **Figure 3-3**.

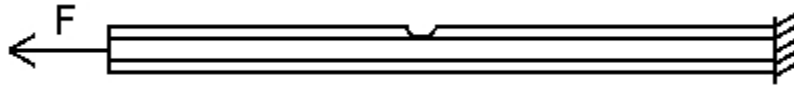


Figure 3-3: Essai de traction sur plaque entaillée.

Tandis qu'un essai **ENF** (End-Notched Flexure) est utilisé pour le mode II. Afin de caractériser la propagation du délaminage en mode mixte, plusieurs essais peuvent être retrouvés dans la littérature. Parmi eux, l'essai **MMB** (Mixed-Mode Bending) est le plus utilisé car il permet d'étudier différentes mixités de mode (comprises entre le mode I et le mode II).

Grâce à l'ensemble de ces essais, un critère de propagation peut être identifié. Cependant, compte-tenu de la dispersion des résultats expérimentaux, il est souvent difficile de choisir le modèle le plus adapté et de l'identifier avec précision.

Dans le but de décrire le délaminage dans les stratifiés carbone/époxy, l'essai DCB sera développé. Grâce au développement récent d'un essai de traction sur plaque entaillée [HUC_08] illustré sur la **Figure 3-3**.

Le principe de cet essai repose sur la particularité des matériaux composites à induire un couplage traction/flexion lorsque le stratifié perd sa symétrie d'empilement. A l'origine cet essai avait pour objectif de faire propager un délaminage en présence d'endommagement dans les plis.

Cet essai présente plusieurs avantages :

- tout d'abord, il possède la capacité de décrire une mixité de mode évolutive. En un seul essai et avec une propagation stable de la fissure, la partition de mode évolue entre 60% et 48% de mode II (pour un stratifié de 100 mm de longueur, 2,08 mm d'épaisseur et entaillée en son centre de 10 mm).

- ensuite, la dispersion des résultats est réduite car l'essai permet de tester différentes mixités de mode sur le même matériau et avec la même interface.

- enfin, il permet de coupler les endommagements inter et intra-laminaires, prenant ainsi en compte l'influence des fissures transverses et des micro-délaminages sur la propagation des délaminages.

L'utilisation de ce type d'essai devrait nous permettre d'identifier un critère de propagation plus adéquat que ceux couramment utilisés.

La stratégie repose sur la définition d'une zone d'intérêt (c'est-à-dire le lieu d'amorçage du délaminage), afin de décrire au mieux les champs de contrainte hors plan responsable de l'amorçage et de la propagation du délaminage.

Cette essai nous permet d'établir la courbe $[\mu_n, T_n]$ représentée dans la **Figure 3-4**.

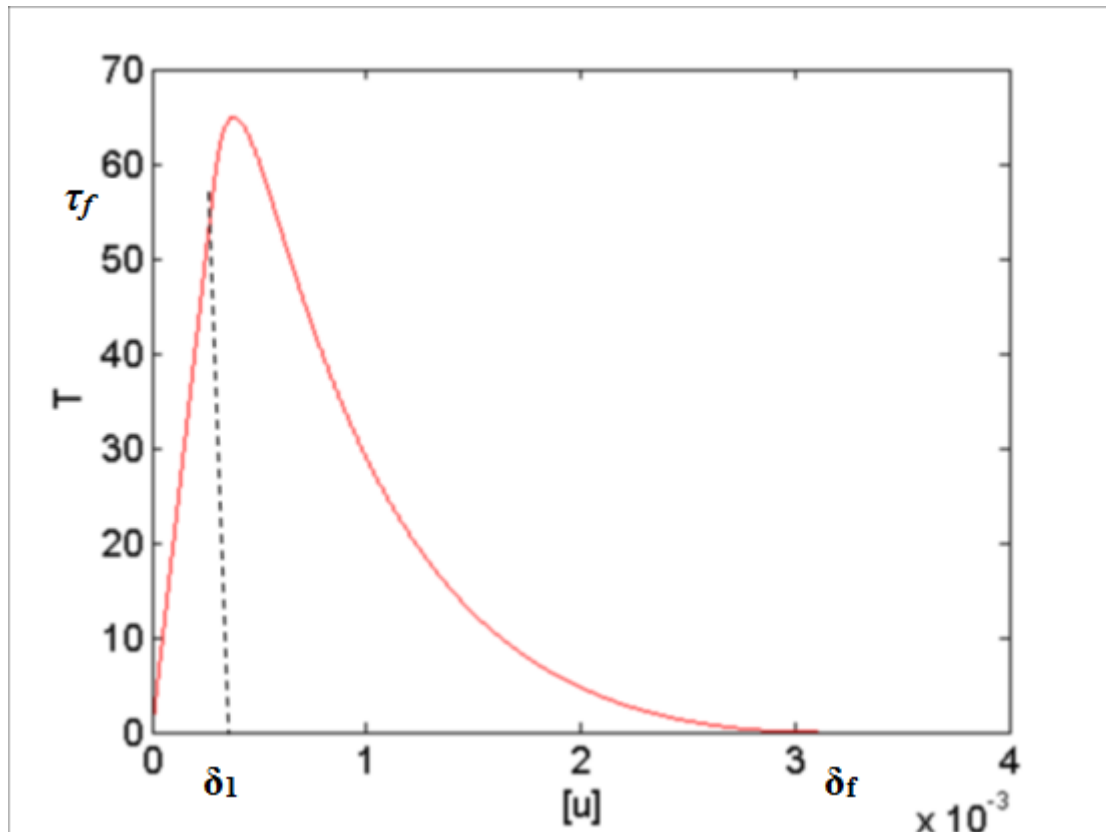


Figure 3-4 : Représentation de l'évolution de l'effort cohésif T en fonction du saut de déplacement $[u]$ du modèle de zone cohésive.

III.3-MODELISATION DU RENFORCEMENT DES POUTRES PAR COMPOSITE

Hadjazi [HAD_12] considère une poutre en béton renforcée par une plaque de FRP soumise à des charges avec une fissure de flexion à mi-portée (**Figure 3-5**). La géométrie de la section transversale de la poutre renforcée est semblable à celle proposés par Roberts et Haji-Kazemi [ROB_89], Smith et Teng [SMI_01] et Wang [WAN_06; 08]. La poutre en béton et la plaque de FRP sont modélisés comme des poutres élastiques linéaires simples. Les indices 1 et 2 désignent la poutre en béton et la plaque de FRP, respectivement. Utilisant les bases d'élasticité, les forces axiales N_i et moments de flexion M_i pour ces deux faisceaux ($i = 1, 2$), on a :

$$\begin{aligned}
 N_i &= E_i A_i \frac{du_i}{dx} \\
 M_i &= -E_i I_i \frac{d^2 w_i}{dx^2}
 \end{aligned}
 \tag{3.4}$$

Où u_i et w_i sont les déplacements axiaux et verticaux du faisceau ($i = 1, 2$), respectivement. E_i , $A_i = b_i h_i$ et I_i sont le module de Young, la section et le moment d'inertie des adhérents ($i = 1, 2$), respectivement.

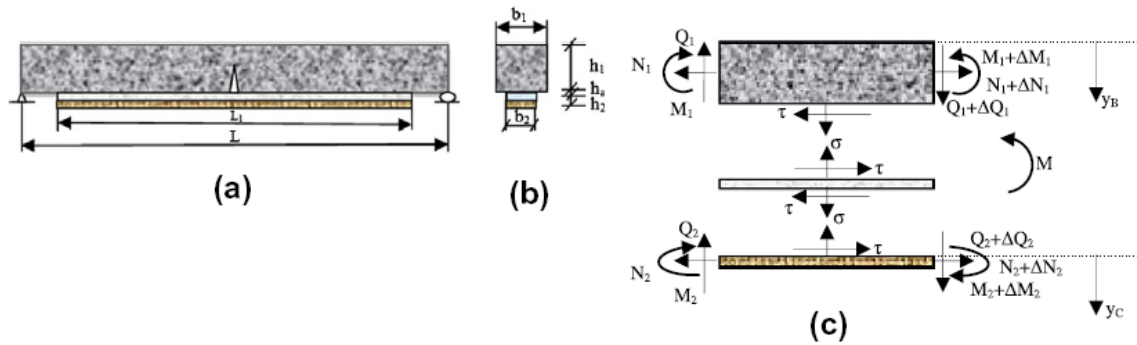


Figure 3-5: les contraintes interfaciales d'une poutre en béton renforcée par FRP avec une fissure à mi-portée [HAD_12].

La discontinuité des déplacements causés par la fissure à la flexion peut être classiquement modélisée comme un ressort de rotation avec une épaisseur infinitésimale à l'endroit de fissure (**Figure 3-5 (a)**). La rigidité en rotation du ressort est déterminée par le principe mécanique de la rupture et donné en (Paipetis et Dimarogonas, [PAI_86]):

$$K_r = E_1 I_1 c(a, h_1) \quad (3.5)$$

Où h_1 et a sont l'épaisseur de la poutre, la profondeur de la fissure, respectivement; $(E_1 I_1)$ est la rigidité à la flexion de la poutre en béton à l'endroit de la fissure, et $c(a, h_1)$ est un coefficient déterminé par la géométrie de la fissure. Pour un $a/h_1 < 0,6$, $c(a, h_1)$ est déjà donnée par Paipetis et Wang [PAI_86; WAN_06]. Considérant une organisation typique infinitésimale isolée de la poutre en béton renforcée comme dans la **Figure 3-5 (c)**, l'équation d'équilibre suivante est établie:

$$M = M_1 + M_2 + N_2(Y_1 + Y_2 + h_a) \quad (3.6)$$

Où N_i et M_i sont la force axiale horizontale et le moment fléchissant, respectivement; τ est la contrainte de cisaillement d'interface; M est le moment total appliqué et Y_1 et Y_2 sont les distances à partir du bas de l'adhérent 1 et du sommet de l'adhérent 2 à leurs centres de gravité respectifs. Pour plus de commodité, nous définissons que toutes les forces résultant appliqué (moment du couple) agissent sur l'axe neutre de la poutre en béton ou la plaque de FRP.

Pour l'interface FRP-béton, les résultats expérimentaux disponibles ont montré que la relation contrainte-déformation est non linéaire (Attari et al. [ATT_10], Dai et al. [DAI_05]). La déformation au niveau de l'interface peut être exprimée selon la littérature par un déplacement, puisque le déplacement relatif (glissement) entre la plaque FRP et la poutre en béton induit une déformation. En considérant la relation non linéaire contrainte-déplacement, il est possible de modéliser le processus de décollement de l'ensemble d'interface FRP-béton [WAN_06;08]. Par conséquent, en utilisant le modèle de zone cohésive (CZM) loi dans le modèle analytique, le processus de décollement est essentiellement abordé à travers une méthode mécanique de la rupture non linéaire.

La CZM prend le comportement de la zone de traitement de fracture en considération et fournit un moyen d'examiner le problème intérieur de la compréhension, la caractérisation et la modélisation des processus de dissipation d'énergie de l'adhérent FRP à travers le décollement de l'interface [CHE_09]. Pour Hadjazi [HAD_12], une loi de type triangulaire cohésive (bilinéaire contrainte-déplacement) est montrée dans la **Figure 3-6** qui peut être une bonne approximation de cette relation non linéaire.

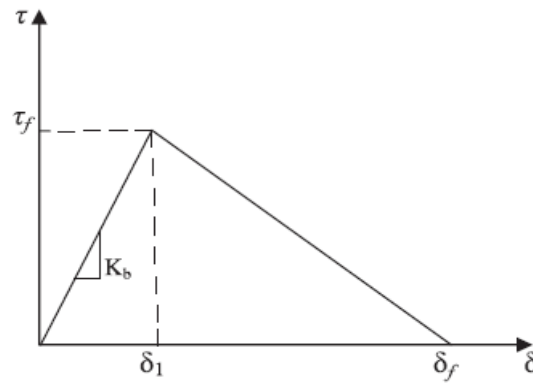


Figure 3-6: Modèle bilinéaire à l'interface en cisaillement.

Dans ce modèle, trois zones sont distinguées:

$$\tau = \begin{cases} \frac{\tau_f}{\delta_1} \delta & 0 \leq \delta \leq \delta_1 & \text{Zone élastique} \\ \frac{\tau_f}{\delta_f - \delta_1} (\delta_f - \delta) & \delta_1 \leq \delta \leq \delta_f & \text{Zone plastique} \\ 0 & \delta > \delta_f & \text{Zone de séparation} \end{cases} \quad (3.7)$$

Où δ est le déplacement le long de l'interface; τ_f est la contrainte au cisaillement de l'interface; δ_f est le bordereau de la séparation, et $K_b = \tau_f / \delta_1$ est la rigidité initiale élastique de l'interface FRP-béton.

L'aire sous la courbe contrainte-déplacement est l'énergie de rupture G_f qui est utilisé pour définir les déplacements relative final correspondant à la fin du décollement complet, et peut être calculée par:

$$G_f = \int_0^{\delta_f} \tau d \delta \quad (3.8)$$

La séparation de l'interface dans les directions de cisaillement sont donnés par:

$$\delta = u_1 - Y_1 \frac{\partial w_1}{\partial x} - u_2 - Y_2 \frac{\partial w_2}{\partial x} \quad (3.9)$$

Sous une charge externe, la contrainte de cisaillement se développe le long de l'interface FRP-béton. Selon le stade de la **Figure 3-6** on distingue trois étapes.

1. Si la charge appliquée est faible et la contrainte maximale τ interfaciale est inférieure à τ_f et par conséquent, l'interface est dans sa phase élastique.
2. Avec l'augmentation de la charge, le déplacement à l'endroit de la fissure à la flexion devient supérieur à δ_1 et l'interface FRP-béton commence à ramollir linéairement avec le bordereau. C'est une étape élastique-plastique dans laquelle deux régions distinctes apparaissent le long de l'interface.
3. Enfin, si le déplacement à l'emplacement de la fissure est supérieure à δ_f (déplacement de séparation), la contrainte de cisaillement est réduite à zéro et le décollement initie se développe le long de l'interface FRP-béton [WAN_06].

En utilisant le modèle de zone cohésive, le comportement de l'interface de la poutre en béton renforcées par FRP ce fait en trois zones citées ci-dessous:

III.3.1-Zone élastiquelinéaire

À ce stade, il est raisonnable de supposer que les contraintes de cisaillement, qui se développent dans la colle, sont continues à travers l'interface adhésive adhérente. De plus, l'équilibre exige que la contrainte de cisaillement soit de zéro à la surface libre. En utilisant la même méthodologie développée par Tsai et al. [TSA_98] et Tounsi [TOU_06], cet effet est pris en compte.

Notez qu'en raison de l'adhésion parfaite des articulations, les déplacements sont continus à l'interface entre l'adhésif et les adhérents. En conséquence le déplacement d'adhésif à l'interface entre l'adhérent inférieure doit être le même que le déplacement supérieure adhérent à l'interface.

Notez que d'une hypothèse couramment utilisée dans la littérature (Smith et Teng [SMI_01]; Rasheed et Pervaiz, [RAS_02]), qui stipule que la plaque de fibre de verre et la poutre en béton ont la même courbure.

Dans la région linéairement élastique ($\delta \leq \delta_I$) l'équation régissant la contrainte de cisaillement le long de l'interface du FRP et le béton:

$$\tau = A e^{-\lambda_1 x} + B e^{\lambda_1 x} + \tau_c \quad (3.10)$$

τ_c est la solution particulière.

Où :

$$\lambda_1 = C_\lambda \sqrt{K_I} \quad (3.11)$$

$$\tau_c = C_\tau M' \quad (3.12)$$

$$C_\lambda = \sqrt{b_2 \left(\frac{1}{E_1 I_1} + \frac{1}{E_2 I_2} + \frac{(Y_1 + Y_2 + h_a)(Y_1 + Y_2)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right)} \quad (3.13)$$

$$C_\tau = \frac{Y_1 + Y_2}{(E_1 I_1 + E_2 I_2) C_\lambda^2} \quad (3.14)$$

Notant que le déplacement $\delta = \delta_I$ à la position $x=0$ de la fissure est déjà donné par Wang [WAN_06]:

$$\delta|_{x=0} = \delta_1 = \frac{Y_1}{2K_r} M_1|_{x=0} \quad (3.15)$$

Afin de déterminer un état, un déplacement aux limites en $x = 0$, la valeur maximale de la charge P_E appliquée à la poutre sans causer d'adoucissement de l'interface FRP-béton est donnée par Hadjazi [HAD_12]:

$$P_E = \frac{\left(1 + \frac{\tau_f}{\delta_1} \frac{Y_1}{2K_r} \left(\frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2}\right) (Y_1 + Y_2 + h_a) \frac{b_2}{\lambda_1}\right)}{\frac{1}{\delta_1} \frac{Y_1}{2K_r} \left(\frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2}\right) \left(\frac{L}{4} - b_2 (Y_1 + Y_2 + h_a) C_\tau \left(\frac{1}{2\lambda_1} - \frac{L}{4}\right)\right)} \tau_f \quad (3.16)$$

III.3.2-Zone plastiqueélastique

Si la charge est augmentée après avoir atteint la limite d'élasticité, une partie de l'interface tourne à ramollir avec le bordereau et les deux régions le long de l'interface sont formées.

- a. Dans la région linéairement élastique ($\delta \leq \delta_I$) la solution de la contrainte de cisaillement a la même forme, avec la même condition de $B_0 = 0$.

$$\tau = A_0 e^{-\lambda_1(x-a_1)} + \tau_c \quad (3.17)$$

Et le glissement δ le long de l'interface est :

$$\delta = \frac{\delta_1}{\tau_f} (A_0 e^{-\lambda_1(x-a_1)} + \tau_c) \quad (3.18)$$

Si un a_1 est la taille de la zone d'adoucissement et le coefficient A_0 est déterminée par la condition limite:

$$\tau \Big|_{x=a_1} = \tau_f \quad (3.19)$$

- b. Dans la région plastique ($\delta_I \leq \delta \leq \delta_f$), la seconde expression de la relation contrainte-déplacement et l'équation (3.9) devient :

$$\tau = C \cos(\lambda_2(x - a_1)) + D \sin(\lambda_2(x - a_1)) + \tau_c \quad (3.20)$$

Et le déplacement δ le long de l'interface est :

$$\delta = \delta_f - \frac{\delta_f - \delta_1}{\tau_f} (C \cos(\lambda_2(x - a_1)) + D \sin(\lambda_2(x - a_1)) + \tau_c) \quad (3.21)$$

Où:

$$\lambda_2 = C_\lambda \sqrt{K_{II}} \quad (3.22)$$

C et D sont deux coefficients déterminés par les conditions continues en $x = a_1$.

$$\tau \Big|_{x=a_1^-} = \tau_f, \quad \frac{d\tau}{dx} \Big|_{x=a_1^-} = -\frac{\delta_f - \delta_1}{\delta_f - \delta_1} \frac{d\tau}{dx} \Big|_{x=a_1^+} \quad (3.23)$$

Lorsque $P > P_E$ l'interface béton-FRP entre dans la phase élastique-plastique. Cette étape s'achève lorsque le décollement complet commence à s'initier. La charge P correspondant à ce point est appelée charge ultime de P_u et peut être déterminée par Hadjazi [HAD_12]:

$$P_u = \frac{-2(\cos(\lambda_2 a_u) - \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \sin(\lambda_2 a_u))}{C_\tau (\cos(\lambda_2 a_u) - \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \sin(\lambda_2 a_u) - 1)} \tau_f \quad (3.24)$$

La taille maximale d'adoucir la zone a_u pour la charge ultime P_u peut être déterminée par [HAD_12]:

$$a_{\max} = a_u = \frac{1}{\lambda_2} \arctan\left(\frac{\lambda_1}{\lambda_2}\right) \quad (3.25)$$

III.3.3-Zonede séparation plastique élastique

Dans cette zone, les trois étapes, élastique, plastique et séparation sont considérés. Pour chaque étape, la contrainte de cisaillement est donnée par Hadjazi [HAD_12]:

- Étape élastique ($x < d+a$)

$$\tau = A_1 e^{-\lambda_1(x-d-a_u)} + \tau_c \quad (3.26)$$

- Étape plastique ($d < x \leq d+a$)

$$\tau = C \cos(\lambda_2(x-d-a_u)) + D \sin(\lambda_2(x-d-a_u)) + \tau_c \quad (3.27)$$

- Étape de séparation ($x \leq d$)

$$\tau = 0 \quad (3.28)$$

La taille de la zone de décollement d , peut être déterminée comme [HAD_12]:

$$\begin{aligned} \delta_f &= \delta_{x=0} + \int_0^d \left(-\frac{N_1}{E_1 A_1} - \frac{N_2}{E_2 A_2} + \frac{Y_1 + Y_2}{(E_1 I_1 + E_2 I_2)} (M - (Y_1 + Y_2) N_2) \right) dx \\ \delta_f &= \delta_{x=0} - \left(\frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} + \frac{(Y_1 + Y_2)(Y_1 + Y_2 + h_a)}{(E_1 I_1 + E_2 I_2)} \right) N_2 d + \frac{(Y_1 + Y_2)}{(E_1 I_1 + E_2 I_2)} \int_0^d M dx - \\ &- \int_0^d \left(\frac{Y_1}{2G_1} + \frac{5Y_2}{6G_2} \right) \frac{d\tau(x)}{dx} dx \end{aligned} \quad (3.29)$$

III.4- COMPORTEMENTS DE L'INTERFACE

Les polymères renforcés de fibres (FRP), en raison de leurs avantages, comme le haut rapport résistance-poids et la résistance à la corrosion sont considérable, à l'inverse des barres d'acier et des plaques conventionnelles, ils sont largement appliqués au renforcement et à la

modernisation de structure saine ou endommagé en béton. Les applications existantes de renforcement en FRP dans les bâtiments, les ponts et les tunnels ont démontré que la technique de collage FRP est remarquablement efficace. En raison du fait que le renforcement structurel est réalisé par le transfert des contraintes interfaciales des feuilles à la matrice FRP-béton à travers la couche d'adhésif, dans les dernières années, de nombreux efforts ont été faits pour étudier la mécanique de la Rupture interfaciale collage / décollage et leurs comportements.

Taljsten [TAL_96] développe une théorie dérivée d'une équation linéaire qui calcule la capacité de charge de FRP collé au prisme de béton sous chargement de traction uniaxiale. La charge maximale, également la charge ultime, peut être exprimée comme une fonction de l'énergie interfaciale de fracture G_{f}^{II} , le module de Young et l'épaisseur des feuilles de FRP. Plus des modèles de liaison béton/FRP étaient fait par Yuan et al. [YUA_01] et Nishida et al. [NIS_99], dans lequel plusieurs types de contrainte de cisaillement non linéaire par rapport au déplacement relatif (τ - δ_t) ont été proposés et les distributions correspondantes des contraintes de cisaillement le long de l'interface de collage ont été quantifié.

Chajes et al. [CHA_96] ont étudié expérimentalement le lien de la force et son transfert au composite adhérent au béton par un test unique au cisaillement.

Yoshizawa et al. [YOS_00] et Wu et al. [WU_01] réalisent des essais de cisaillement du FRP collé au béton pour identifier l'énergie interfaciale de rupture G_{f}^{II} et le τ - δ_t et leur relation directe et indirecte par plusieurs approches, comme l'utilisation de la distribution des déformations mesurées le long de la FRP interface de collage.

Une analyse par éléments finis de propagation de décollement interfacial a été réalisée par Yin et Wu [YIN_99], dans lequel les effets de la résistance interfaciale et la relation τ - δ_t sur la distribution des contraintes de cisaillement le long de l'interface d'obligations ont été discutées.

Dans le cas de structures renforcées de FRP en flexion et en cisaillement, Saadat manesh et Ehsani [SAA_90] ont réalisé une étude paramétrique pour examiner l'effet des différentes propriétés des matériaux de conception et de quantifier la force de FRP pour le renforcement des poutres. Sato et al. [SAT_96] ont proposé une méthode d'évaluation de la capacité du cisaillement des barres d'armature et des feuilles de FRP.

Wu et al. [WU_00] ont développé une méthodologie pour prédire la charge de rupture de décollement et l'influence de la distance sur la fissure du béton en flexion interfaciale et la distribution des contraintes de cisaillement dans des poutres basée sur la théorie des poutres élastiques linéaires. Afin d'étudier l'effet de renforcement en flexion des feuilles de FRP, une série de tests ont été effectués par Wu et al. [WU_98], à partir de laquelle le comportement de structure renforcée de FRP avec différente force de béton, tel que les conditions d'adhérence interfaciale et le nombre de feuilles de FRP collés ont été étudiés.

Différents types de modes de défaillance, tels que décohésion interfaciale et rupture des feuilles de FRP ont été observées.

Yin et al. [YIN_01] décrivent le processus de transfert de contrainte FRP-béton d'une manière mécanique, et en outre vérifient, par la simulation des éléments finis, la liaison interfaciale qui affecte la répartition des contraintes dans le béton qui pourraient entraîner des fissures concrètes de flexion.

III.4.1- Observations expérimentales

L'étude menée par Wu et al. [WU_98] est fondée sur les travaux expérimentaux de poutres en béton renforcées de FRP. Les échantillons de béton de dimension de 900x150x100 mm est soumis à une charge trois points. Une feuille de FRP 700 à 100 mm est collée sur l'extérieur de la surface inférieure de la poutre par colle époxy, comme le montre la **Figure 3-7**.

D'après les observations expérimentales, il existe deux modes de défaillance finales typiques, le décollement macroscopique du FRP du béton d'interface et la rupture des feuilles de FRP. Le décollement macroscopique d'interface a également trois types de comportements de fracturation.

Le premier type de décollement, tel que présenté dans la **Figure 3-8(a)**, qui se passe à l'intérieur de la couche de colle époxy, ce qui est principalement dû à liaison faible ou imparfaite.

L'autre forme de décollement est due à une première fissure microdiagonale qui se propage dans le béton interfacial est conduit à la délamination des feuilles de FRP, voir **Figure 3-8(b)**. Dans ce cas, il est supposé que la force de liaison de la couche d'adhésif est relativement élevée.

Dans ces deux cas, une seule fissure dominante de flexion se produit localement à mi-portée à partir de laquelle le décollement initie se propage, peu importe si le décollement interfacial qui se passe à l'intérieur de la couche d'adhésif ou à travers le béton interfacial.

Le troisième type de dissociation est schématiquement représenté sur la **Figure 3-8(c)**, dans lequel un cisaillement secondaire diagonal se produit à côté de la première fissure dans le béton à mi-portée. Ensuite, le décollement commence à se propager à partir de la racine de la secondaire fissure de cisaillement ou de flexion.

D'autre part, pour la rupture du FRP, il ya aussi deux représentations de comportements de fissuration: (1) une fissure dominante à la flexion à mi-portée avec quelques fissures microdiagonales à proximité, comme représentée sur la **Figure 3-8(d)**, et (2) plusieurs fissures de flexion réparties le long de l'interface de collage, comme le montre la **Figure 3-8(e)**.

Dans la plupart des cas, la rupture se produit dans le renfort FRP à mi-portée. La capacité de charge du décollement est apparemment plus élevée que la capacité de rupture du FRP.

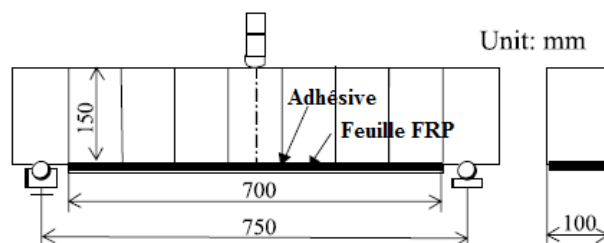


Figure 3-7 : Dimension des échantillons et dispositif d'essai.

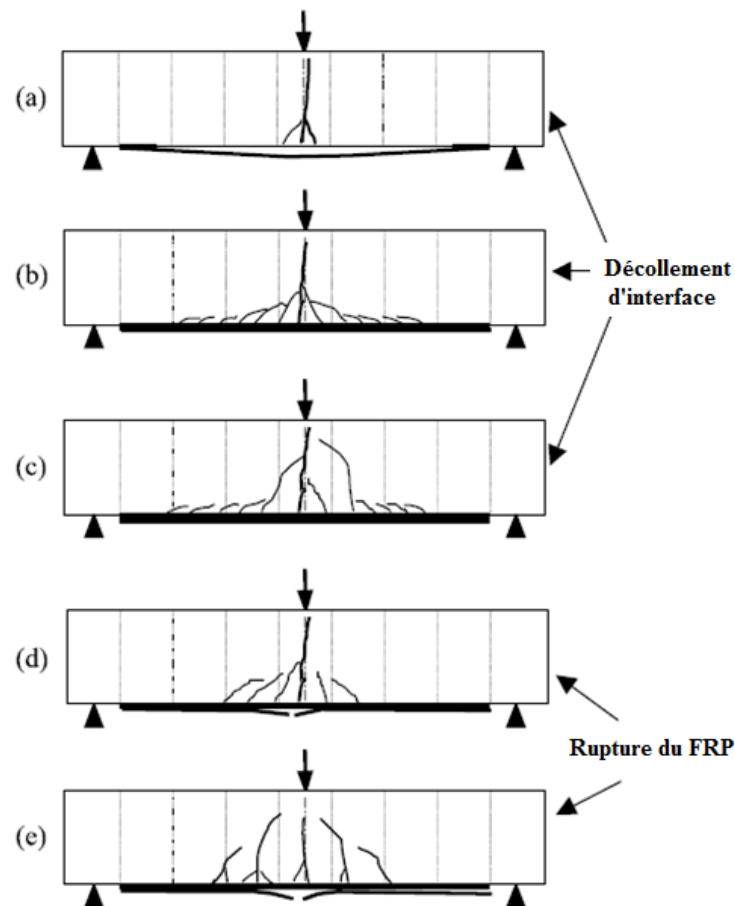


Figure 3-8 : Fissuration des comportements et des modes de défaillance finales.

III.4.2- Modèles analytiques de fissuration

A partir des observations expérimentales, les structures en béton renforcées de FRP exposées dans ce qui suit, on note trois comportements de fissuration et modes de défaillance: (1) la fissuration dans la matrice béton, y compris le décollement à travers la couche de béton interfacial, (2) décollement interfacial dans la couche adhésive même, et (3) la rupture des feuilles de FRP. Par conséquent, les modèles de fracture adéquates doivent être adoptés et décrits comme suit.

III.4.2.1- Les fissures dans le béton

Mode I de fissuration est le comportement le plus commun dans le béton. Ce mode de diffusion de fissuration est considéré comme une approche de calcul pratique, qui a été mis en œuvre dans de nombreux codes d'éléments finis, à simuler le comportement en fissuration du béton. Ici, la modélisation du comportement est décrite comme une relation matricielle entre l'accroissement des contraintes et la fatigue en coordonnées induite localement au niveau du plan de la fissure,

$$D^{cr} = \begin{bmatrix} D_n & 0 \\ 0 & \beta G \end{bmatrix} \quad (3.30)$$

Où D_n représente le module de traction d'adoucissement entre l'accroissement de la fissuration sous contrainte normale Δs^{ck} , et la contrainte normale de fissure Δe^{ck} (Voir figure 3-9), G est le module d'élasticité de cisaillement et β est un facteur de rétention de cisaillement. Bien que

plusieurs modes de représentation des courbes contrainte-déformation de fissures puissent être choisies, une courbe linéaire élastique simplifiée est apportée [ZHI_03]. Donc, D_n peut être simplement déterminée par la résistance du béton à la traction f_t , le mode I de l'énergie de fracture G_f^I et h largeur de fissure de la bande. Pour le processus de déchargement et le rechargement, un point d'origine est sécant diagonal est adopté, comme représenté sur la **Figure 3-9**.

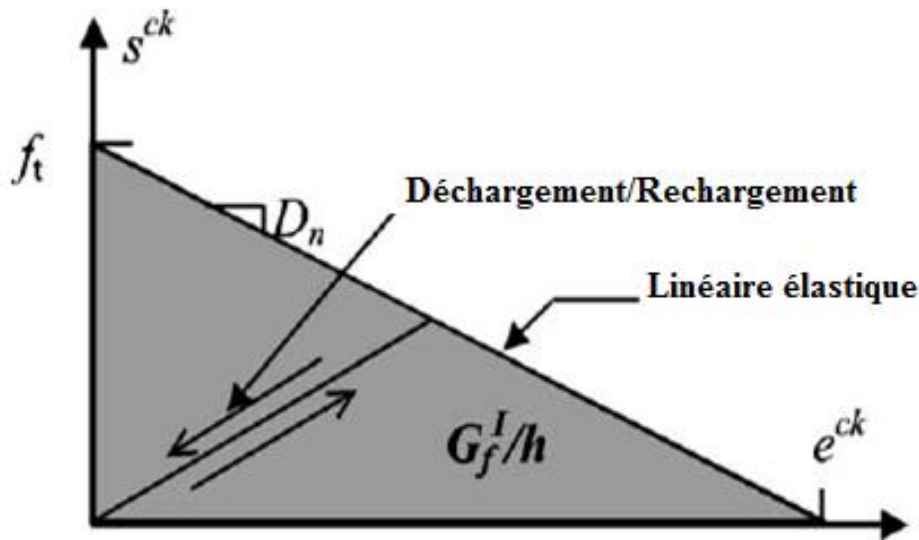


Figure 3-9 : Relation contrainte normale / contrainte normale de fissure [ZHI_03].

III.4.2.2-La fissure interfaciale dans la couche adhésive

Le décollement le long de FRP et le béton d'interface est l'un des comportements les plus importants de fracturation FRP renforcement des structures en béton. Cependant, deux types de décollement différents ont été trouvés dans les expériences, qui aboutissent à la délamination de feuilles de FRP du béton. Le premier type de décollement qui se passe dans la couche adhésive, dont on peut supposer que le mode II de décollement est dû à la contrainte de cisaillement dans la couche adhésive mince qui est beaucoup plus dominante que la contrainte normale. L'autre type est représenté par des fissures microdiagonales du béton au voisinage de l'interface. Ici, un modèle fictif de fissuration d'interface, comme représenté sur la **Figure 3-10(a)**, décrit la propagation de décollement au sein de la couche adhésive. La mécanique du comportement de la couche adhésive peut être exprimée comme un rapport de contrainte de cisaillement locale τ , par rapport au déplacement δ entre les feuilles de FRP et la matrice de béton. Diverses relations τ - δ ont été proposées pour modéliser le comportement de liaison d'interface. Par rapport au résultat expérimental donné par Yoshizawa et al. [YOS_00], une relation τ - δ bilinéaire croissante plastique, comme le montre la **Figure 3-10(b)**, est considérée comme simple et raisonnable et est adoptée. La résistance de la liaison locale, K_b , est la raideur interfaciale avant que la contrainte de cisaillement est supérieure à τ_f . Par la suite, la contrainte de cisaillement suit une plasticité linéaire jusqu'à ce qu'elle soit nulle. L'aire sous la courbe τ - δ_f présente la fracture interfaciale d'énergie G_f^{II} , qui est défini comme la consommation d'énergie nécessaire pour le décollement complet de la zone de collage. Le comportement de déchargement / rechargement en section de ramollissement suit une courbe sécante de retour à l'origine.

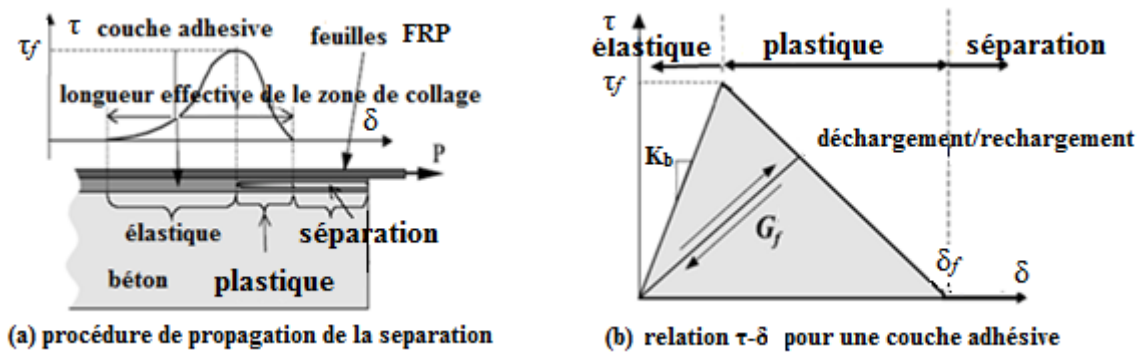


Figure 3-10 : Séparation interfaciale à l'intérieur de la couche adhésive [WU_03].

III.4.2.3- La rupture de feuilles FRP

Les caractéristiques mécaniques des feuilles de FRP sont relativement simples. Ils ne peuvent pas effectuer de compression, et sont maintenus de façon linéaire élastique jusqu'à ce que la résistance à la traction soit dépassée. Par conséquent, la relation contrainte-déformation des feuilles de FRP peut être suppose que [WU_03] :

$$\tau_{FRP} = \begin{cases} E_{FRP} \varepsilon_{FRP} & (0 < \varepsilon_{FRP} < f_{FRP} / E_{FRP}) \\ 0 & (\varepsilon_{FRP} < 0) \end{cases} \quad (3.31)$$

Dans laquelle f_{FRP} , E_{FRP} , σ_{FRP} et ε_{FRP} sont respectivement, la résistance à la traction, le module élastique, la contrainte de traction et la déformation de traction des Feuilles de FRP.

III.5-CONCLUSION

Afin de modéliser le délaminage dans des structures complexes, les modèles de zones cohésives semblent être l'approche la plus adaptée car ils permettent de décrire l'amorçage et la propagation de la fissure. Bien qu'il existe de nombreuses lois, aucune ne semble avoir tous les ingrédients pour étudier le délaminage dans un renfort en matériaux composite.

Le model de Hadjazi [HAD_12] est présenté pour traiter le comportement mécanique d'une poutre en béton fissurée et réparée par des feuilles FRP, soumise à la flexion trois points. En se servant du model de la zone cohésive, Hadjazi [HAD_12] décrit le comportement de la poutre dans ces trois phases : élastique, plastique et de séparation. La formulation mathématique du model a été développée et le comportement de l'interface détaillé.

PARTIE B

ETUDE EXPERIMENTALE

CHAPITRE IV

PROTOCOLE EXPERIMENTAL

IV.1-INTRODUCTION

Dans le but d'étudier le comportement des structures en béton réparées par les matériaux composites, des éprouvettes ont été considérées en s'inspirant des travaux d'autres auteurs : Kamada [KAM_00], Kuriger [KUR_04], Li [LI_06], Muller [MUL_03], Rabinovitch [RAB_03], Tounsi [TOU_06] et Hadjazi [HAD_12].

L'essai de flexion sous chargement statique a été retenu car les structures se trouvent la plupart du temps soumises à ce type de chargement, même si ces efforts sont souvent combinés avec des efforts de cisaillement et/ou de torsion. La flexion seule a été considérée afin de simplifier la phase expérimentale.

La première étape consiste à dimensionner les éprouvettes. Une recherche bibliographique sur les poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites (**Tableau 4-1**) a mis en évidence que des petites poutres sont utilisées pour étudier leur renforcement par des matériaux composites. Ces études utilisent des matériaux de construction avec des propriétés standardisées.

Références Bibliographiques	Dimensions (mm)			Matériaux de renforcement
	Largeur	Hauteur	Longueur	
Hedong N.	100	150	900	FRP
Zhishen W.	100	150	900	FRP
Toumi A.	100	100	500	FRP
Dubois et al [DUB-92]	125	125	1000	FRP
Wang J.	100	150	750	FRP
Hadjazi K.	100	150	750	FRP

Tableau 4-1 : Recherches sur des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites testées en flexion 3 points.

La deuxième étape est réservée au calcul des différents paramètres nécessaires aux essais.

La troisième étape se focaliser sur la capacité de la plaque à transférer les efforts axiaux à travers la résistance au décollement par la propagation de la fissure à l'interface entre le béton et la plaque composite et la taille de la fissuration dans l'élément, comme l'indique la **Figure 4-1**.

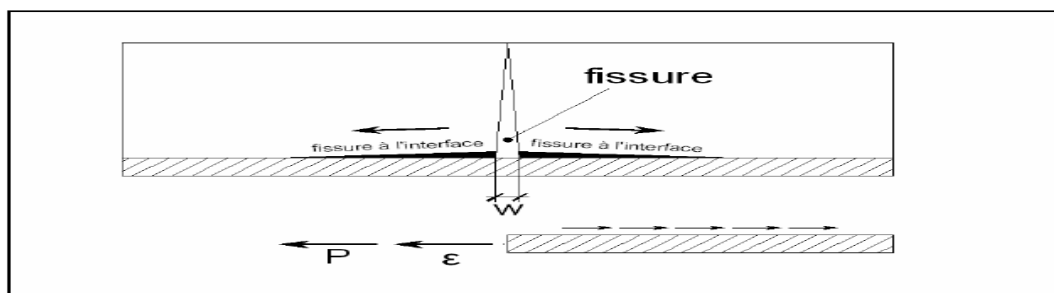


Figure 4-1 : La fissure verticale due à la flexion qui provoque le décollement à l'interface béton renfort.

Le comportement d'un élément de structure à l'état fissuré est relativement complexe. Les contraintes et les allongements relatifs varient considérablement le long de l'élément et ceci aussi bien pour les contraintes dans le béton, dans le renfort ou à leur interface. La capacité de la plaque à transférer les efforts axiaux est dominée par la résistance au décollement par propagation de la fissure à l'interface entre le béton et la plaque composite.

La plaque composite peut traverser une fissure due à la flexion ou à l'effort tranchant (**Figure 4-1**). L'élargissement de la fissure peut être provoqué par l'augmentation du moment fléchissant ou de l'effort tranchant.

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

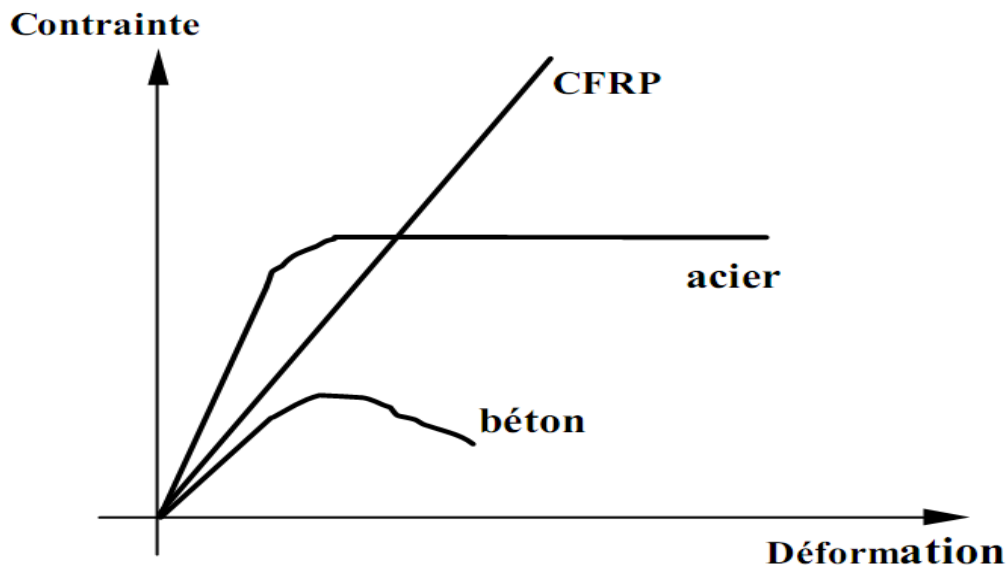


Figure 4-2 : Comparaison de comportement entre différents matériaux.

Le but de notre travail est de visualiser le transfert local de l'effort entre le béton et la plaque de renfort.

Dans ce contexte nous nous sommes focalisés dans notre étude sur les mécanismes de rupture qui sont liés avec le transfert local de l'effort et la rupture qui a lieu à l'interface béton matériau composite.

Sur un plan expérimental, notre approche consiste à observer l'évolution des déformations avec l'évolution de la charge appliquée à la structure dans des zones choisies à l'interface béton matériau composite. Etant donné que le joint adhésif a trois composants : le matériau composite, la couche adhésive et la zone de la structure en béton adjacente, nous devons suivre l'état local dans ces trois composants. En même temps les recherches existantes nous indiquent qu'une rupture peut être observée dans la couche adhésive.

Sur un plan théorique nous avons choisi aussi de suivre l'état local dans les différentes composantes de la structure composite. Nous définissons des lois de comportement local pour les différents matériaux : béton, adhésif et matériau composite [HAD_12].

A chaque matériau, un critère de rupture est associé. Nous avons ainsi un modèle dans lequel la seule variable est la valeur de la charge appliquée. Une telle approche nous permet d'avoir le mode de rupture comme résultat de notre analyse. Nous pouvons ainsi éviter de faire des hypothèses initiales pour choisir notre approche. Étant donné que certains modèles de comportement des matériaux que nous avons choisis sont basés sur des théories énergétiques, notre approche suppose une généralisation encore plus grande. La rupture globale, vue comme une séquence de ruptures locales, suit la trajectoire qui nécessite le minimum d'énergie.

IV.2- PROTOCOLE EXPERIMENTAL

Dans cette partie de chapitre, les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la structure renforcée étudiée sont présentées. Les lois de comportement mécanique du béton, du matériau composite et de l'adhésive ont été identifiées.

Cette partie expose l'ensemble des procédures de toute la phase expérimentale. Ainsi que la fabrication des éprouvettes en mortier et le mode de renfort par des plaques composites est détaillé. Les essais de traction ainsi que la flexion trois points sont présentés avec l'ensemble des réglages.

IV.2.1- Notation des éprouvettes

Il est important, dans un premier temps, de définir les notations utilisées pendant cette étude. Les éprouvettes testées ont été référencées par une notation qui comporte un ou plusieurs termes séparées par un tiret (**Tableau 4-2**).

<i>Essais</i>	<i>Notations des éprouvettes</i>	<i>1^{er} terme</i>	<i>2^{ème} terme</i>	<i>3^{ème} terme</i>
Preliminaire	EP-1-1 EP-1-2 EP-1-3	EP# : éprouvette Saine	Groupe de fabrication	Numéro de fabrication
	EF-3-1 EF-3-2 EF-3-3	EF# : éprouvette pré- fissurée	Groupe de fabrication	Niveau de pré- fissuration en (mm).
Caractérisation	ES-1 ES-2 ES-3 ES-4 ES-5 ES-6 ES-7 ES-8	ES# : éprouvette saine	Numéro de fabrication	
	EPF(20)-1 EPF(40)-1 EPF(60)-1	EPF# : éprouvette pré- fissurée	() : Niveau de pré- fissuration en (mm).	Groupe de fabrication

Tableau 4-2 : Notations des éprouvettes.

IV.2.2- Epreuves

Nous avons décidé de fabriquer des éprouvettes de dimensions possédant une section transversale de 100 x 100 mm avec un rapport de longueur/hauteur (L/d) égales à 4 ($L=4d=400\text{ mm}$), une longueur de 400 mm comme indiqué sur la **Figure 4-3**.

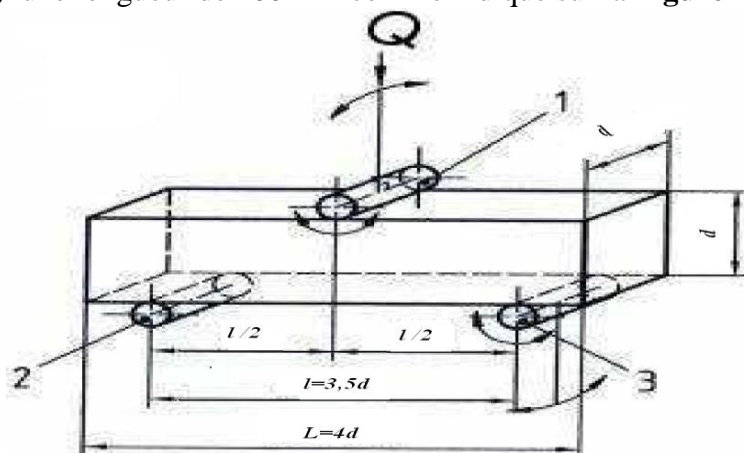


Figure 4-3 : Schéma de chargement

Charge centrée en un point : Flexion 3 Points –(F3P) [NF5_01].

Un groupe préliminaire des éprouvettes saines (non fissurées) en mortier a été fabriquées. Après un deuxième groupe des éprouvettes en mortier a été réalisé avec des pré-fissurations différentes. Les pré-fissurations sont réparties de la manière suivante :

- des éprouvettes pré-fissurées de 20 mm,
- des éprouvettes pré-fissurées de 40 mm,
- des éprouvettes pré-fissurées de 60 mm.

Toutes les éprouvettes ont les mêmes dimensions : 400x100x100mm.

Les détails dimensionnels des spécimens sont présentés dans le **Tableau 4-3**.

Epreuves	Caractéristiques	Poids (Kg)	Réparation	Matériaux de Réparation
EP-1-1	saine	9,29	50x300	Sika CarboDur S512/80
EP-1-2	saine	9,35	10x300	Sika CarboDur S512/80
EP-1-3	saine	9,42	25x300	Sika CarboDur S512/80
EF-3-1	pré-fissurées (20)	8,63	50x300	Sika CarboDur S512/80
EF-3-2	pré-fissurées (40)	8,54	50x300	Sika CarboDur S512/80
EF-3-3	pré-fissurées (60)	8,51	50x300	Sika CarboDur S512/80
ES-1	saine	8,90	25x300	Sika CarboDur S512/80
ES-2	saine	8,82		
ES-3	saine	8,76		
ES-4	saine	8,52		
ES-5	saine	9,22	25x300	Sika CarboDur S512/80
ES-6	saine	9,37	25x300	Sika CarboDur S512/80
ES-7	saine	9,28	25x300	Sika CarboDur S512/80
ES-8	saine	8,97	25x300	Sika CarboDur S512/80
EPF(20)-1	pré-fissurées (20)	8,52	25x300	Sika CarboDur S512/80
EPF(40)-1	pré-fissurées (40)	8,33	25x300	Sika CarboDur S512/80
EPF(60)-1	pré-fissurées (60)	8,47	25x300	Sika CarboDur S512/80

Tableau 4-3 : Montre les caractéristiques de toutes les éprouvettes.

IV.2.3- Procédé de fabrication des éprouvettes

Les éprouvettes ont été fabriquées en respectant les normes françaises [NF_81]. Pour les essais de flexion préliminaires et de caractérisation, deux types d'éprouvettes ont été élaborés :

- des éprouvettes saines,
- des éprouvettes pré-fissurées.

Le procédé de fabrication est le même pour l'ensemble des éprouvettes (**Figure 4-4**), selon le protocole très précis suivant :

- peser les différents composants du mortier, à savoir le ciment, sable, l'eau et l'adjuvant ;
- introduire le sable et le ciment dans la cuve du malaxeur, y verser ensuite la moitié de l'eau mélangé a l'adjuvant et mettre par la suite le malaxage en marche lente ;
- après 30 secondes de malaxage, introduire régulièrement le reste d'eau pendant les 30 secondes suivantes. Mettre alors le malaxeur à sa vitesse rapide pendant 30 secondes supplémentaires ;
- trois moules permettant de réaliser trois éprouvettes prismatiques à la fois de section carrée 100 mm x 100 mm et de longueur 400 mm sont rincées avec un démoulant pour faciliter le démoulage ;
- on remplit les moules en deux fois et en appliquant 60 chocs à chaque fois. Après quoi le moule est arasé ;
- entre 20 heures et 24 heures après le début du malaxage, ces éprouvettes sont démoulées et entreposées dans l'eau à 20°C jusqu'au moment des essais.
-



Figure 4-4 : Le procédé de confection des éprouvettes : (a) moules, (b) malaxeur, (c), démoulage et (d) murissement.

IV.2.4- Matériaux utilisés

Cette partie expose l'ensemble des matériaux utilisés pour la fabrication des éprouvettes ainsi que ceux de la réparation.

IV.2.4.1- Mortier

Les éprouvettes sont mises-en-œuvre avec un mortier de proportion massique en ciment/sable respectivement de 1/3. Le rapport massique eau/ciment est de 1/2. Le ciment utilisé est de type CPA CEM II/B-LL 32,5 R. Le sable est normalisé de diamètre maximum de 3 mm. Un super-plastifiant est incorporé au mortier (1 %) pour produire un mortier fluide auto-plaçant et auto-nivelant. La composition du mortier est rapportée dans le **Tableau 4-4**.

Matériaux (Kg/m ³)			
Ciment CPA CEM II/B-LL 32,5R	Sable Gravillons Kg	Eau L	Plastifiant Kg
450	1350	225	4.50

Tableau 4-4 : Composition du mortier utilisé.

IV.2.4.2- Matériaux composites

Les éprouvettes ont été réparées par collage d'une plaque en matériaux composites : carbone/époxyde, dont les caractéristiques (données par le fournisseur) sont exposées ci-dessous.

Le Sika CarboDur

Les plaques utilisées sont des CFRP (Polymères Renforcés de Fibres de Carbone), elles sont fabriquées selon le procédé de pultrusion en usine. La matrice est composée de fibres de carbone noyées dans de la résine époxydique comme le montre la **Figure 4-5**.



Figure 4-5 : lamelle Sika Carbodur.

Présentation :

Composition : fibres de carbone agglomérées dans une matrice de résine époxydique.

Pourcentage volumétrique de fibres : > 68%.

Densité : 1,5.

Présentation en rouleaux de 10, 25, 50 et 250 mètres.

Couleur : noir.

Dimensions : voir le **Tableau 4-5**.

Type de lamelle	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)	Section (mm ²)
S 512	50	1,2	60

Tableau 4-5 : Le types de lamelle Sika Carbodur et leurs caractéristiques dimensionnelles.

Identification :

La lamelle Sika Carbodur est identifiée par un numéro de lot imprimé à intervalles réguliers sur la face opposée à celle utilisée pour le collage. Performances (toutes les lamelles de type S) données par le fournisseur : voir le **Tableau 4-6**.

Module d'élasticité en traction	> 165000 MPa
Résistance en traction	> 2800 MPa
Allongement à la rupture	> 1,7 %

Tableau 4-6 : Caractéristiques mécaniques des lamelles Sika Carbodur de type S.

Ces valeurs sont obtenues en exerçant un effort de traction dans le sens longitudinal des lamelles.

IV.2.4.3- Colle

La colle utilisée dans les manipulations est de type Sikadur-30. C'est une colle époxydique à deux composants sans solvant, de couleur gris clair, utilisée pour le collage du Sika Carbodur :

- Composant A : résine (couleur blanc)
- Composant B : durcisseur (couleur noir)

Conditionnement : kits de 1,240 kg et 6 kg tel que représenté à la **Figure 4-6**.



Figure 4-6 : Colle Sikadur -30.

La codification est présentée sur chaque emballage et présente :

L'identification du numéro de lot : 10 chiffres.

Performances : elle est donnée par le fournisseur sur le **Tableau 4-7**.

Résistance à la pression	≥ 55 MPa à deux jours à 20°C
Résistance à la flexion	≥ 30 MPa à deux jours à 20°C
Module d'élasticité statique	12800 MPa
Adhérence sur béton	≥ 4 MPa (rupture dans le support)
Adhérence sur acier	≥ 21 MPa (selon la norme EN 24624)
Résistance à la traction par cisaillement	≥ 15 MPa à 28 jours
Coefficient de dilatation	0,03 mm/m.°C de -10°C à +40°C
Dureté shore D	> 70 à 2 jours à 20°C

Tableau 4-7 : Caractéristiques mécaniques du Sikadur Colle.

IV.2.5- Travaux préparatoires

Le bon fonctionnement d'une réparation ou d'un renforcement par le procédé Sika Carbodur exige un support de bonne qualité. Les caractéristiques indiquées ci-après sont considérées comme minimales :

- Cohésion superficielle après préparation du support : $\geq 1,5$ MPa (essai de traction directe),
- Support sec et âgé de 28 jours au moins. On entend par support sec, un béton ayant une humidité inférieure à 5 %.

IV.2.5.1- Préparation du support

La préparation a pour objet d'éliminer toute trace superficielle d'huile, de graisse, de laitance, de produit de décoffrage et autres salissures ainsi que toute partie hétérogène (**Figure 4-7**) ou ne présentant pas une cohésion superficielle minimale de 1,5 MPa.

Dans tous les cas, le support après préparation doit être soigneusement dépoussiéré à l'aide d'un aspirateur.



Figure 4-7 : Préparation du support.

IV.2.5.2- Planéité du support

Après préparation, la tolérance de planéité du support est fixée à 10 mm sous la règle de 2 m. Les balèvres de coffrage et saillies ne doivent pas excéder 0,5 mm. Si les conditions ne sont pas vérifiées, il faut procéder à des ragréages ponctuels à l'aide du mortier SIKADUR 41 F.

IV.2.5.3- Mise en œuvre

Les étapes de renforcement des éprouvettes en flexion (**Figure 4-8**) selon le (procédé Sika Carbodur) sont les suivantes :

- **préparation du Sika Carbodur** : découper la lamelle à la longueur définie à l'aide d'un disque à tronçonner. Ensuite, nettoyer et dégraisser la face à encoller (face opposée à celle qui fait l'objet du marquage du numéro de lot) avec le nettoyant sikadur.

- **préparation du Sikadur-30 Colle** : lors de la mise en œuvre, la température du produit du support et de l'ambiance doit être comprise entre + 5 °C et + 40 °C. L'humidité relative doit être inférieure à 80 %. Des précautions sont à prendre en compte vis-à-vis des phénomènes de condensation qui se produisent lorsqu'un support se trouve en contact avec de l'air humide ayant une température plus élevée que lui (point de rosée). La température du support doit être supérieure d'au moins trois degrés par rapport au point de rosée.

Le mélange des deux composants A et B est réalisé avec un malaxeur muni d'une hélice hélicoïdale à vitesse lente (300 tours/minute environ) afin de limiter l'entraînement d'air. Poursuivre le malaxage pendant trois minutes environ jusqu'à obtenir un mélange uniforme gris clair.

A titre indicatif, nous donnons la Consommation de colle par mètre de lamelle :

Largeur de lamelle	50 mm	80 mm	100 mm	150 mm
Sikadur-30 Colle	0,35 kg	0,55 kg	0,7 kg	1 kg

La consommation peut varier suivant la planéité, la rugosité du support et les éventuels croisements de lamelles.

- **pose du Sika Carbodur** : mettre en œuvre la colle par double encollage : une couche sur le mortier (1 mm environ) et une couche sur le Sika Carbodur (1 à 2 mm).

L'encollage de la lamelle doit être réalisé sur un support plan. Positionner et plaquer manuellement la lamelle sur le support ; ceci doit se faire pendant le Temps Limite d'Assemblage, soit 50 minutes environ à 20°C. Presser fortement à l'aide d'un rouleau maroufleur; le marouflage soigné doit être poursuivi jusqu'à obtenir un reflux continu sur les

bords de la lamelle. Enlever l'excédent de colle immédiatement avec une spatule et ne pas le réutiliser.

Le faible poids du Sika Carbodur et la thixotropie de la résine Sikadur-30 Colle permettent d'obtenir le collage de l'ensemble sans maintien d'une pression d'application.



Figure 4-8 : Mise en œuvre de la réparation.

IV.3- ESSAIS

Cette partie détaille le protocole et la machines utilisées pour les types d'essais mécaniques qui ont été réalisés. L'ensemble des essais sont réalisés après 28 jours de mûrissement au hall du département de génie civil de Polytech' Clermont-Ferrand.

IV.3.1- Machine d'essai de flexion

Il s'agit d'une machine d'essais servo-hydraulique classique « ZWICK/ROELL » (**Figure 4-9**), équipée d'un vérin hydraulique pouvant fournir jusqu'à 200 kN en flexion.

La machine se compose d'une traverse intermédiaire mobile et de deux têtes fixes: une supérieure pour la traction et l'autre inférieure pour la flexion qui permettent la mise en place l'éprouvette comme le montre la **Figure 4-9**.

La machine est pilotée par un système informatique permettant aussi l'enregistrement des résultats. La machine d'essai peut être pilotée par deux asservissement différents : en position et en force. La position peut être mesurée directement par le déplacement du vérin ou par un capteur spécifique.



Figure 4-9 : Machine utilisée pour les essais de flexion et traction.

Le réglage de la machine s'effectue par l'intermédiaire d'un logiciel (REPONSE) qui permet de la commander. Les essais ont été programmés en un seul niveau de chargement.

IV.3.2- Paramètres des essais de flexion

Les paramètres des essais sont adaptés par rapport aux objectifs : les essais préliminaires, les essais de caractérisations. Les caractéristiques géométriques des éprouvettes sont représentées sur la **Figure 4-10** et le **Tableau 4-8**.

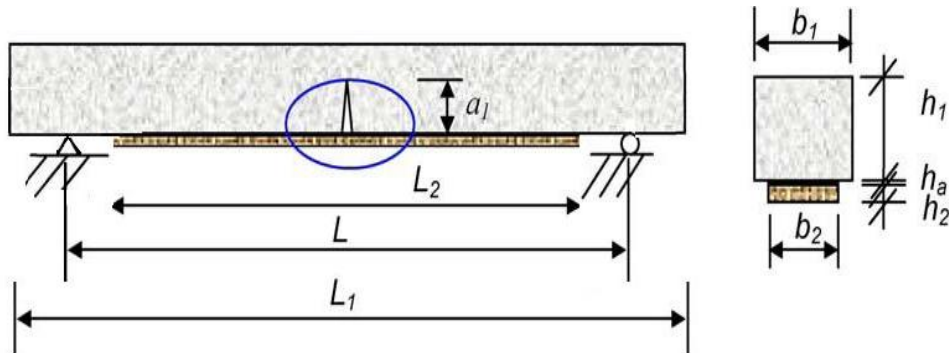


Figure 4-10 : Schéma de la poutre testée.

L_1	L	L_2	h_1	h_2	h_a	b_1	b_2	b_a	a_1
400	350	300	100	1,2	0,1	100	10/25/50	10/25/50	20/40/60

Tableau 4-8 : Les caractéristiques géométriques des éprouvettes.

IV.3.3- Configuration des essais

La **Figure 4-11** illustre la configuration en flexion trois points, lors de la mise en place pour les essais des éprouvettes.



Figure 4-11 : Essai flexion trois points.

IV.4- ESSAIS PRELIMINAIRES

Les « essais préliminaires » visent à obtenir la résistance à la traction et le mode de rupture des éprouvettes renforcées ou réparées.

IV.4.1- Estimation de la résistance à la traction par flexion

Le comportement du mortier en traction a été identifié dans un essai de traction par flexion. La vitesse de chargement est de 0,17 kN/s. Ces essais ont été réalisés sur la machine de flexion « ZWICK/ROELL », décrite précédemment (**Figure 4-9**).

Des éprouvettes prismatiques en mortier, de dimensions 40x10x10 cm ont été testées.

Si P est la charge de rupture de l'éprouvette en flexion, le moment de rupture vaut ($PL_1/4$) et la contrainte de traction correspondante au niveau de la face inférieure de l'éprouvette (**Tableau 4-9**) est :

$$f_t = \frac{1,5PL_1}{b_1^3} \quad (4.1)$$

Cette contrainte (f_t) est appelé la résistance à la flexion. Compte tenu des dimensions b_1 et L_1 , si P est exprimée en newton (N), cette résistance exprimée en méga Pascals (MPa) vaut :

$$f_t \text{ (MPa)} = 0,000525.P \text{ (N)} \quad (4.2)$$

Le **Tableau 4-9** présente les résultats obtenu à partir des essais préliminaires des éprouvettes.

Eprouvettes	Charge de rupture trouvée P (kN)	Résistance à la flexion f_t (MPa)	Charge de rupture calculée (kN)	Différence %
ES-2	6,214	3,72	5,416	+ 12,84 %
ES-3	5,458	3,27	5,416	+ 00,76 %
ES-4	5,146	2,08	5,416	- 05,24 %

Tableau 4-9 : Résultats de la résistance à la flexion.

Les résultats obtenus donnent une résistance à la flexion moyenne de l'ordre de $f_t = 3,36$ MPa. L'écart entre les valeurs expérimentales et théoriques est de l'ordre de + 2.78 %, ce qui reste acceptable par rapport aux caractéristiques du ciment utilisé (CPA CEM II/B-LL 32,5 R), dont la résistance à la traction est de 3,25 MPa.

Nous retenons la valeur $f_t = 3.35$ MPa comme résistance du mortier en traction.

La **Figure 4-12** montre les graphiques de la charge appliquée (P) en fonction de la flèche enregistrée pour les éprouvettes ES-2, ES-3 et ES-4 (**Figure 4-13**).

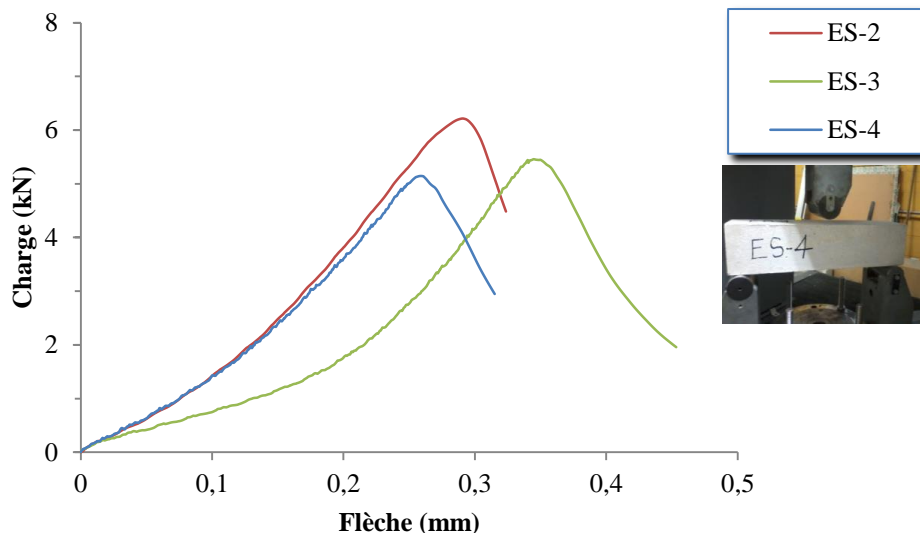


Figure 4-12 : Courbe Charge-Flèche obtenue dans des essais de traction par flexion.



Figure 4-13 : Essais de flexion, rupture à la flexion.

IV.4.2- Estimation du module d'élasticité

Si P est la charge de rupture avec une flèche C , le module d'élasticité de l'éprouvette (**Tableau 4-10**) est :

$$E = \frac{PL^3}{48IC} \quad (4.3)$$

E est le module de Young. Compte tenu des dimensions L et de l'inertie I , si P exprimée en newton (N), ce module exprimée en méga Pascals (MPa) vaut (**Tableau 4-10**):

Eprouvettes	Charge de rupture P (N)	Flèche C (mm)	Module d'élasticité E (MPa)
ES-2	6 214	0,28	3 550,00
ES-3	5 458	0,34	2 568,00
ES-4	5 146	0,25	3 293,00

Tableau 4-10 : Module d'élasticité initial du mortier.

La valeur moyenne du module d'élasticité initial du mortier est alors:

$$E_1 = 3\ 100\ \text{MPa}$$

IV.4.3- Estimation de la ténacité

La ténacité G est le taux de restitution d'énergie critique nécessaires pour rompre l'interface, exprimée en (MPa) vaut :

$$G_1 = \frac{E_1}{2(1+\nu_1)} \quad (4.4)$$

ν_1 étant le coefficient de poisson du mortier ($\nu_1 = 0.2$), la valeur de ténacité est :

$$G_1 = 1\ 300\ \text{MPa}$$

IV.4.4- Estimation des charges de rupture

Une rupture due à l'effort tranchant a été obtenue par la mise en place d'un taux de renforcement de FRP longitudinal excessif.

Pour cela on a pris deux éprouvettes, une saine renforcée et l'autre fissurée (60 mm) réparée.



Figure 4-14 : Rupture à l'effort tranchant des éprouvettes renforcées.

La rupture due à l'effort tranchant se produit lorsque le renforcement est important. Les fissures apparaissent d'abord à partir des extrémités du renfort longitudinal et sont inclinées

vers le centre des sections de l'éprouvette (**Figure 4-14**). Ce phénomène est dû à la concentration de contrainte provenant du non continuité du renfort.

La capacité portante des éprouvettes est identifiée par la valeur de la charge ultime, détectée dans l'histoire du chargement. La réponse des éprouvettes est observée dans les courbes charge-flèche obtenues par essais expérimentaux (**Figure 4-15**).

L'aspect quantitatif de la capacité portante des éprouvettes en mortier est synthétisé dans le **Tableau 4-11** qui permet de les comparer aux résultats obtenu par la méthode de Tounsi [TON_06] pour l'éprouvette saine et la méthode de Hadjazi [HAD_12] pour l'éprouvette fissurée réparée:

Eprouvettes	Charge de rupture sans renfort P_u (kN)	Charge de rupture avec renfort calculée P_u (kN)	Charge de rupture avec renfort trouvée P_u (kN)
EP-1-1	6,19	23,77	22,99
EF-3-3	> 6,19	16,23	18,49

Tableau 4-11 : Charge ultime avant et après renforcement.

Pour les éprouvettes renforcées par collage de matériaux composites, la rupture globale a été provoquée par la rupture du mortier à effort tranchant.

Il est visible sur les courbes de la **Figure 4-15**, que la résistance mécanique à l'initiation de la fissuration dans le mortier est sensiblement améliorée avec la présence du FRP, elle est de l'ordre de **quatre** pour l'éprouvette saine et de **trois** pour l'éprouvette fissurée (**Tableau 4-11**). Nous pouvons également observer que le renfort donne une rigidité à l'éprouvette saine et une élasticité à l'éprouvette fissurée.

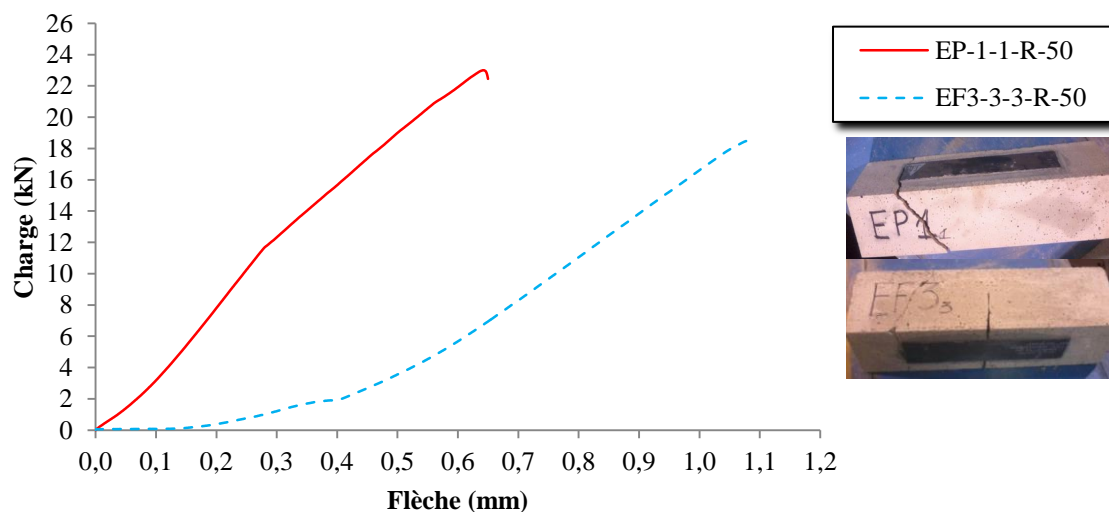


Figure 4-15: Courbes de la Charge/Flèche mesurée pour les éprouvettes renforcées.

IV.5- ESSAIS DE CARACTERISATION

L'amélioration des performances mécaniques d'un élément de construction en béton armé renforcé par collage de matériaux composites a été démontrée expérimentalement par de nombreux chercheurs. On constate cependant que la base des données expérimentales portant sur le comportement du joint adhésif et du matériau composite n'est pas suffisante.

La trajectoire hypothétique de la propagation de la fissure à l'interface béton matériau composite est connue par les résultats expérimentaux des études précédentes [MEI_92' ; TRI_92 ; ARD_97 ; CHA_94 ; TEN_00].

Les « essais de caractérisation » ont été effectués afin d'évaluer les performances de la réparation tout en espérant de pouvoir observer le phénomène du développement de la fissuration et le délaminage de l'interface.

Les résultats obtenus sur les éprouvettes serviront à caractériser le comportement complexe des poutres réparées selon le modèle de Hadjazi [HAD_12].

IV.5.1- Effet de la largeur du renfort

Une série d'essais sont faites pour illustrer l'effet de la largeur de la section du renfort sur le comportement de rupture, pour cela des éprouvettes sont renforcées avec une largeur de renfort différent, comme le montre le **Tableau 4-12** :

Eprouvettes	Renfort à la flexion (mm)	Renfort à l'effort tranchant (mm)	Remarque
EP-1-2	10x300	-	Fissurée au 1 ^{er} essai
EP-1-3	25x300	-	Fissurée au 1 ^{er} essai
EF-3-1	50x300	Renforcée	Pré-fissurée de 20 mm
EF-3-2	50x300	Renforcée	Pré-fissurée de 40 mm

Tableau 4-12 : montre les caractéristiques des éprouvettes ainsi que du renfort.

En fonction du taux de renforcement en matériaux composites apporté, une différence qualitative dans la réponse de l'éprouvette renforcée est observée.

Le **Tableau 4-13** nous permet de déduire :

- le mode de rupture est déterminé par la largeur du renfort, il est à la flexion pour un renfort de 10 et 25 mm pour les éprouvettes EP-1-2 et EP-1-3, et à l'effort tranchant pour les éprouvettes EF-3-1 et EF-3-2 renforcées de 50 mm ;
- la charge de rupture est proportionnelle à la largeur du renfort (**Tableau 4-13**), elle est restituée pour un renfort de 10 mm (+18 %), par contre elle augmente sensiblement pour les renforts de 25 mm et 50 mm ;



Figure 4-16 : Mode de rupture des éprouvettes renforcées avec des sections différentes de FRP.

Eprouvette	Charge de rupture initiale, P (kN)	Charge de rupture après renfort, P (kN)	Largeur du renfort (mm)	Ecart (%)
EP-1-2	6,81	8,06	10	+ 18,35
EP-1-3	8,44	13,05	25	+ 54,46
EF-3-1	>6,19	20,96	50	+ 238,61
EF-3-2	>6,19	15,59	50	+ 151,85

Tableau 4-13 : Résultats de la charge de rupture pour des renforts différents.

- Le graphe (**Figure 4-17**) illustre le comportement de l'éprouvette avant et après renforcement pour des largeurs différentes ;

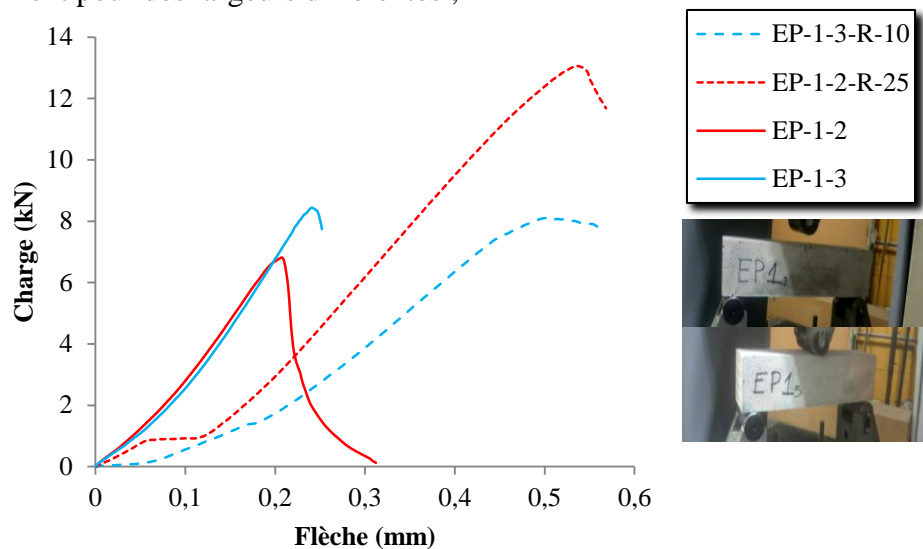


Figure 4-17 : Comparaison de comportement entre les poutres renforcées et non renforcées.

Pour un taux de renforcement en matériaux composites relativement faible (10 mm), la rupture du composite coïncide avec la rupture de l'éprouvette non renforcé (+ 18,35 %). Pour un taux de renforcement plus élevé (25 mm), la rupture du composite est augmenté de 50 %.

Par contre, pour un renfort plus important (50 mm), le comportement statique de l'éprouvette fissurée puis renforcée présente une différence notable comparativement avec celui de l'éprouvette saine sans renfort (+ 151 % et 238 %). Le collage d'un composite sur des surfaces tendues augmente la résistance ultime des poutres ainsi renforcées en augmentant l'élasticité (diminution de la flèche) des structures, il augmente également leur raideur limitant ainsi la propagation des fissures

IV.5.2- Effet de la hauteur de la fissuration

Lorsque le renfort est important, la hauteur de la pré-fissuration n'influe pas sur le comportement global des éprouvettes comme le montre la **Figure 4-18** pour un renfort de 50 mm. La rupture coïncide avec celle de l'adhésive.

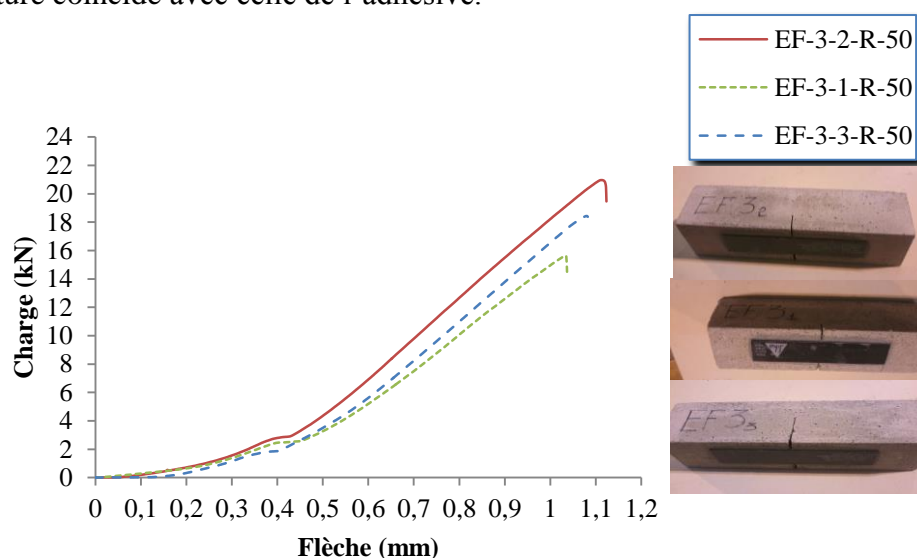


Figure 4-18 : Courbes des éprouvettes pré-fissurées renforcées.

Les résultats montre que le renforcement de 25 mm de large n'améliore pas la résistance à la rupture de des éprouvettes fissurées et réparées par rapport à l'éprouvette saine comme on peut le constater sur le la **Figure 4-19**, par contre elles acquièrent plus d'élasticité.

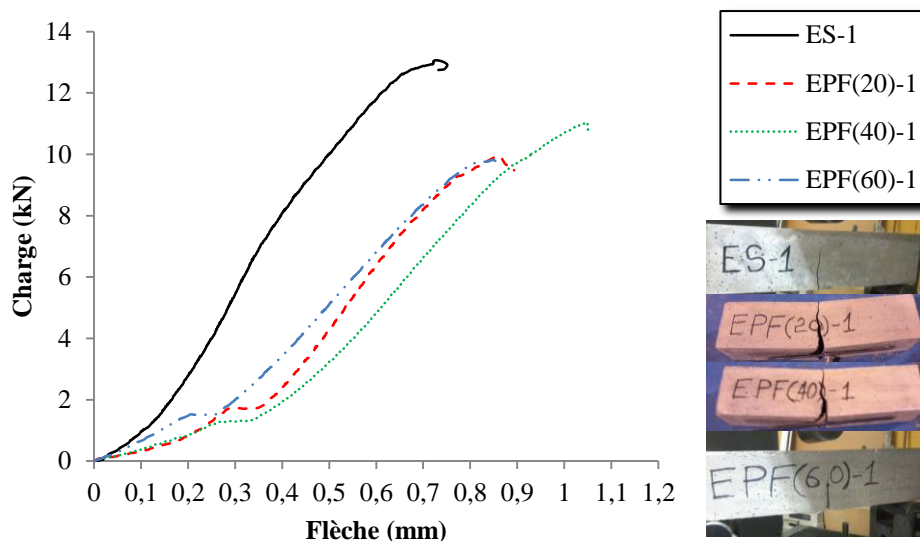


Figure 4-19 : Courbes des éprouvettes renforcées de 25 mm.

La rupture en flexion des éprouvettes renforcées est provoquée par la ruine du mortier comprimé, comme le montre le **Tableau 4-14**.

Eprouvette	Charge de rupture trouvée P (kN)	Rupture
ES-1	13,28	A la flexion
EPF(20)-1	10,09	A la flexion
EPF(40)-1	11,24	A la flexion
EPF(60)-1	10,04	A la flexion

Tableau 4-14 : Mode de rupture des éprouvettes.

La charge de rupture après renforcement d'une éprouvette saine est importante + 118% par rapport à celle obtenue sur une éprouvette sans renforcement, par contre elle est de l'ordre de moitié (+ 70 %) pour les éprouvettes fissurées de profondeurs différentes avec le même renfort (**Tableau 4-15**).

Eprouvette	Charge de rupture initiale, P (kN)	Charge de rupture après renfort, P (kN)	Largeur du Renfort, (mm)	Ecart (%)
ES-1	6,09	13,28	25	+118
EPF(20)-1	6,09	10,09	25	+68
EPF(40)-1	6,09	11,24	25	+85
EPF(60)-1	6,09	10,04	25	+65

Tableau 4-15 : Ecart de rupture des éprouvettes.

IV.5.3- Effet de la longueur de la discontinuité

Des renforts sur éprouvettes ont été réalisés avec des discontinuités différentes au niveau de l'adhésive (**Tableau 4-16**).

Eprouvette	Discontinuité, (mm)	Renfort à flexion, (mm)	Remarque
ES-5	15	25 x 300	Saines
ES-6	30	25 x 300	Saines
ES-7	45	25 x 300	Saines
ES-8	-	25 x 300	Saines

Tableau 4-16 : Eprouvettes avec des discontinuités différentes.

La rupture enregistrée à la flexion sur ces éprouvettes est conforme aux prévisions (**Tableau 5-17**).

Eprouvette	Charge de rupture trouvée, P (kN)	Mode Rupture
ES-5	15,20	A la flexion
ES-6	15,27	A la flexion
ES-7	12,66	A la flexion
ES-8	16,82	A la flexion

Tableau 4-17 : Mode de rupture des éprouvettes.

La charge de rupture après renforcement des éprouvettes est importante + 150 % en moyen, pour toutes les éprouvettes, ce qui est illustré par le **Tableau 4-18**.

Eprouvettes	Charge de rupture initiale, P (kN)	Charge de rupture après renfort, P (kN)	Largeur du renfort, (mm)	Ecart (%)
ES-5	6,09	15,20	15	+ 149
ES-6	6,09	15,27	30	+ 150
ES-7	6,09	12,66	45	+ 107
ES-8	6,09	16,82	-	+ 176

Tableau 4-18 : Ecart de rupture des éprouvettes.

La longueur de la discontinuité n'influe pas sur le comportement global des éprouvettes comme le montre le graphe de la **Figure 4-20** pour un renfort de 25 mm.

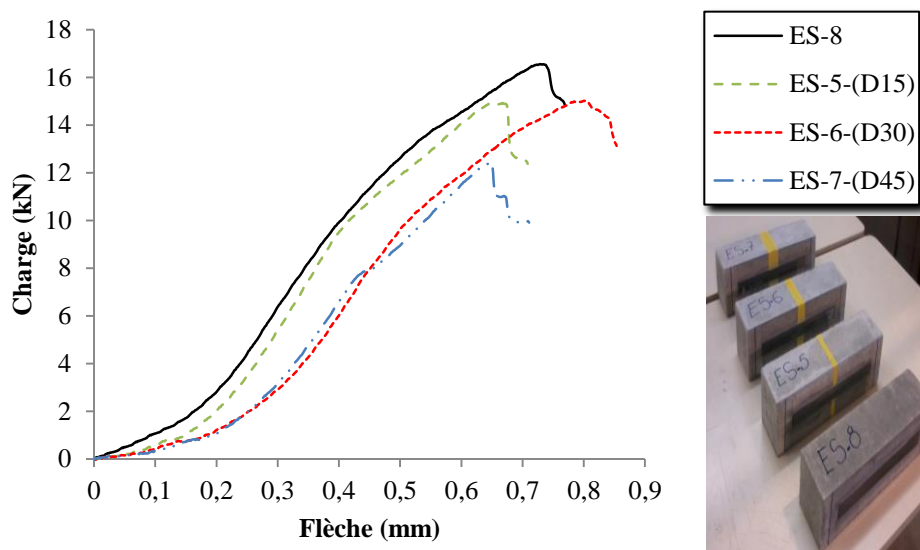


Figure 4-20 : Courbes des éprouvettes avec des entailles différentes renforcées de 25 mm.

IV.6- IDENTIFICATION DES PARAMETRES D'ESSAI

Le modèle de zone cohésive permet de représenter le comportement d'interface à l'aide d'une loi d'ouverture, liant l'effort d'interface à son ouverture, comme illustre la **Figure 4.21**. Dans [XU_93 ; XU_94], les auteurs ont introduit les éléments cohésifs, qui permettent d'adapter un modèle cohésif dans un problème d'éléments finis. Actuellement, l'utilisation conjointe des éléments finis et des éléments cohésifs est l'approche prédictive du délaminage la plus commune.

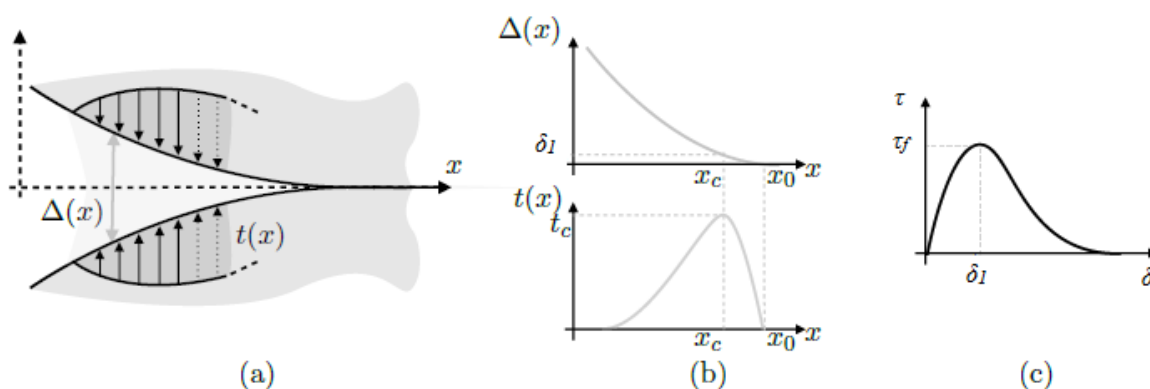


Figure 4-21 – Détails du modèle de zone cohésive. (a) description de l'interface à l'aide d'un effort t et de l'ouverture associée Δ , (b) évolution des quantités d'interface en fonction de la coordonnée d'interface et (c) loi d'ouverture.

IV.6.1- Essai DCB

De nombreuses techniques expérimentales, dédiées à l'étude des propriétés d'interfaces, ont été développées (par exemple, [EVA_90 ; LI_04 ; BAN_05 ; WAN_06' ; OCA_06]). La plupart de ces approches cherchent à identifier des grandeurs issues de la mécanique de la rupture, la grande polyvalence de cette description ayant déjà largement été prouvée. Un essai, dédié à la caractérisation de ces quantités "mécanique de la rupture" se doit d'offrir un pilotage précis du processus de délaminage. Ensuite, la courbe globale effort-déplacement est utilisée pour obtenir le taux de relaxation de l'énergie (G_f) et la rigidité initiale (K_b) de l'interface. De nombreux auteurs ([HUT_92 ; KUH_00 ; SHI_06]) ont montré que le G_f dépend grandement du mode d'ouverture. De plus, le fait d'avoir deux matériaux différents à une interface augmente la complexité du post-traitement de la courbe globale effort-déplacement, et ainsi l'identification du G_f . Par conséquent, on cherche une méthode expérimentale qui offre la possibilité de mesurer le G_f , pour tous les modes possibles de I au mode II.

Les techniques actuelles permettant de mesurer le G_f sont par exemple l'essai dit de "double cantilever beam" (DCB).

IV.6.2- Eprouvette

Avant tout, on considère une éprouvette constituée de deux couches d'acier (module de Young de 210 Gpa, et le coefficient de poisson de 0.35), de dimensions [200 mm] x [10 mm] x [10 mm]. Raccordant les deux couches par deux plats de FRP de dimensions [200 mm] x [10 mm], comme le montre la **Figure 4-22**. Une discontinuité du champ de déplacement est observée (c'est-à-dire au centre de la barre dans notre cas). L'élasticité de la barre est caractérisée par le module d'Young sain E , et la discontinuité du champ de déplacement par son saut $\delta = [u]_{x=0}$ à l'interface ponctuelle $x = 0$ (**Figure 4-23**).



Figure 4-22 : Représentation de l'éprouvette.

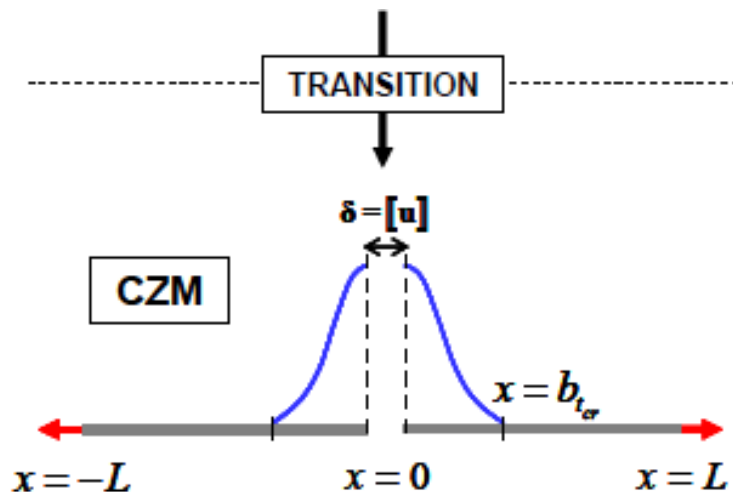


Figure 4-23 : Schéma de transition de la barre unidimensionnelle.

La géométrie considérée de la barre est ici bidimensionnelle, l'inhomogénéité de la solution est attendue uniquement dans la direction longitudinale afin de se placer dans le cas d'une ouverture de fissure (pas de propagation, la solution cherchée étant homogène dans la direction transversale). Les conditions aux limites consistent en un déplacement de traction dans la direction longitudinale imposé aux deux extrémités de la barre tandis que les modes de corps rigides sont bloqués dans la direction transversale.

IV.6.3- Machine d'essai

La machine de traction qui a permis de réaliser l'essai mécanique est de type servo-hydraulique classique « ZWICK/ROELL » (Figure 4-24), équipée d'un vérin hydraulique pouvant fournir jusqu'à 20 kN en traction.



Figure 4-24 : Machine d'essai « ZWICK/ROELL ».

IV.6.4-Dispositifs expérimentaux

L'éprouvette est maintenue par des mors hydrauliques (**Figure 4-25**). Le choix de la pression des mors est important. Si la pression est trop grande, des concentrations de contraintes importantes vont se développer sur la surface libre située au voisinage des mors. Ces concentrations peuvent être préjudiciables à la tête de l'échantillon. Par contre, si la pression est trop faible, il y aura un glissement entre l'échantillon et le mors pendant l'essai. Nous avons retenu ici des pressions de machine de 10 MPa.

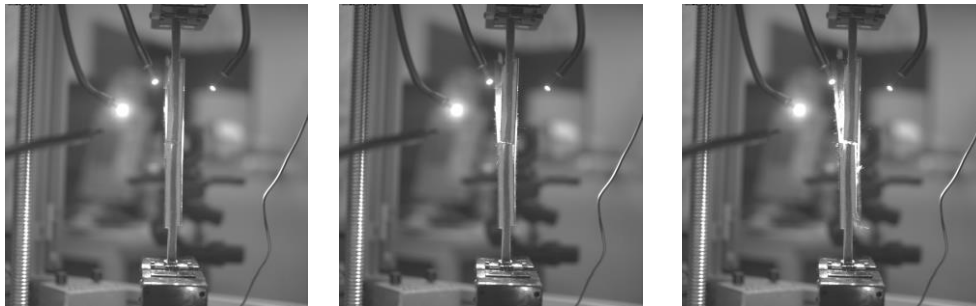


Figure 4-25 : Représentation de l'essai de traction.

IV.6.5- Résultats d'essai :

Le pilotage est effectué en déplacement imposée (voir la **Figure 4-25**). La vitesse de déplacement imposée est égale à 01 mm/min.

L'identification des modèles de zone cohésive nécessite l'obtention de mesures mécaniques (force, déplacement). La **Figure 4-26** présente la réponse force-déplacement obtenue.

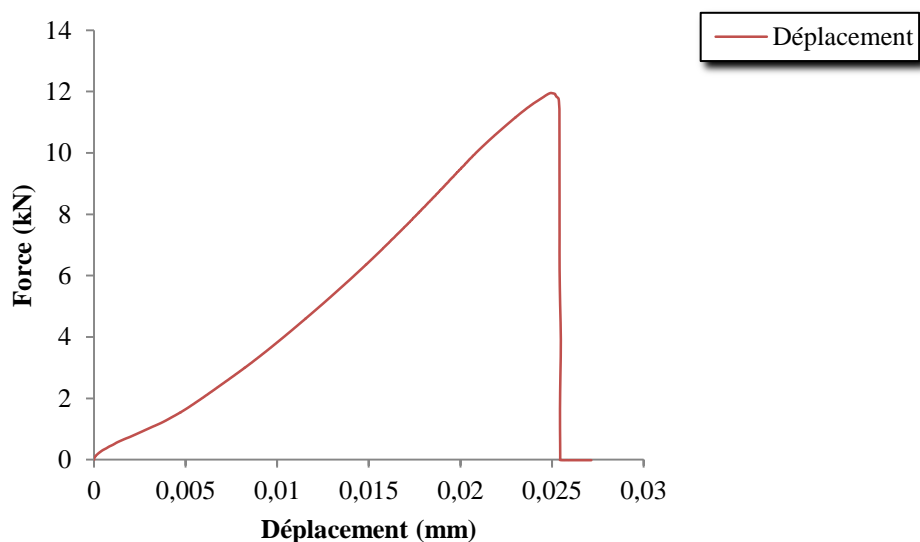


Figure 4-26 : Courbe contrainte force-déplacement.

La loi cohésive équivalente constitue donc une courbe maîtresse à partir de laquelle se déduit la courbe contrainte de cisaillement-déformation (**Figure 4-27**), étant donné que la contrainte de cisaillement $\tau = P / S$, où P est la force appliquée à l'éprouvette et S la surface de la plaque de renfort FRP ($200 \times 10 \times 2 = 4000 \text{ mm}^2$).

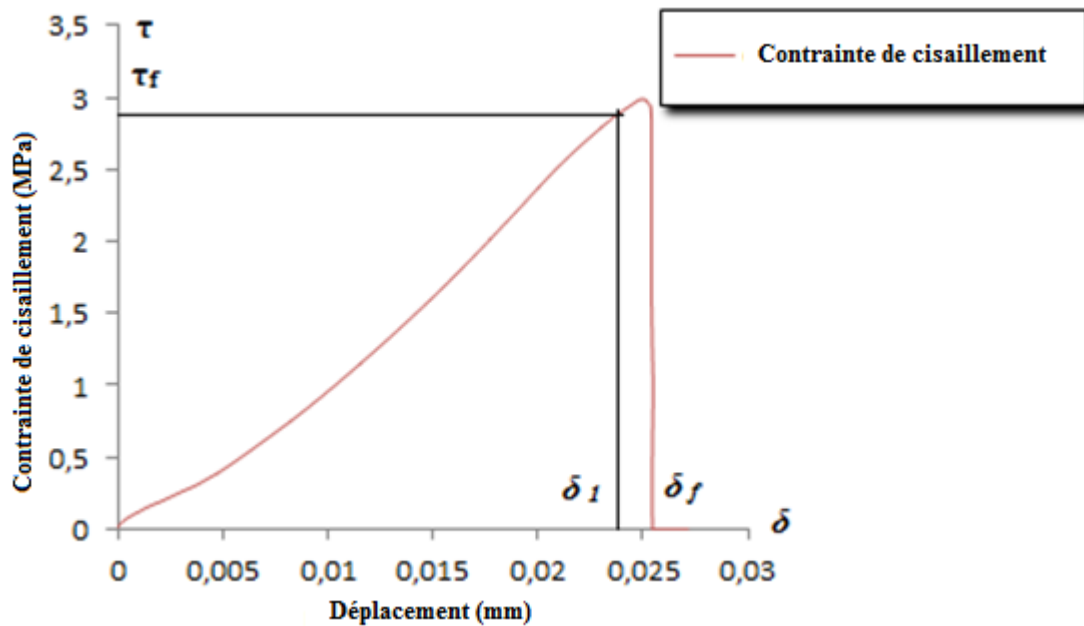


Figure 4-27 : Courbe contrainte de cisaillement-déplacement.

L'essai DCB, nous a permis d'obtenir la courbe globale contrainte de cisaillement-déplacement, à partir de laquelle est déduit le taux de relaxation de l'énergie (G_f) et la rigidité initiale (K_b) grandeurs mécaniques de l'essai (force-déformation).

Les valeurs obtenues sont:

$$\tau_f = 2,90 \text{ MPa}$$

$$G_f = \tau_f * \delta_f / 2 = 2,90 * 0,0254 / 2 = 0,04 \text{ N/mm};$$

$$G_f = 0,04 \text{ N/mm}$$

$$K_b = \tau_f / \delta_l = 2,90 / 0,0240 = 120 \text{ MPa/mm}.$$

$$K_b = 120 \text{ MPa/mm}$$

IV.7- COMPORTEMENT DE LA COUCHE ADHESIVE A LA RUPTURE

L'amélioration des performances mécaniques d'un élément de construction en béton armé renforcé par collage de matériaux composites a été démontrée analytiquement par de nombreux chercheurs. On constate cependant que la base des données expérimentales portant sur le comportement du joint adhésif et du matériau composite n'est pas suffisante.

Les études expérimentales d'Assih [ASS_98] montrent en revanche, que la déformation mesurée à l'extrémité de la plaque en matériau composite est négligeable par rapport à la déformation, mesurée dans les zones proches de la section médiane.

Dans ce contexte nous nous sommes focalisés dans notre étude sur les mécanismes de rupture qui sont liés avec la rupture qui a lieu à l'interface plaque d'acier matériau composite.

La rupture de la couche adhésive peut se produire sous différentes manières. Les deux principaux types de ruines dans un collage sont la rupture cohésive et la rupture adhésive.

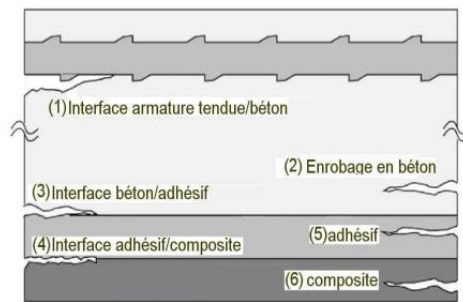


Figure 4-28 : Modes de ruptures dans les éléments renforcés.

Dans le cas des assemblages collés, on peut également distinguer différents modes de rupture en fonction de l'endroit où intervient la fissuration (**Figure 4-28**) :

- la rupture peut être confinée dans l'un des deux substrats (2 et 6) ou dans l'adhésif (5), ce qui signifie que la cohésion d'un de ces matériaux est plus faible que l'adhésion entre constituants. On parle alors de *rupture cohésive*,
- la rupture peut intervenir à l'interface et on parle alors de *rupture adhésive ou interfaciale*. Cependant, la rupture se fait parfois non pas à l'interface, mais très proche de celle-ci (1, 3 et 4). On parle de rupture dans l'interface car la proximité d'une interface peut être synonyme de gradient de propriétés.
- la rupture peut également être *mixte* si elle est cohésive par endroit et adhésive à d'autres.

La trajectoire hypothétique de la propagation de la fissure à l'interface béton matériau composite est connue par les résultats analytiques, mais non prouvées expérimentalement. Dans ce contexte, nous avons choisi d'observer expérimentalement l'état local à travers l'évolution des déformations enregistrées par une caméra rapide.

C'est dans ce cadre, que s'inscrit le présent travail qui a pour objet en premier lieu, la validation du model analytique de rupture des poutres fissurées et renforcées par des plaques FRP présenté par Hadjazi et al [HAD_12] et en deuxième lieu de suivre l'évolution du processus de délaminage de la plaque à partir de l'endroit de la pré-fissuration.

Dans cette étude, on considère une poutre en flexion trois points. Le model analytique pour l'analyse des contraintes d'interface est défini dans la **Figure 4-29**. La poutre est renforcée par collage d'une plaque FRP sur sa face tendue. On distingue donc trois éléments : la poutre, la couche adhésif et la plaque FRP.

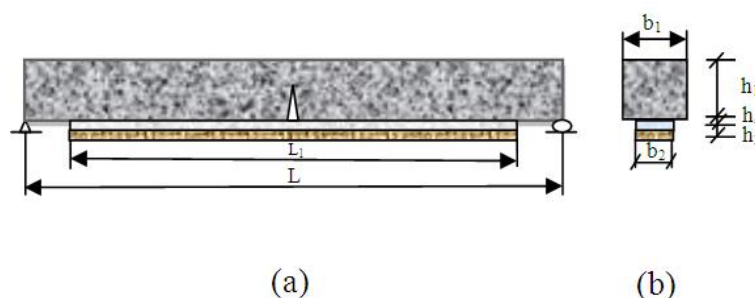


Figure 4-29 : Model analytique pour l'analyse des contraintes d'interface.

IV.7.1- Caractérisation des éléments étudiés

L'éprouvette utilisée dans notre essai, est une pièce métallique possédant les caractéristiques mécaniques et géométriques suivantes (**Tableau 4-19**) :

Poutre		
L (mm)	h_1 (mm)	b_1 (mm)
340	48	9
E_{poutre} (GPa)		ν_{poutre}
210		0.35
Adhésif		
L_1 (mm)	h_a (mm)	b_a (mm)
300	1	9
$E_{\text{adhésif}}$ (GPa)		$\nu_{\text{adhésif}}$
12.8		0.3
Plaque Composite FRP		
L_1 (mm)	h_2 (mm)	b_2 (mm)
300	1.2	9
E_{FRP} (GPa)		ν_{FRP}
165		0.2

Tableau 4-19 : les caractéristiques mécaniques et géométriques suivantes.

L'éprouvette considérée présente une fissure d'une hauteur de 30 mm dans la zone tendue (au centre de la barre) comme le montre la **Figure 4-30**.



Figure 4-30 : Eprouvette fissurée de 20 mm.

Hadjazi et al [HAD_12] ont considéré une poutre en béton fissurée à mi-portée, renforcée par une plaque FRP soumise à des charges. La géométrie de la section transversale de la poutre renforcée est semblable à celle proposée par Roberts et Haji-Kazemi [ROB_89], Smith et Teng [SMI_06] et Wang [WAN_06 ; WAN_08]. La poutre en béton et la plaque de FRP sont modélisés comme une poutre élastique linéaire simple.

Les modèles de zone cohésive (CZM) peuvent être considérés comme une amélioration de la théorie de Griffith [GRI_20]. En effet dans le cas des matériaux quasi-fragiles comme le béton, cette zone cohésive dans laquelle le matériau subit des dommages adoucissants est de taille non négligeable par rapport aux dimensions de la structure considérée, et la théorie de Griffith ne suffit plus.

Les modèles cohésifs reposent sur l'hypothèse que la zone cohésive peut être décrite comme une interface fictive le long de laquelle le champ de déplacement peut admettre des discontinuités, tout en continuant à transmettre les efforts. Cette zone cohésive constitue alors la zone de transition entre le matériau sain et le matériau rompu (**Figure 4-31**).

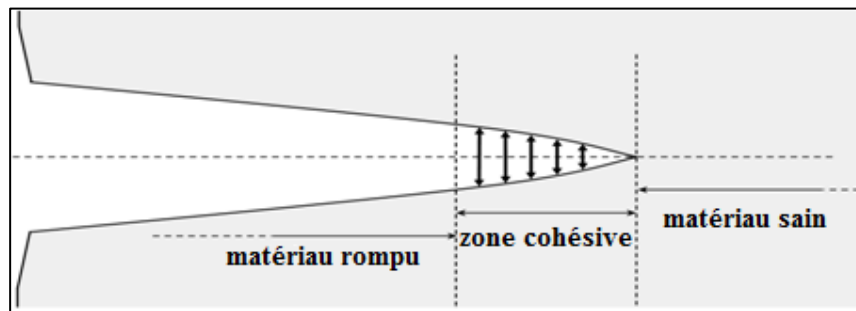


Figure 4-31 : Schéma de principe d'une fissure cohésive.

Le CZM prend en considération la zone cohésive et fournit un moyen d'examiner le problème de cette zone, ainsi que la caractérisation et la modélisation du processus de dissipation d'énergie de l'adhérent FRP à travers le délaminage de l'interface [CHEN_09]. Pour Hadjazi et al [HAD_12], une loi de type triangulaire cohésive (relation bilinéaire: contrainte-déplacement) représentée dans le **chapitre III, Figure 3-6**, peut être une bonne approximation de cette relation non linéaire.

IV.7.2- Programme expérimental

Notre outil repose sur trois points clés : (i), une description de la cinématique lors d'un essai de flexion 3 points, rendant possible le lien fort entre champs de déplacement et loi d'ouverture de l'interface, (ii) une corrélation d'image permettant d'identifier le phénomène de décollement et enfin, (iii) extraire des images de la propagation d'une fissure interfaciale.

IV.7.3- Dispositifs expérimentaux

La technique d'extensométrie optique de mesure de champs de déplacements plans utilisant une porteuse spatiale pour caractériser la cinématique de la surface de l'éprouvette est utilisée. L'évolution de certaines variables révélatrices du comportement mécanique des de l'éprouvette étudiée, à savoir force déplacement, a été également observée à l'aide de capteurs de déplacement, dont la machine d'essai est équipée.

L'étude du comportement mécanique à l'interface éprouvette-matériau composite a été complétée par des enregistrements de camera rapide, de façon à ce qu'on détecte le mouvement relatif entre le matériau composite et l'éprouvette en acier pour qu'on puisse observer l'initiation d'un champ de décollement dans le joint adhésif.

La Figure 4-32 illustre, respectivement, la configuration de l'essai en flexion trois points, lors de la mise en place pour l'essai de la poutre avec une longueur de 450 mm. La longueur entre appuis est de 380 mm, c'est-à-dire, en gardant une distance de 35 mm entre l'extrémité de la poutre et le centre de l'appui afin de bloquer l'éprouvette dans le sens horizontale.



Figure 4-32 : Représentation de l'essai dédié à la caractérisation d'interface.

Toutes les données issues des essais ont été enregistrées automatiquement par un système d'acquisition piloté par un ordinateur en utilisant un logiciel spécifique. Il permet d'acquérir en temps réel les valeurs des déformations et de la force appliquée à l'éprouvette lors de l'essai. Ces valeurs ont été mesurées par des capteurs présents au sein de la machine d'essai. La machine de flexion qui a permis de réaliser les essais mécaniques est la même utilisée pour l'essai de traction (**Figure 4-25**).

IV.7.4- Méthode de grille

La méthode de grille (MG) a été utilisée de par la simplicité de son principe et la grande expérience de l'Institut de Fabrication Mécanique Avancée de l'université Blaise Pascal de Clermont Ferrand, dans la maîtrise de cette méthode.

C'est une méthode d'extensométrie optique de mesure de champs de déplacements plans utilisant une porteuse spatiale pour caractériser la cinématique de la surface de l'éprouvette.

L'éprouvette est instrumentée par une grille bidirectionnelle de type Mecanorma Normatex 3135. La taille de la région équipée est de 150 mm de long, posée sur une face de l'assemblage (**Figure 4-33**). Les déplacements plans sont mesurés sur la surface instrumentée.



Figure 4-33 : Éprouvette instrumentée par une grille.

Le pas de la grille est de 571 μm . Le système d'acquisition est composé d'une caméra numérique PCO edge avec une matrice de 2560 x 2160 pixels (**Figure 4-34**).



Figure 4-34 : Caméra numérique PCO edge.

La caméra est située à 1,20 m du plan de la zone d'étude. Elle est positionnée finement de manière à ce que le plan du capteur soit parallèle au plan de la surface étudiée. Pour effectuer ce positionnement avec le plus de précision possible, on réalise un moiré de points voisins entre la grille du capteur et la grille collée sur la surface étudiée (**Figure 4-35**).

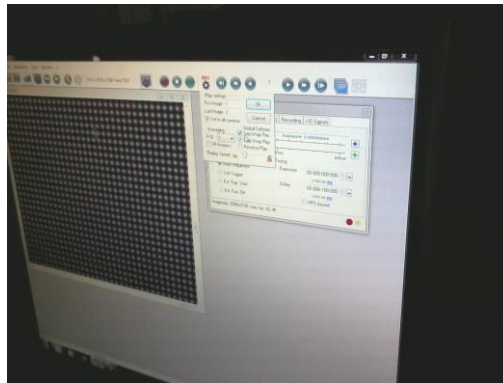


Figure 4-35 : moiré de points.

L'objectif de la caméra est réglé avec une distance focale de 38 mm. Le contraste est réglé à 8. La caméra est reliée à un deuxième ordinateur sur lequel sont enregistrées les images. Le traitement conduisant aux champs de déplacement est réalisé à l'aide du logiciel Frangyne 2000. La méthode du décalage de phase est utilisée, avec un échantillonnage de la période sur 7 pixels. La résolution de la mesure est de 2 μm et la résolution spatiale de 1,2 mm.

La procédure de transfert sur substrat, à partir de grilles réimprimées sur des feuilles à décalcomanie, est utilisée. Elle permet de bien assurer la solidarité entre les déplacements de la grille et de l'échantillon étudié. Elle est placée sur la surface de l'assemblage. Les grilles transférées sont bidirectionnelles afin de mesurer les deux composantes du champ de déplacement vectoriel.

La caméra doit être réglée minutieusement de manière à :

- optimiser la netteté en réglant la mise au point ;
- échantillonner une période de la grille avec un nombre entier de pixels en réglant le grossissement ;
- optimiser le contraste en réglant l'ouverture du diaphragme, afin de maximiser le rapport signal sur bruit.

L'identification des modèles de zone cohésive nécessite l'obtention de mesures mécaniques (force, déplacement, vitesse de déplacement). Un dispositif équipé de caméras rapide PCO dimax d'une capacité de 1279 images par seconde est donc mis en place (**Figure 4-36**).



Figure 4-36 : Caméra numérique PCO dimax.

Sur un plan expérimental, notre approche consiste à observer l'évolution des déformations avec l'évolution de la charge appliquée à la structure dans des zones choisies à l'interface éprouvette métallique et la plaque FRP. Etant donné que le joint adhésif a trois composants : le matériau composite, la couche adhésive et la zone de l'éprouvette métallique adjacente nous devons suivre l'état local dans ces trois composants. En même temps les recherches existantes nous indiquent qu'une rupture peut être observée dans la couche adhésive.

Les deux techniques d'imagerie, nous ont permis d'obtenir la courbe globale force-déplacement (**Figure 4-37**).

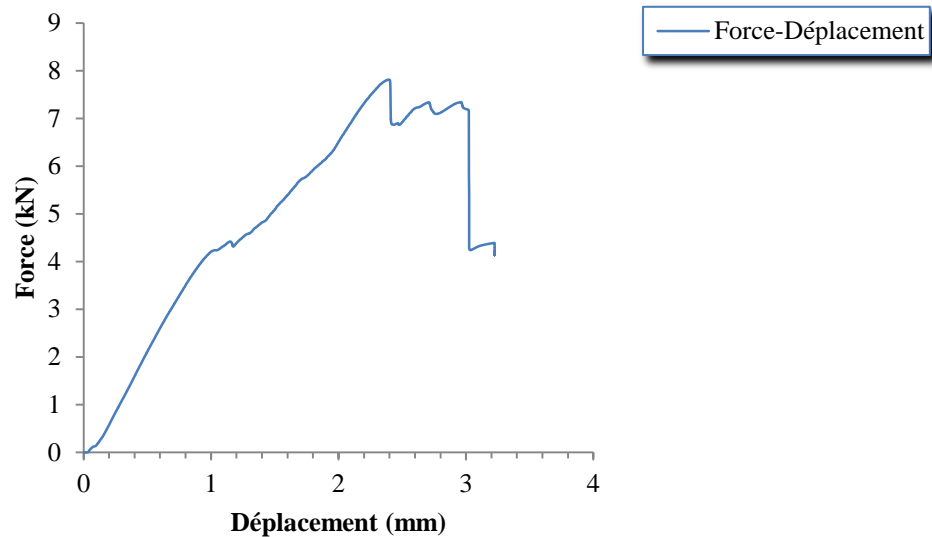


Figure 4-37 : Graphe Force-Déplacement.

La caméra rapide nous a permis la visualisation du gradient du déplacement entre la plaque FRP et l'éprouvette en acier qui provoque l'initiation du décollement (**Figure 4-38**).



Figure 4-38 : Initiation du décollement.

IV.8- CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons effectué une étude paramétrique pour mettre en valeur les principaux facteurs influant sur le comportement mécanique d'un assemblage d'éprouvettes réparées par collage de matériaux composites.

Dans ce contexte nous nous sommes focalisés dans notre étude sur les mécanismes de rupture qui a lieu à l'interface de l'éprouvette en mortier et le matériau composite.

A partir des résultats obtenus, nous pouvons dire qu'une amélioration des performances mécaniques des éprouvettes renforcées par collage de matériaux composites a été démontrée.

D'autre part le composite compense la perte de rigidité de l'éprouvette due à la fissuration et augmente leur capacité portante par l'élasticité acquise. Comme, il peut également limiter l'ouverture des fissures.

À partir de l'essai type DCB, les paramètres caractéristiques du modèle cohésif du délaminage, que sont la contrainte de cisaillement (τ_f), le taux de relaxation de l'énergie (G_f) et la rigidité initiale dissipée (K_b) sont clairement bien déterminés.

En outre, la caméra rapide nous a permis de visionner le décollement.

CHAPITRE V

RESULTATS ET DISCUSSIONS

V.1- INTRODUCTION

Le renforcement des poutres en béton armé par collage de matériaux composites est une technique efficace. Le composite fonctionne comme une armature externe qui améliore la résistance, ainsi que la tenue à la fatigue des poutres réparées.

Le composite peut compenser la perte de rigidité des poutres fissurées et augmente leur élasticité. Par contre un taux élevé de renfort rend les poutres plus rigides et induit un changement du mode de ruine.

L'objet du présent chapitre est de comparer les résultats trouvés au chapitre précédent à celui développé par Hadjazi et al [HAD_12].

V.2- RESULTATS ET DISCUSSIONS

Dans ce chapitre, les résultats obtenus au chapitre précédent sont comparés aux résultats numériques du modèle de Hadjazi [HAD_12], afin de mettre en valeur la sensibilité du modèle.

La loi cohésive équivalente constitue une courbe maîtresse à partir de laquelle se déduit la courbe contrainte de cisaillement-déplacement (**Figure 5-1**), étant donné que la contrainte de cisaillement $\tau = P / S$, où P est la force appliquée à l'éprouvette et S est la surface de la plaque de renfort FRP ($S = 300 \times 9 = 2700 \text{ mm}^2$), tandis que δ est le déplacement le long de l'interface ($\delta = \sqrt{y^2 + 170^2} - 170 \text{ mm}$), ou y est le déplacement (flèche).

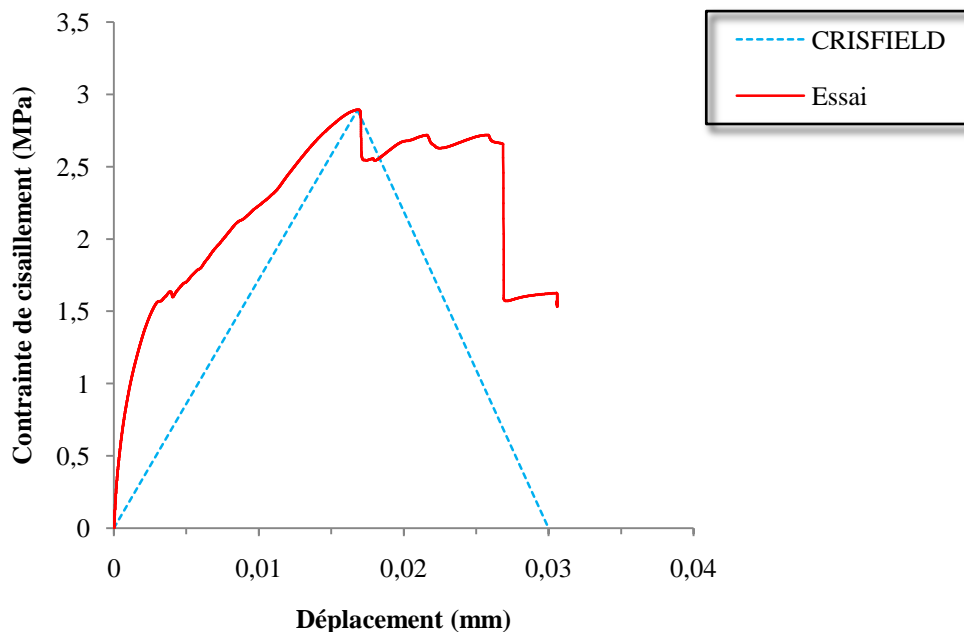


Figure 5-1 : Courbe cisaillement-déplacement.

Sur le plan analytique, le modèle de Hadjazi[HAD_12] nous permet d'établir les courbes globale force-déplacement et contrainte de cisaillement-déplacement représentées dans les **Figure 5-2** et **5-3** respectivement, à partir des **Tableaux 5-1** et **5-2**, qui comportent les caractéristiques mécanique et géométrique de l'éprouvette.

E_1 (GPa)	E_2 (GPa)	E_a (GPa)	G_1 (GPa)	G_2 (GPa)	τ_f (MPa)	K_b (MPa/mm)	G_f (N/mm)
210	165	12,80	78	68,75	2,9	120	0,04

Tableau 5-1 : Propriétés mécaniques de la plaque FRP-éprouvette métallique.

L (mm)	L_1 (mm)	h_1 (mm)	b_1 (mm)	b_2 (mm)	h_2 (mm)	h_a (mm)	b_a (mm)
340	300	48	9	9	1,2	1	9

Tableau 5-2 : Propriétés géométriques de la plaque FRP-éprouvette métallique.

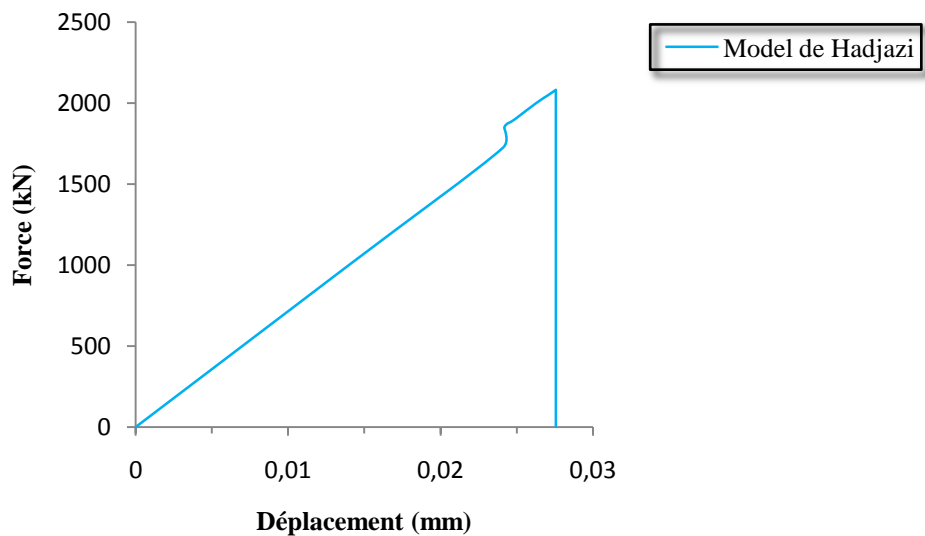


Figure 5-2: Graphe force-déplacement modèle de Hadjazi.

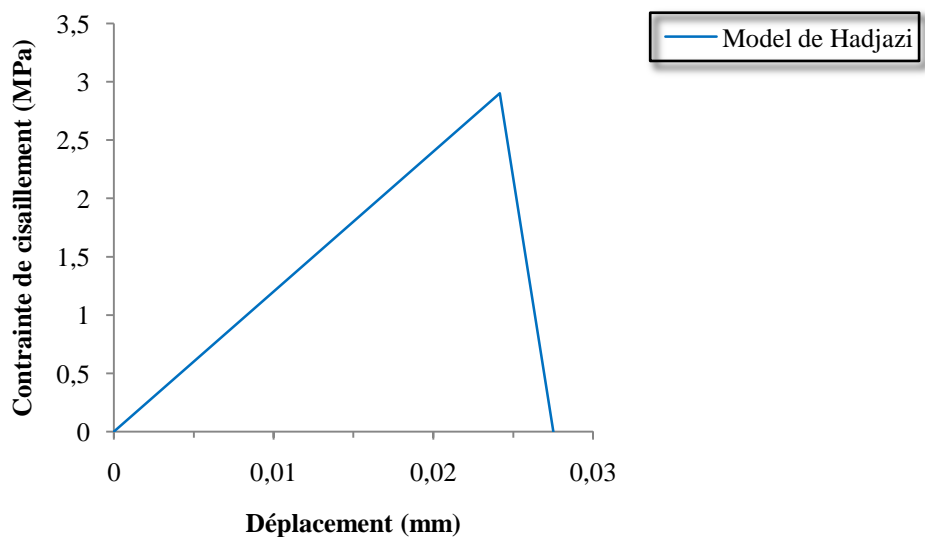


Figure 5-3: Graphe contrainte de cisaillement-déplacement modèle de Hadjazi.

Comparée à notre essai, il est clair que l'allure de la contrainte de cisaillement est similaire à celle du modèle de Hadjazi (**Figure 5-5**), avec une contrainte maximale pratiquement la même (2,90 et 2,89 MPa) et des déplacements proches, par contre les charges P_E et P_U , qui provoquent les déplacements δ_f et δ_f sont différentes (**Figure 5-4**).

Dans ces conditions, notre essai est en bon accord avec les résultats analytiques du modèle de Hadjazi et al. [HAD_12] dans son aspect schématique, mais diffère au niveau quantitatif.

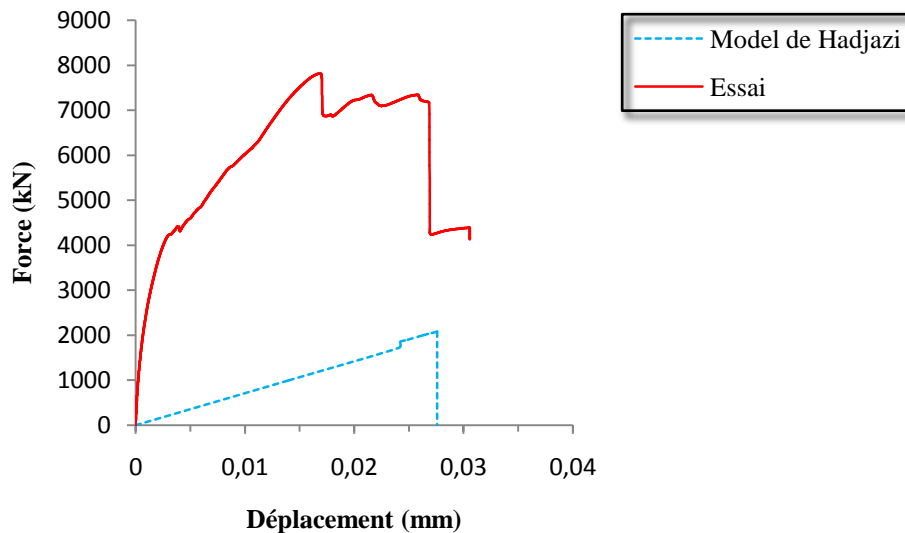


Figure 5-4: Comparaison du graphe force/déplacement de l'essai avec le modèle de Hadjazi.

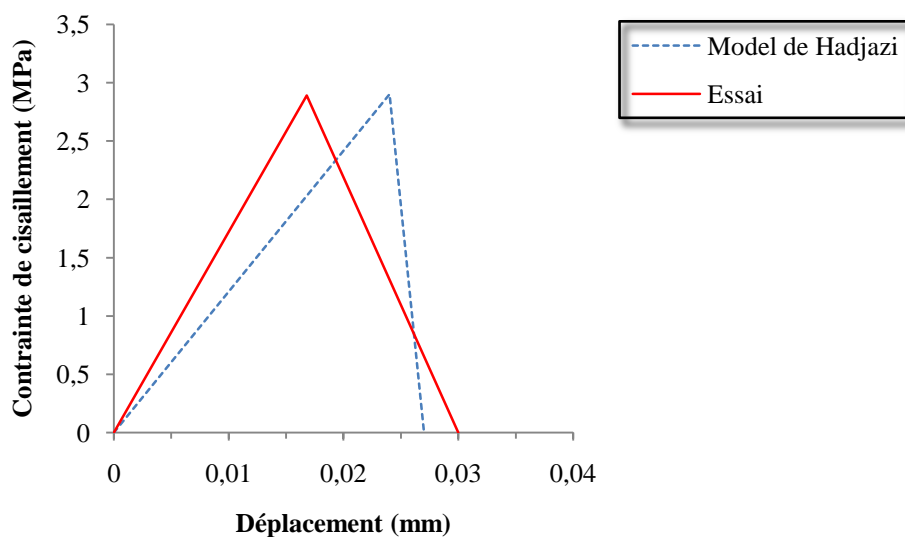


Figure 5-5: Comparaison du graphe contrainte de cisaillement de l'essai avec le modèle de Hadjazi.

Etant donné que le modèle comporte trois étapes : élastique-linéaire, plastique-élastique et séparation-plastique-élastique, nous devrions suivre l'état local dans ces trois étapes. Le graphe de la **Figure 5-6**, nous révèle que l'étape élastique-linéaire est représentée par les images 158 et 278 (**Figure 5-7**), la charge évolue pour atteindre son maximum au niveau de l'image 377 (**Figure 5-8**), avec un début de ramollissement (**Figure 5-9**), tandis que l'amorçage du décollement de la plaque est provoqué par concentration des contraintes au voisinage de la fissure, est observée au niveau de l'image 1300 (**Figure 5-10**).

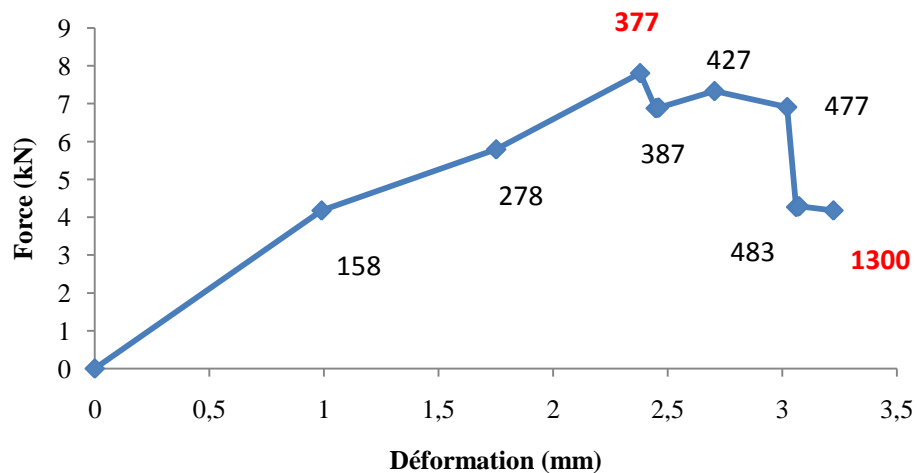


Figure 5-6 : Repérage d'images.

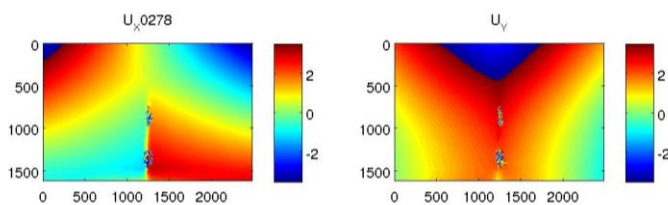
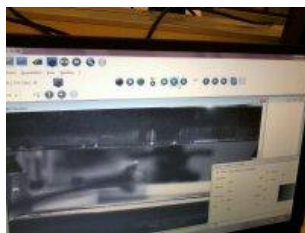


Figure 5-7 : Champ des déformations au voisinage de la fissure avant décollement, image 278.

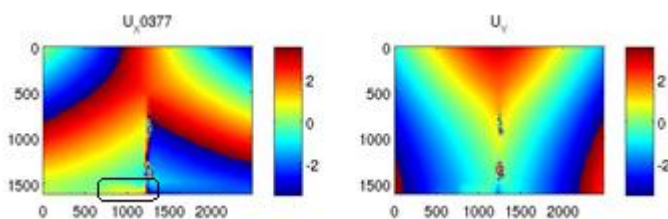
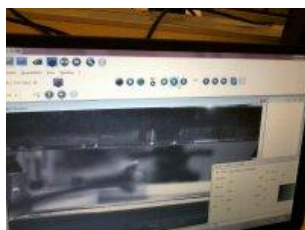


Figure 5-8 : Champ des déformations au voisinage de la fissure au moment de l'initiation du ramollissement, image 377.

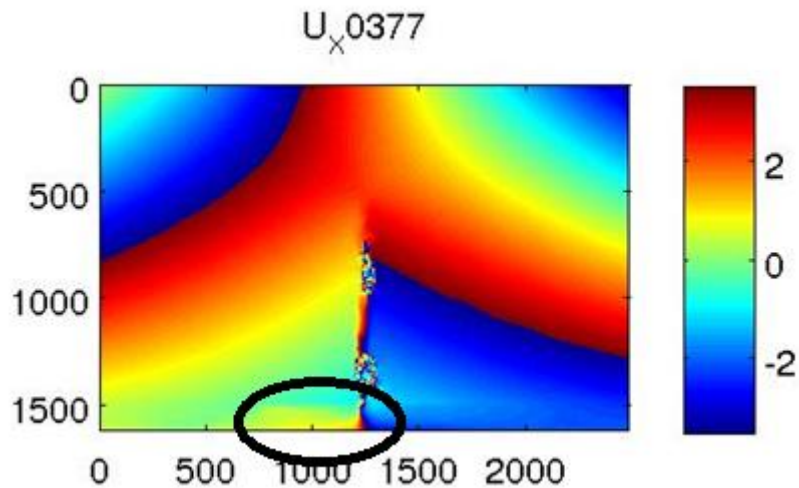


Figure 5-9 : Détail de l'initiation du ramollissement, image 377.

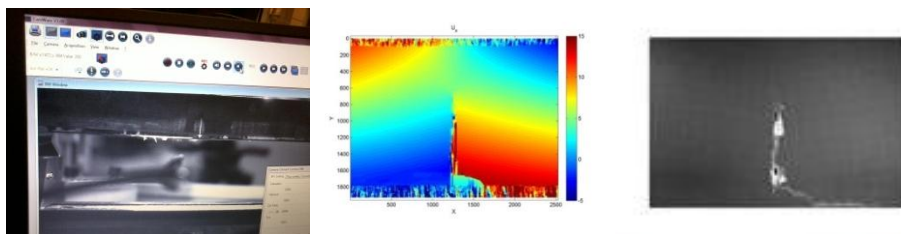


Figure 5-10 : Champ des déformations au voisinage de la fissure au moment de l'initiation du décollement, image 1300.

En outre, la camera rapide nous a permis de visionner le décollement et d'affirmer le déclenchement du phénomène à partir de la fissure comme le prévoyait le modèle de Hadjazi et al. [HAD_12]. La visualisation des déformations dans la plaque provoqué par la fissuration dans l'éprouvette en acier est confirmé par les images de la **Figure 5-11**.

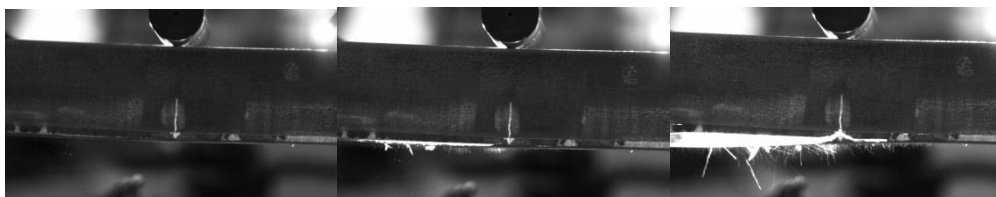


Figure 5-11: Processus de décollement au voisinage de la fissure.

IV.3- CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons effectué une validation du modèle analytique de Hadjazi et al. [HAD_12].

A partir des résultats obtenus, nous pouvons dire que notre essai nous a permis de quantifier la réponse locale (déplacement) et la réponse globale (contrainte de cisaillement) en fonction de la charge appliquée, qui reste en bon accord avec le modèle de Hadjazi [HAD_12].

Par contre une différence substantielle est observée au niveau des charges appliquées à l'essai et estimées par le modèle de Hadjazi [HAD_12], qui peut être expliquée en partie par la vitesse du chargement.

PARTIE C

ETUDE ANALYTIQUE

CHAPITRE VI

*MODELISATION DES POUTRES RENFORCEES
AVEC TAPER*

VI.1- INTRODUCTION

L'utilisation du taper à l'extrémité des joints collés a montré son efficacité dans la réduction des contraintes d'interfaces par Hart-Smith [HAR_74] et Vinson et Sierakowski [VIN_87]. Toutes les plaques CFRP utilisées par Miller et al. [MIL_01] dans les essais expérimentaux, ont été façonnées avec une inclinaison de 45° à leurs extrémités. Cependant, la complexité géométrique du taper a posé des complications mathématique pour déterminer la solution analytique des expressions des contraintes d'interfaces. Pour cela, des solutions numériques ont été proposées par plusieurs auteurs tel que : Denton [DEN_01] et Amijima et Fujii [AMI_89]. Malheureusement, la méthode des éléments finis en 3D adoptée par Denton [DEN_01] pour l'étude d'une poutre métallique renforcée avec une plaque contenant des tapers à leurs extrémités a donnée des résultats erronés.

Dans cette partie, une solution numérique simple basée sur la méthode des différences finis est développée afin de réduire les contraintes d'interfaces à l'extrémité de la plaque (FRP) de renforcement par l'utilisation de la technique du taper. L'influence des propriétés géométriques du taper sur la réduction des contraintes d'interfaces est mise en évidence dans cette approche.

VI.2- FORMULATION THEORIQUE

La détermination de la présente solution est décrite en termes des adhérents 1 et 2, où l'adhérent 1 est la poutre et l'adhérent 2 est la plaque en FRP (voir **Figure6-1**). Les hypothèses adoptées de la présente méthode sont comme suit :

- La poutre, l'adhésive, et la plaque FRP ont un comportement élastique, linéaire et isotrope.
- La contrainte de cisaillement au niveau de l'interface est proportionnelle au glissement entre les deux adhérents.
- Puisque la couche adhésive est petite, les contraintes de cisaillement et normal au niveau de l'adhésive sont supposées constantes à travers l'épaisseur.
- Les deux adhérents ont la même courbure au niveau de la même section. Cette hypothèse n'est pas utilisée dans la solution des contraintes d'interface normale.

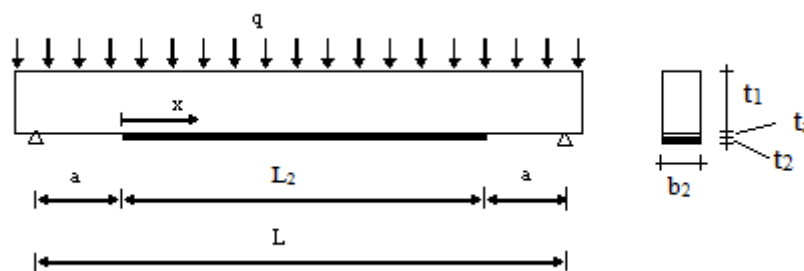


Figure 6-1: Poutre simplement appuyées renforcée avec une plaque FRP.

VI.2.1- Relations constitutives et les équations d'équilibre dans la poutre et la plaque

Un segment élémentaire de la poutre renforcée est montré dans la **Figure6-2**. La contrainte d'interface de cisaillement et normale sont notés respectivement $\tau(x)$ et $\sigma(x)$.

La **Figure 6-2** montre aussi la convention de signes pour le moment de flexion, l'effort tranchant, la force axiale et le chargement appliqués.

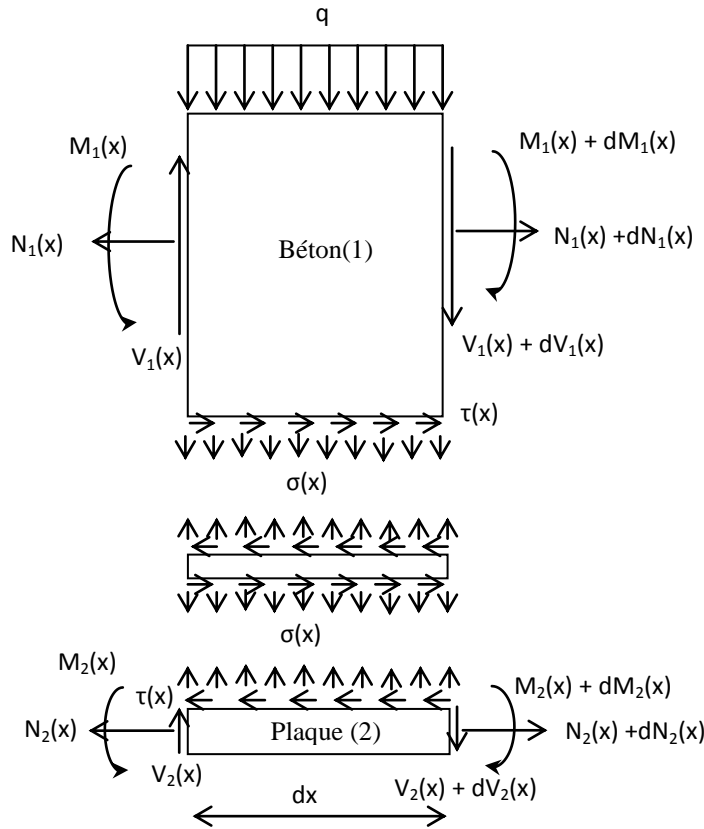


Figure 6-2: Bilan des forces dans un élément infinitésimal d'une poutre renforcée avec une plaqueFRP.

La contrainte de cisaillement au niveau de la couche adhésive à n'importe quelle section x est donnée par :

$$\tau(x) = \frac{G_a}{t_a} [u_2(x) - u_1(x)] \quad (6.1)$$

Où G_a , t_a , u_1 et u_2 représente le module de cisaillement, l'épaisseur de l'adhésive, le déplacement axiale de la poutre et de la plaque de renforcement respectivement. En dérivant l'équation (6.1) par rapport à x , cette dernière peut être exprimée en termes de la déformation longitudinale de la poutre $\varepsilon_1(x)$ et de la plaque de renforcement $\varepsilon_2(x)$ comme suit :

$$\frac{d\tau(x)}{dx} = \frac{G_a}{t_a} [\varepsilon_2(x) - \varepsilon_1(x)] \quad (6.2)$$

La déformation à la base de la poutre est donnée par :

$$\varepsilon_1(x) = -\frac{Y_1}{E_1 I_1} M_1(x) + \frac{N_1(x)}{E_1 A_1} \quad (6.3)$$

Où E_1 est le module de Young, A_1 la section transversale, M_1 le moment fléchissant, N_1 la force axiale et Y_1 la distance à partir de la poutre à son centre de gravité.

Puisque la plaque composite stratifiée de renforcement est en matériau orthotrope, ces propriétés matérielles varient d'une couche à une autre. Dans cette étude, la théorie des stratifiées est utilisée pour déterminer la contrainte et la déformation de la plaque de renforcement afin d'analyser la performance mécanique de la structure hybride. Les modules effectifs du stratifié sont variés par l'orientation de la direction des fibres et les arrangements des couches. La théorie des stratifiées est utilisée pour évaluer la déformation de la plaque composite symétrique [HER_98] :

$$\varepsilon_x^0 = A_{11}^* \frac{N_x}{b_2} \text{ et } k_x = D_{11}^* \frac{M_x}{b_2} \quad (6.4)$$

Où $[A^*] = [A^{-1}]$ est l'inverse de la matrice de membrane $[A]$; $[D^*] = [D^{-1}]$ est l'inverse de la matrice de flexion; b_2 est la largeur de la plaque PRFC.

En utilisant la théorie classique des stratifiés, la déformation au sommet de la plaque de renforcement est donnée par :

$$\varepsilon_2(x) = \varepsilon_x^0 - k_x Y_2 \quad (6.5)$$

Où Y_2 est la distance à partir du sommet de la plaque de renforcement à son centre de gravité.

En substituant l'équation (6.4) dans (6.5) on aura l'équation suivante :

$$\varepsilon_2(x) = D_{11}^* \frac{Y_2}{b_2} M_2(x) + A_{11}^* \frac{N_2(x)}{b_2} \quad (6.6)$$

Où

$$N_2(x) = N_x \text{ et } M_2(x) = M_x \quad (6.7)$$

En considérant l'équilibre du segment élémentaire on aura :

$$N_1 = -N_2 \text{ et } M_1 = N_2 Y - M_2 \quad (6.8)$$

Où Y est le bras de levier entre les centres de gravité de la plaque et de la poutre :

$$Y = Y_2 + t_a + Y_1 \text{ et } Y_1 = \frac{t_1}{2} \text{ et } Y_2 = \frac{t_2}{2} \quad (6.9)$$

Les indices 1, 2 et "a" sont relatifs à la poutre, plaque de renforcement et l'adhésive, respectivement.

La courbure ψ dans la poutre et la plaque peut être exprimée par :

$$\psi_2 = D_{11}^* \frac{M_2}{b_2}, \quad \psi_1 = \frac{M_1}{E_1 I_1} = \frac{N_2 Y - M_2}{E_1 I_1} \quad (6.10)$$

VI.2.2- Relations constitutives et les équations d'équilibre au niveau de l'adhésive

La contrainte de cisaillement $\tau(x)$ et la contrainte normale $\sigma(x)$ agissant au niveau de l'adhésive sont supposée être appliquée au niveau du plan médian de la couche adhésive. En considérant l'équilibre de l'élément infinitésimal représenté dans la **Figure 6-2**, on aura :

$$\tau(x) = \frac{1}{b_a} \frac{dN_p}{dx} \quad (6.11)$$

Où b_a est la largeur de la couche adhésive.

$$V_2 = -\frac{dM_2}{dx} + Y_2 \frac{dN_2}{dx} \quad (6.12)$$

$$\sigma(x) = \frac{1}{b_a} \frac{dV_2}{dx} \quad (6.13)$$

La relation constitutive de l'adhésive est décrite par :

$$\gamma_a = \frac{\tau(x)}{G_a} = \frac{1}{b_a G_a} \frac{dN_2}{dx}, \quad \varepsilon_a = \frac{\sigma(x)}{E_a} \quad (6.14)$$

VI.2.3- Equation de compatibilité au niveau de la couche adhésive

La contrainte de cisaillement $\tau(x)$, à travers l'interface (au niveau de l'adhésive) est déterminée par l'équation de compatibilité. La distorsion γ_a dans la couche adhésive peut être écrite comme suit:

$$\gamma_a = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (6.15)$$

Où u et v sont les déplacements horizontale et verticale respectivement à n'importe quel point dans la couche adhésive. En supposant que le champ de déplacement varie linéairement à travers la couche adhésive, la distorsion moyenne dans la couche adhésive est donnée par :

$$\gamma_a = \frac{u_2 - u_1}{t_a} + \frac{1}{2} \left(\frac{d v_2}{d x} + \frac{d v_1}{d x} \right) \quad (6.16)$$

Où u_1 et u_2 sont les déplacements longitudinales à la base de la poutre et au sommet de la plaque FRP, respectivement.

En dérivant l'expression ci-dessus par rapport à la variable x , on obtient :

$$t_a \frac{d\gamma_a}{dx} = \varepsilon_2 - \varepsilon_1 + \frac{t_a}{2} (\psi_2 + \psi_1) \quad (6.17)$$

Où $\psi = d^2 v / dx^2$ est la courbure dans la poutre et la plaque.

En utilisant les équations (6.3), (6.6), (6.8), (6.10) et (6.14), l'équation (6.17) devient :

$$\frac{t_a}{b_a G_a} \frac{d^2 N_2}{dx^2} = \left(\frac{A_{11}^*}{b_2} + \frac{1}{E_1 A_1} \right) N_2 + D_{11}^* \frac{t_2 + t_a}{2b_2} M_2 + \frac{t_1 + t_a}{2E_1 I_1} (N_2 Y - M_2) \quad (6.18)$$

Les variables inconnues N_2 et M_2 sont couplées. Pour simplifier la solution, la différence entre les courbures de la poutre et la plaque FRP est supposée négligeable dans le but de déterminer N_2 :

$$\psi_2 = D_{11}^* \frac{M_2}{b_2} = \frac{N_2 Y - M_2}{E_1 I_1} = \psi_1 \quad (6.19)$$

D'où, on aura :

$$\psi_2 = \psi_1 = \frac{N_2 Y}{(b_2 / D_{11}^*) + E_1 I_1} \quad (6.20)$$

Le moment M_2 peut être remplacé maintenant pour avoir une équation découplée en fonction de N_2 :

$$-f_1 \frac{d^2 N_2}{dx^2} + f_2 N_2 = 0 \quad (6.21)$$

Où

$$f_1 = \frac{t_a}{G_a b_a}, \quad f_2 = \frac{A_{11}^*}{b_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{Y^2}{(b_2 / D_{11}^*) + E_1 I_1} \quad (6.22)$$

VIII.2.4- Contrainte d'adhésive normale

La contrainte normale $\sigma(x)$ est déterminée à partir de la déformation ε_a à travers l'épaisseur de l'adhésive:

$$\varepsilon_a = \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{v_2 - v_1}{t_a} \quad (6.23)$$

En utilisant la relation en termes de contrainte et en dérivant par rapport à x

$$\frac{t_a}{E_a} \frac{d^2 \sigma}{dx^2} = \psi_2 - \psi_1 \quad (6.24)$$

En substituant les expressions des courbures de l'équation (6.10) on aura :

$$\frac{t_a}{E_a} \frac{d^2 \sigma}{dx^2} = D_{11}^* \frac{M_2}{b_2} - \frac{N_2 Y - M_2}{E_1 I_1} \quad (6.25)$$

En utilisant les équations (6.12) et (6.13), l'équation (6.25) peut être réécrite comme suit :

$$a_1 \frac{d^4 M_2^*}{dx^4} + a_2 M_2^* = a_3 N_2 \quad (6.26)$$

Où

$$a_1 = \frac{t_a}{E_a b_a}, \quad a_2 = \frac{D_{11}^*}{b_2} + \frac{1}{E_1 I_1}, \quad a_3 = \frac{Y - t_2 / 2}{E_1 I_1} - \frac{D_{11}^* t_2}{2 b_2} \quad (6.27)$$

Et M_2^* est le moment transformé au niveau de l'interface plaque – adhésive,

$$M_2^* = M_2 - \frac{t_2}{2} N_2 \quad (6.28)$$

VI.3-CONSTRAINTES D'INTERFACE EN PRESENCE DU TAPER

Dans cette partie, les équations différentielles d'équilibre pour la contrainte de cisaillement (Equation (6.21)) et la contrainte normale (Equation (6.26)) sont valables pour des poutres renforcées par des plaques FRP caractérisées par une géométrie et des propriétés matérielles (f_2, a_2 et a_3) qui varient selon l'axe x , ce qui rend la solution analytique impossible. La méthode des différences finies peut être utilisée pour déterminer les contraintes d'adhésives pour les cas dont les propriétés des sections varient.

La solution de différence finies avec un espacement de nœuds constant (Δ) est utilisée ci-dessous. Les nœuds sont numérotés $i = 1 \dots n$ (à partir de $x=0$ à $x=L/2$). Des nœuds virtuels ($-1, 0, n+1, n+2$) sont utilisés pour permettre à la dérivée d'être calculée aux niveaux des nœuds 1 et n . Des exposants sont utilisés dans les équations suivantes pour définir la numérotation des nœuds.

VI.3.1- Contrainte de cisaillement en présence du taper

L'équation d'équilibre pour la plaque (Equation (6.21)) peut être écrite à chaque nœud ($i = 1 \dots n$) le long de la poutre :

$$-f_1 \frac{N_2^{i-1} - 2N_2^i + N_2^{i+1}}{\Delta^2} + f_2^i N_2^i = 0 \quad (6.29)$$

Considérant les conditions aux limites :

1. En raison de la symétrie, la contrainte de cisaillement au milieu est nulle ($\tau = dN_2 / dx = 0$):

$$\frac{N_2^{n+1} - N_2^{n-1}}{2\Delta} = 0 \quad (6.30)$$

2. La force axiale à l'extrémité de la plaque ($x=0$) est nulle :

$$N_2^1 = N_2 \Big|_{x=0} = 0 \quad (6.31)$$

Ces $n + 2$ équations simultanées sont résolues explicitement pour déterminer la force aux niveaux de chaque nœuds.

La distribution de la contrainte de cisaillement est obtenue à partir de l'équation (6.11) :

$$\tau^i = \frac{1}{b_a^i} \frac{N_2^{i+1} - N_2^{i-1}}{2\Delta} \quad (6.32)$$

VI.3.2- Contrainte normale en présence du taper

La solution en différence finis du quatrième degré est nécessaire pour déterminer le moment transformé de la plaque. L'équation d'équilibre pour la contrainte normale (Equation (6.26)) est écrite au niveau de chaque nœud ($i = 1 \dots n$) le long de la plaque :

$$a_1 \frac{M_2^{*(i-2)} - 4M_2^{*(i-1)} + 6M_2^{*i} - 4M_2^{*(i+1)} + M_2^{*(i+2)}}{\Delta^4} + a_2^i M_2^{*i} = a_3^i N_2^i \quad (6.33)$$

A l'extrémité de la plaque, le moment fléchissant et l'effort tranchant sont connues. Par conséquent, les conditions aux limites peuvent être écrites comme suit :

1. La condition (1) : le moment de flexion appliqué et la force axiale à $x=0$ sont nulles.

$$M_2^{*1} = M_2^* \Big|_{x=0} = 0 \quad (6.34)$$

2. La condition (2) : $V_2 = dM_2^* / dx = V_2 \Big|_{x=0}$ à $x = 0$

3.

$$\frac{M_2^{*(-2)} - 8M_2^{*(-1)} + 8M_2^{*(1)} + M_2^{*(2)}}{12\Delta} = V_2 \Big|_{x=0} \quad (6.35)$$

4. La condition (3) : $V_2 = dM_2^* / dx = 0$ au niveau du centre de la plaque :

$$\frac{M_2^{*(n-2)} - 8M_2^{*(n-1)} + 8M_2^{*(n+1)} + M_2^{*(n+2)}}{12\Delta} = 0 \quad (6.36)$$

5. La condition (4): $d^3 M_2^* / dx^3 = 0$ au niveau du centre de la plaque :

$$\frac{-M_2^{*(n-2)} + 2M_2^{*(n-1)} - 2M_2^{*(n+1)} + M_2^{*(n+2)}}{2\Delta} = 0 \quad (6.37)$$

Ces $n + 4$ équations simultanées sont résolues explicitement pour déterminer la force aux niveaux de chaque nœud. La distribution de la contrainte normale est obtenue à partir des équations (9.12), (9.13) et (9.28) :

$$\sigma^i = -\frac{1}{b_a^i} \left[\frac{-M_2^{*(i-2)} + 16M_2^{*(i-1)} - 30M_2^{*i} + 16M_2^{*(i+1)} - M_2^{*(i+2)}}{12\Delta^2} \right] \quad (6.38)$$

VI.4- RESULTATS ET DISCUSSIONS :

La poutre est simplement appuyée et soumise à une charge concentrée au milieu ou à une charge uniformément répartie (UDL). Les propriétés géométriques et matérielles sont données dans la **Figure6-3** et le **Tableau6-1** respectivement. La charge concentrée est de 500 kN et la charge uniformément répartie est de 500 kN/m². Les dimensions du taper sont présentées dans la **Figure6-4**.

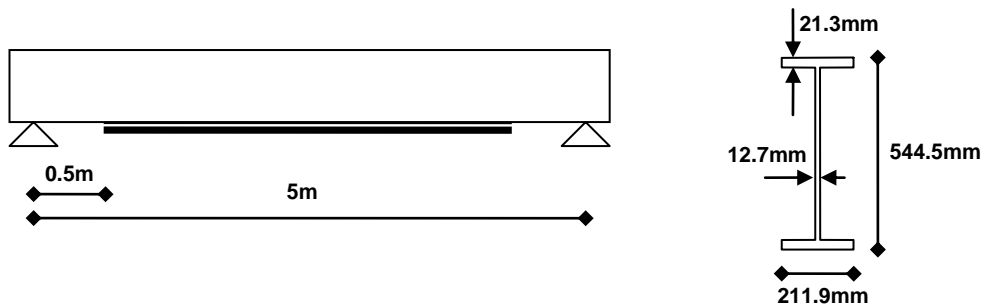


Figure 6-3: Propriétés géométriques d'une poutre composée.

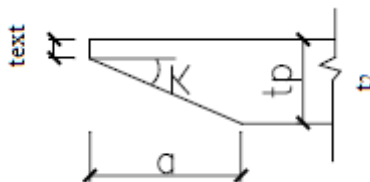


Figure 6- 4: Propriétés géométrique du taper

Matériau	E ₁₁ (GPa)	E ₂₂ (GPa)	G ₁₂ (GPa)	ν ₁₂	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)
Plaque FRP	310	10	3.7	0.3	211.9	12
Poutre	210	210		0.3	211.9	544.9
Couche adhésive	10	10	3.7	0.3	211.9	2

Tableau 6-1: Propriétés géométriques et matérielles.

La solution analytique présentée par Tounsi et Benyoucef [TOU-07] est employée afin de valider les résultats de la méthode de différence finis dans le cas d'une plaque PRFC avec une épaisseur constante (sans taper). La **Figure 6-5** montre les contraintes d'interfaces en fonction de la distance à partir de l'extrémité de la plaque FRP pour le cas d'une charge concentrée.

On constate que la présente solution de la méthode de différence finis est en bon accord avec la solution analytique de Tounsi [TOU-07]. On note aussi la présence d'une concentration des contraintes normales et de cisaillement à l'extrémité de la plaque FRP, qui peut engendrer son décollement.

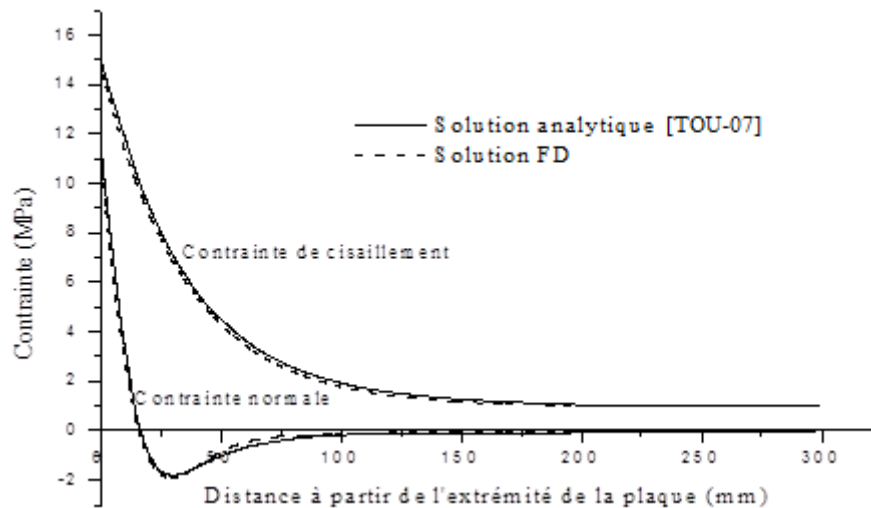


Figure 6-5: Comparaison des contraintes d'interface pour une poutre renforcée par une plaque FRP soumise à une charge concentrée à mi-travée.

Les contraintes d'interfaces dans le cas d'une charge uniformément répartie en présence ou en absence du taper sont comparées dans la **Figure 6-6** et la **Figure 6-7**, où on constate clairement une différence significative dans la distribution des contraintes lorsque le taper est considéré.

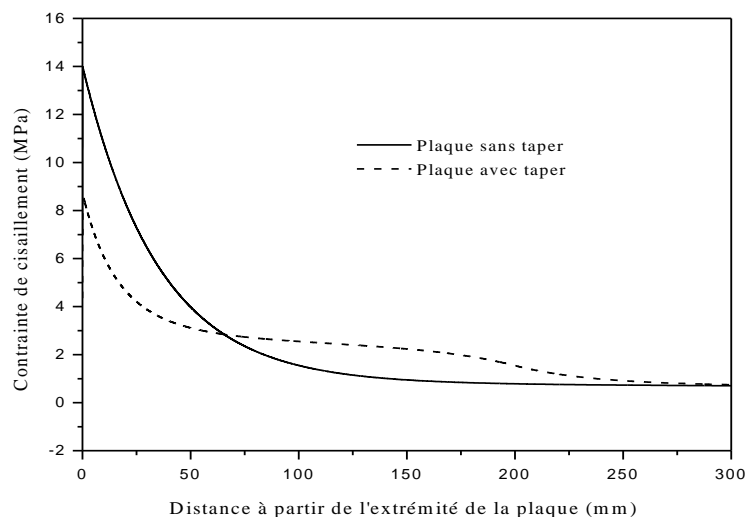


Figure 6-6: Comparaison de la contrainte de cisaillement pour une poutre renforcée par une plaque FRP avec ou sans taper et soumise à une charge uniformément répartie.

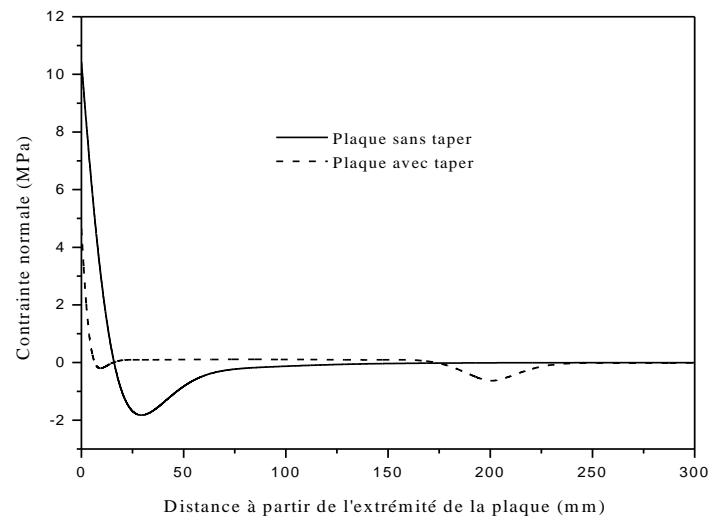


Figure 6-7: Comparaison de la contrainte normale pour une poutre renforcée par une plaque FRP avec ou sans taper et soumise à une charge uniformément répartie.

L'influence de la longueur du taper (a) et de l'épaisseur au niveau de l'extrémité du taper (t_{ext}) sur les contraintes d'interfaces maximales est représentée dans la **Figure 6-8** et la **Figure 6-9** respectivement. On peut observer que l'augmentation de la longueur du taper diminue les contraintes maximales, alors que ces contraintes croissent avec l'augmentation de l'épaisseur (t_{ext}). La **Figure 6-8** et la **Figure 6-9** indiquent l'effet bénéfique d'avoir des extrémités minces et des longueurs considérables du taper. Pour le dernier cas, on remarque que, des longueurs du taper supérieure à 400 mm auront peu d'influence sur les contraintes d'interfaces maximales.

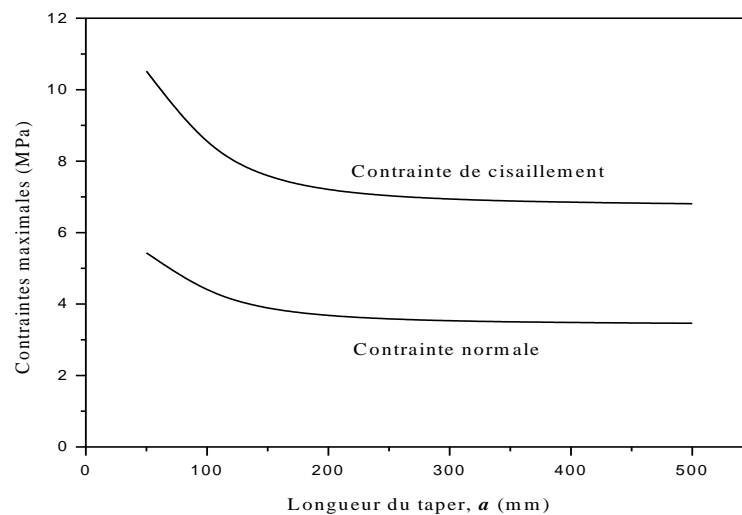


Figure 6-8: Effet de la longueur du taper sur les contraintes maximales d'interfaces ($t_{ext} = 2 \text{ mm}$).

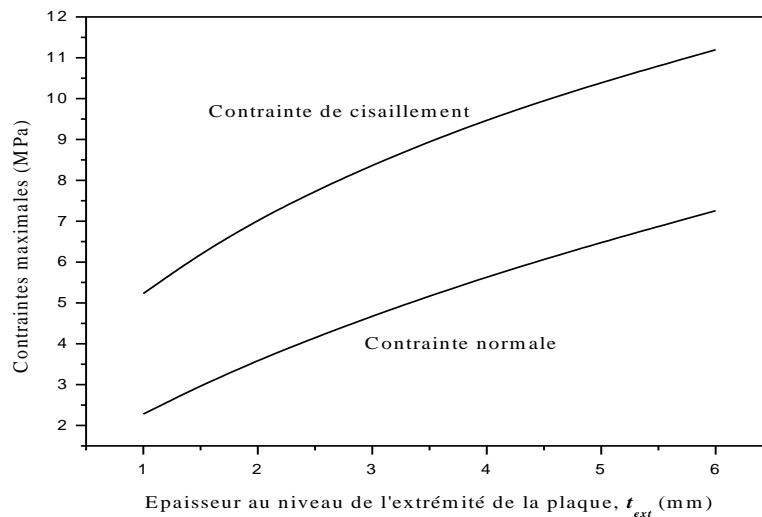


Figure6-9: Effet de l'épaisseur d'extrémité du taper sur les contraintes maximales d'interfaces
($a = 200 \text{ mm}$).

VI.5- CONCLUSION

Dans cette partie une procédure simple est développée pour contrôler les concentrations de contraintes qui se produisent au niveau de l'extrémité de la plaque FRP. La méthode des différences finis est utilisée et les résultats obtenus sont vérifiés avec ceux de la solution analytique où un bon accord est constaté. A partir de cette étude, on peut conclure que les dimensions du taper ont une influence sur les contraintes d'interfaces maximales.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le but de la présente recherche est de contribuer à la compréhension du comportement de structures utilisées en génie civil renforcées par des matériaux composite soumises à la flexion trois points, afin d'éviter toute ruine brusque.

L'utilisation des matériaux composites (FRP) associés à des colles époxydique sur des surfaces tendues ou sur des surfaces latérales est un moyen très efficace pour renforcer les poutres en béton armé, plus particulièrement, pour les poutres faiblement armées. Le collage des composites sur des surfaces tendues augmente la résistance ultime des poutres renforcées.

Il diminue la flèche des structures, il augmente également leur raideur limitant ainsi la propagation des fissures. Ce procédé permet de diminuer la corrosion des armatures et d'améliorer la durabilité des structures.

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

A partir des résultats obtenus, deux modes de rupture du décollement de renfort ont été observés : soit un décollement de renfort qui débute aux extrémités, puis se propage vers le centre de la poutre; soit un décollement se produisant localement dans les endroits des fissurations ; où le moment fléchissant est le plus important. Ce décollement de renfort se propage vers les extrémités du renfort. Le premier mode de rupture provient de la concentration de contraintes à l'extrémité de tissu. La deuxième forme de rupture provient de l'importante déformation du renfort provoqué par la propagation de fissures dues à la combinaison des efforts tranchants et du moment fléchissant.

Dans ce cadre nous aboutissons à deux conclusions :

1- Concernant les structures fissurées réparées ;

Le décollement de renfort est dû à la concentration de contraintes de cisaillement au niveau de la fissure très ouverte du au moment fléchissant. Cela se produit sous les conditions suivantes:

- Une portée importante de la poutre et un moment de flexion élevé qui se produit proche de la mi-portée;
- Les extrémités du tissu sont très proches des appuis;
- L'application d'un renfort mince.

L'étude plus localisée de Hadjazi [HAD_12] qui traite la modélisation des interfaces, ne considère plus le joint de colle entre le béton et le composite comme une interface mais comme un milieu continu ayant une épaisseur bien définie.

Quelques études [ZHI_02 ; WAN_06 ; HAD_12] sur l'interface béton/composite ont permis de montrer qu'une loi de comportement élasto-plastique peut être utilisée pour modéliser localement la mécanique du joint de colle en cisaillement. Dans ce cas, les contraintes de cisaillement ne peuvent dépasser une valeur seuil (τ_f). Lorsque ce seuil est atteint au niveau de la contrainte maximale en bout de collage, l'allongement de l'éprouvette n'est plus proportionnel à l'effort appliqué. L'effort appliqué tend rapidement vers une valeur limite égale ($\tau_f * S_p$), où S_p est la surface totale d'interface entre le composite et le béton [AVR_02]. Plus cette surface est faible, plus la valeur limite est atteinte rapidement.

Le modèle CZM prend en compte l'existence des fissures et les glissements du composite dus à l'ouverture des fissures. L'adhérence entre le béton et le renfort est prise en compte

également. Il est montré qu'elle est responsable de la non-linéarité du comportement global. En effet, la longueur de transfert des efforts de traction du composite vers le béton évolue en fonction du chargement appliqué.

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

Les calculs réalisés par le modèle de Hadjazi [HAD_12] montre que les champs de déplacement obtenus sont similaires à ceux obtenus expérimentalement dans nos essais.

2- Concernons les structures saines renforcées ;

Les études expérimentales et théoriques relatives aux poutres renforcées indiquent que la haute concentration de contrainte au niveau des extrémités du renfort est à l'origine du décollement du renfort.

Le décollement aux extrémités du renfort se produit habituellement lorsque trois conditions sont remplies :

- Une faible portée de l'effort tranchant, ce qui produit un cisaillement important et un décollement entre le renfort et la poutre, situé proche des appuis;
- Les extrémités du renfort sont éloignées des appuis;
- L'application de renfort raide empêchant la flèche et produisant une contrainte de cisaillement élevée près des extrémités du tissu.

Afin d'éviter le décollement aux extrémités du tissu, deux méthodes sont utilisées dans la littérature: soit une limitation de la valeur maximale de contrainte de cisaillement, soit une limitation de la déformation du renfort à l'extrémité de la longueur de transfert.

Traiter la géométrie des extrémités du renfort est un moyen efficace pour éviter la rupture prématurée, avec un gain sur la charge ultime.

Dans ce cadre nous avons développé une solution numérique simple basée sur la méthode des différences finies afin de réduire ces contraintes à l'extrémité de la plaque du renfort par l'utilisation de la technique du taper.

Le problème qui se pose alors, nous avons remarqué pendant les essais expérimentaux que le béton au voisinage du composite est sujet à une nouvelle fissuration, avec des fissures beaucoup plus petites. L'ouverture de ces fissures modifie la répartition locale du glissement et des contraintes tangentielles qui confirme l'étude théorique effectuée par Bennegadi [BEN_13].

L'objectif à moyen terme de cette étude est de poursuivre les essais en utilisant des dispositifs expérimentaux adaptés, capables de prévoir le comportement des structures fissurées réparées par collage de FRP. L'essai présenté pour des sollicitations de cisaillement d'une poutre métallique fissurée réparée donne des résultats relativement similaires au modèle de Hadjazi [HAD_12]. Des différences sur les charges à rupture sont observées, une analyse expérimentale, prenant en compte la vitesse de chargement, peut apporter des éléments de réponse. De plus, il est nécessaire de chercher dans la littérature des modèles qui intègrent l'influence des microfissures sur le comportement global des assemblages.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [ALF_01] ALFANO G., CRISFIELD M.A., “*Finite element interface models for the delamination analysis of laminated composites: mechanical and computational issues*”, International Journal of Numerical methods in Engineering, vol. 50 , pp.1701-1736, 2001.
- [ALM_01] ALMUSALLAM A., “*Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars*”, Construction and Building Materials, vol.15, pp.361-368, 2001.
- [AMI_89] AMIJIMA S., FUJII T. “*A simple stress analysis method for adhesive bonded tapered joints*”, In.t J. Adhes Adhes, vol.9(3), pp.155–160, 1989.
- [AND_98] ANDRADE C., “*The proposal of Rilem recommendations for the diagnosis of corrosion of reinforcement*”, In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement, Journées d’étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l’anticorrosion, , France, pp.86-94,oct. 1998.
- [ARD_97] ARDUINI M., NANNI A., “*Behavior of pre-cracked rc beams strengthened with carbon frp sheets*”, Journal of Composites in Construction, V. 1, No. 2, pp. 63-70, 1997.
- [ARM_88] ARMY T.M., “*Appendix E: Guidelines for the evaluation of existing materials*”, Seismic Design Guidelines for Upgrading Existing Buildings. Navy NAVFAC pp-355.2, Disponible sur: <http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/armymt/tm5-809-10-2>, 1988.
- [ASS_98] ASSIHT.K., “*Contribution à l’étude du renforcement et de la réparation de poutres en béton armé par collage de plaques composites en fibres de carbone*”, PhD thesis, Université de Reims Champagne-Ardenne, 1998.
- [ATA_10] ATTARI N., AMZIANE S., CHEMROUK M., “*Efficiency of beam-columm joint strenthened by frp laminates*”, Advenced Composite Materiels, vol. 19, Number 2, pp.171-183 (13), 2010.
- [AVR_02] AVRIL S., “*Application des méthodes de mesure de champs à la caractérisation mécanique de poutres en béton armé par matériaux composites*”, PhD thesis, Ecole Nationale de Mines de Saint-Etienne, Université de Saint-Etienne, 2002.
- [AVR_03] AVRIL S. ET AL., “*Caractérisation expérimentale et modélisation de la fissuration dans une poutre en béton armé réparée par matériaux composite*”, Compte rendu des 13ème journées nationales sur les composites, vol.1, pp.193-204,2003.
- [BAD_10]BADULESCU C., “*Calcul précis des déformations planes par la méthode de la grille. Application à l'étude d'un multicristal d'aluminium*”, thèse de doctorat de l'Ecole des sciences pour l'ingénieur de Clermont-Ferrand, 2010.
- [BAN_05] BANKS-SILLL., BONIFACEV., ELIASIR. “*Development of a methodology for determination of interface fracture toughness of laminate composites–the 0_/90 _ pair*”, International journal of solids and structures, vol. 42(2), pp. 663–680, 2005.

[BEG_02] BEGUIN J.M., “*Les matériaux composites. Dynamisme et innovation*”, Le 4 pages des statistiques Industrielles, Ministère de l'économie des finances et de l'industrie. SESSI-DiGITIP, No158, ISSN : pp.1241-151, février 2002.

[BEN_01] BENMOKRANE B., WANG P., “*Durability of FRP composites in civil engineering infrastructure applications*”, Draft of the State-of-the-Art Report, American Concrete Institute, Framington Hills, MI.,2001.

[BEN_13] BENNEGADI M.E.L., “*Modèle numérique pour l'étude du comportement d'interface des structure renforcées par plaque en composite*”, Thèse de Doctorat, soutenue en 2013, U.S.T. Oran.

[BOR_02] DE BORST R., “*Fracture in quasi-brittle materials: a review of continuum damage-based approaches*”, Engineering Fracture Mechanics, vol. 69, pp. 95-112, 2002.

[BRE_71] BRESSONJ., “*L'application du béton plaqué*”, Annales de l'I.T.B.T.P., 278,1971.

[BUY_98] BUYUKOZTURK O., HEARINGB., “*Failure behavior of precracked concrete beams retrofitted with FRP*”, Journal of composites for construction, 2(3): 138_144, 1998.

[BUY_04] BUYUKOZTURK O., OGUZ G., ERDEM K., “*Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites*”, Construction and Building Materials, vol. 18, pp. 9–19, 2004.

[CAL_97] CALGARO J.A., LACROIX R., “*Maintenance et réparation des ponts*”, Presses del'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1997.

[CHA_94] CHAJES, M. J., THOMSON T. A. et JANUSZKA, T. F. “*Flexural Strengthening of Concrete Beams Using Externally Bonded Composite Materials*”, Construction and Building Materials, Vol. 8, No. 3, pp.: 191-201, 1994.

[CHA_95] CHAJES M.J., THOMSON Jr. T., FARSCHMAN C., “*Durability of concrete beams externally reinforced with composite fabrics*. Construction and Building Materials, vol.9, No.3, pp.141-148,1995.

[CHA_96] CHAJES M.J., FINCH J.R. W.W., JANUSZKA T., THOMSON J.R. T., “*Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete*”, Structures Journal ACI, vol.93(2), pp208–217,1996.

[CHA_01] CHABOCHE J.L., FEYEL F., MONERIE Y., “*Intrface debonding models: aviscous regularization with alimited rate dependency*”, International Journal of Solid Structures, vol. 38 , pp.3127-3160, 2001.

[CHE_09] CHEN F., “*Debonding analysis of FRP-concrete interface between two balanced adjacent flexural cracks in plated beams*”, International Journal of Solids and Structures, vol. 46 , pp.2618-2628, 2009.

[CUS_92] CUSIN F., “*Tôles collées. Précontrainte additionnelle*”, Annales I.T.B.T.P., vol. 501, pp.85_88, 1992.

[CUV_12] CUVILLIEZ S., “*Passage d’un modèle d’endommagement continu régularisé à un modèle de fissuration cohésive dans le cadre de la rupture quasi-fragile*”, thèse de doctorat de l’École nationale supérieure des mines de Paris, Spécialité Sciences et génie des matériaux, 2012.

[DAI_05] DAI J., UEDA T., SATO Y., “*Development of the nonlinear bond stress-slip model of fiber reinforced plastics sheet-concrete interfaces with a simple method*”, Journal of Composites for Construction, vol. 9 (1), pp. 52-62, 2005.

[DAV_99] DAVIDE., “*Comportement mécanique de poutres en béton armé renforcées ou réparées par collage de matériaux composites : Etude expérimentale et modélisation*”, PhD thesis, Université d’Artois, 1999.

[DEN_01] DENTON S.N. “*Analysis of stresses developed in FRP plated beams due to thermal effects*”, In: Proceeding of the Conference on Composites in Civil Engineering, Hong Kong, vol.527, pp.3612–3614, December 2001.

[DUB_92] DUBOIS M., PICARD A., BEAULIEU D. “*Renforcement de poutres en béton armé à l’aide de matériaux composites: études théoriques et expérimentales*”, Proceeding of the first International Conference on advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Shearbrooke, Que., pp 265-355., October, 1992.

[ECS_99] ENGINEERED CONCRETE SOLUTIONS, “*Crack control ECS3*”, New Zealand: ECS, Disponible sur: http://www2.holcim.com/Upload/NZ/Publications/ECS_Crack_Control.pdf, august 1999.

[ELA_02] EL-AMOURY T., GHOBARAH A., “*Seismic rehabilitation of beam-column joint using GFRP sheets*”, Engineering Structures, vol. 24, pp.1397-1407, 2002.

[ELH_98] EL-HAWARYM., AL-KHAIATH., FERREIGS., “*Effect of sea water on epoxy-repaired concrete*”, Cement and Concrete Composites, vol.20, pp. 41-52,1998.

[ELM_00] EL-MIHILMY M.T., TEDESCOJ.W., “*Analysis of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates*”, Journal of Structure Engineering., 126(6), 684-691, 2000.

[ES_95] ENQUETE DU SETRA, “*Ouvrages d’art réhabilitation, un diagnostic plus sévère que prévu*”, Le Moniteur, 26, 1995.

[EVA_90] EVANSAG., RUHLEM., DALGLEISHB.J., CHARALAMBIDESP.G. “*The fracture energy of bimaterial interfaces*”, Materials Science and Engineering : A, vol. 126(1-2), pp. 53–64, 1990.

[FER_99] FERRIERE., “*Comportement de l’interface composite-béton sous des sollicitations de fluage thermo-stimulé et en fatigue oligocyclique. Application au calcul prévisionnel de la durabilité de poutres B.A. renforcées*”, PhD thesis, Université Claude Bernard Lyon I, 1999.

[GAR_97] GARDENH.N., HOLLOWAY L.C., TORNEA.M., “*A preliminary evaluation of carbon reinforced polymer plates for strengthening reinforced concrete members*”, Civil Engineering Structures Buildings., vol. 123, pp. 127_142, 1997.

[GAR_98] GARDEN H. N., HOLLAWAY L.C., “*An experimental study of the failure modes of reinforced concrete beams strengthened with prestressed carbon composite plates*”, Composites Part B, vol. 29B, pp. 411-424, 1998.

[GON_02] GONZALES CUEVAS O., ROBLES F., “*Aspectos fundamentales del concreto reforzado*”, Editorial LIMUSA S. A., Mexico, pp.757. ISBN968-18-4981-7, 2002.

[GRI_20] Griffith A. “*The phenomenon of rupture and flow in solids*”, Philosophical Transaction of the Royal Society (London) , A221, pp. 163-198,1920.

[HAD_12] HADJAZI K., SEREIR Z., AMZIANE S., “*Cohesive zone model for the prediction of interfacial shear stresses in a composite-plate RC beam with an intermediate flexural crack*”, Composite Structures, vol. 94, No 12, pp. 3574 –3582, 2012.

[HAM_01] HAMELIN P., FERRIER E., “*Etude bibliographique sur les renforcements par matériaux composites de structures en génie civil – Comportement en fatigue et en fluage des renforcements, Identifications des problèmes liées aux renforcements par composites*”, Cahier des charges essai de fatigue. L2M, Université Lyon I, pp.93, 2001.

[HAR_74] HART-SMITH L.J., “*Advances in the analysis and design of adhesive bonded joints in composite aerospace structures*”, In: SAMPE Process Engineering Series, **19**, SAMPE, Azusa, pp.722–737, 1974.

[HER_98] HERAKOVICH C.T., “*Mechanics of fibrous composites*”, USA: Wiley, 1998.

[HU_08] HU N., ZEMBA Y., OKABE T., YAN C., FUKUNAGA H., ELMARAKBI A.M., “*A new cohesive model for simulating delamination propagation in composite laminates under loads*”, Mechanics of Materials, 2008.

[HUC_08] HUCHETTE C., GUINOT F., “*Experimental and numerical analysis on delamination growth in damaged composite material*”, Composite Science and Technologie, vol. 68, pp.2282-2289, 2008.

[HUT_92] HUTCHINSON J.W., SUO Z., “*Mixed mode cracking in layered materials*”, Advances in applied mechanics, vol. 29(63), pp.191, 1992.

[JAC_93] JACOBS J., VYNCKE J., “*Pathologie du Béton Comment y Faire face*”, CSTC-Magazine, Belgium, pp.37-45,1993.

[KAM_00] KAMADA T., LI V. “*The effect of surface preparation on the fracture behaviour of ECC/concrete repair system*”, Cement & Concrete composite, vol.22, pp.423-431, 2000.

[KAR_02] KARABINIS A.I., ROUSAKIS T. C., “*Concrete confined by FRP material: a plasticity approach*”, Engineering Structures 24, pp. 923-932, 2002.

[KUH_00] KUHL A., QU J., “*A technique to measure interfacial toughness over a range of phase angles*”, Journal of Electronic Packaging, pp.122-147, 2000.

[KUR_04] KURIGER R. ET AL. “*Analysis of composite reinforced concrete beams*”, Ohio University, USA. [en ligne]. Disponible sur: <http://www.ent.ohio.edu/~kuriger/rcbeams.pdf> [consulté le 09.03.2012].

[L'H_67] L'HERMITER., “*L'application des colles et résines dans la construction. Le béton à coffrage portant*”, Annales de l'I.T.B.T.P., 239, 1967.

[LAM_95] LAMONTANE A., PIGEON M., BEAUPRE D., “*Durabilité des réparations en béton projeté*”, Journal of material and structures, 28:260_266, 1995.

[LI_01] LI A., DIAGANA CH., DELMAS Y., “*CRFP contribution to shear capacity of strengthened RC beams*”, Engineering Structures 23, pp. 1212-1220, 2001.

[LI_04] LI W., SIEGMUNDT. “*An analysis of the indentation test to determine the interface toughness in a weakly bonded thin film coating-substrate system*”, Acta materialia, vol. 52(10), pp. 2989–2999, 2004.

[LI_06] LI G., GHEBREYESUS A. “*Fast repair of damaged RC beams using UV curing FRP composites*”, Composites Structures, vol.72, pp.105-110, January 2006.

[LUY_94] LUYCK J., “*Fibres de carbone*”, Techniques de l'ingénieur, traité Matériaux non métalliques, A2210 pp. 1-16 et A2211 pp. 1-14, 1994.

[MAH_98] MAHUT B., “*Diagnostic des ouvrages en béton armé : état, méthodes, prévision du vieillissement*”, In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement, Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, France, pp.67-76, octobre 1998.

[MAI_98] MAILVAGANAMN.P., PYEG.B., ARNOTTM.R., “*Réparation du béton: Préparation de la surface, Solution constructive*”, No24 [en ligne]. Canada : Institut de recherche en construction, Disponible sur : <http://irc.nrcnrc.gc.ca/ctus/ctu24f.pdf> [consulté le 14.10.03], 1998.

[MAL_99] MALVAR L.J., “*Durability of Composites in Reinforced Concrete*”, In: 1st International Conference on Durability of Composites for Construction, august 1998, Sherbrooke, Canada, pp.1-12, 1998.

[MAR_98] MARIE-VICTOIRE E., TEXIER A., “*Les Altérations Visibles du Béton*”, In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement, Journées d'étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, France, pp.27-34, octobre 1998.

[MEI_92] MEIER U., DUERIN GM., MEIER H., SCHWELER G., “*Strengthening with CFRP laminates: Research and application in schwitzerland*”, In First International Conference, editor, Advanced composite materials in bridges and structures, pp. 243_251, 1992.

[MEI_92'] MEIER U., KAISER H. “*Bâtiment: renforcement des structures par des stratifiés en fibres de carbone*”, C., CHAJES M.J., MERTZ D.R., HASTINGS J.N. “*Strengthening of a steel bridge girder using CFRP plates*”, J. Bridge Eng, vol. 6(6), pp. 514–22, 2001.

[MUL_03] MULLER M., ET AL. “*Application de l’inter corrélation d’images à l’analyse fine du pontage des fissures dans des structures en béton armé renforcée par composites*”, Compte rendu des 13ème journées nationales sur les composites ,vol.1, pp.377-386, 2003.

[NAW_88] NAWY R., “*Concreto reforzado Un enfoque basico*”, Prentice-Hall Hispanoamericana, S.A., Mexico, 743 p. ISBN 968 880-075-9, 1988.

[NF_81] ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. “*Moules pour éprouvettes cylindrique et prismatique*”, ©afnor 1981, pp.33-35, Décembre 1981.

[NF5_01] ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. “*Essai pour béton durci*”, Norme Européenne – Norme Française NF EN 12390-5, Partie 5: Résistance en flexion sur éprouvettes. ISSN 0335-3931, Octobre 2001.

[NGU_01] NGUYEN D.M., CHAN T.K., CHEONG H.K., “*Brittle failure and bond development length of CFRP concrete beams*”, Journal of Composites Construction, vol. 5, N°:1, pp.12–17, 2001.

[NIS_99] NISHIDA H., KAMIHARAKO A., SHIMOMURA T., MARUYAMA K., “*Bond mechanism between continuous fiber and concrete*”, vol. 21, pp.1507–1512,1999.

[NIU_00] WU Z.S., NIU H.D., “*Shear transfer along FRP–concrete interface in flexural members*”, Journal Mater Concrete Structures Pavements, vol.49(662), pp.231–245, 2000.

[OCA_06] OCAÑAL, MOLINA-ALDAREGUIAJ.M., GONZALEZD., ELIZALDEM.R., SÁNCHEZ J.M., MARTÍNEZ-ESNAOLAJ.M., GIL SEVILLANOJ.,SCHERBAN T., PANTUSO D., SUN B., ET AL. “*Fracture characterization in patterned thin films by crosssectional nanoindentation*”, Acta materialia, vol. 54(13), pp. 3453–3462, 2006.

[PAI_86] PAIPETIS S.A., DIMAROGONAS A.D., “*Analytical methods in rotor dynamics*”,Elsevier Applied Science, London,1986

[PER_96] PERRIER R., HAMELIN P., “*Ouvrage d’art utilisant des matériaux composites*”, IREX, France, No 6, pp.8-32, 88-114,mai 1996.

[QUA_96] QUANTRILL R. J., HOLLAWAY L.C., THRONE A.M., “*Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response: part I*”, Magazine of Concrete research, 48, No. 177, DEC., pp.331-342, 1996.

[RAB_03] RABINOVITCH O., FROSTIG Y. “*Experiments and analytical comparison of RC beams strengthened by CFRP composites*”, Composites Part B: engineering, pp.663-677,2003.

[RAS_02] RASHEED H.A., PERVAIZ S.,“*Bond slip analysis fiber-reinforced polymer-strengthened beams*”, Journal of Engineering Mechanics, vol. 128 , pp.78-85, 2002.

[ROB_89] ROBERTS M.D., HAJI-KAZEMI H., “*Strengthening of under-reinforced concrete beams with mechanically attached steel plates*”, International Journal of cement Composites and Lightweight Concrete, vol. 11, pp. 21, 1989.

[RUI_02]RUIZV. S.,“*Renforcement d’éléments structuraux en béton armé à l’aide de matériaux composites : analyse ne de la zone d’ancrage*”, PhD thesis, Université Blaise Pascal Clermont II, 2002.

- [SAA_90] SAADATMANESH H., EHSANI M.R., “*Fiber composite plates can strengthen beams*”, Concrete International, ACI, vol.12(3), pp.65–71, 1990.
- [SAA_91] SAADATMANESH H., EHSANIM.R., “*RC beams strengthened with GFRP plates I: Experimental study*”, Journal of structural engineering, vol.117(11), pp. 3417_3433, 1991.
- [SAT_96] SATO Y., TAKAHASHI T., UEDA T., “*Ono S. Shear behavior of RC beams reinforced with carbon fiber sheet*”, Proceedings of the Japan Concrete Institute, vol.18(2), pp.1469–1474, 1996
- [SEB_01] SEBASTIAN W.M., “*Significance of midspan debonding failure in FRP-plated concrete beams*”, ASCE Journal of Composites for Construction, pp.792-798, 2001.
- [SHA_94] SHARIF A., AI-SULAIMANI G.J., BASUNBUL I.A., GHALEB B.N., “*Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates*”, ACI structural journal, pp.160-168, March-April 1994.
- [SHA_96] SHAHAWI M. A., AROCKIASAMY M., BEITELMAN T., SOWRIRAJAN R., “*Reinforced concrete rectangular beams strengthened with CFRP laminates*”, Composites : Part B. vol .27B, pp.225-233, 1996.
- [SHI_06] SHI X.Q., ZHANG X.R., PANG J.H.L., “*Determination of interface fracture toughness of adhesive joint subjected to mixed-mode loading using finite element method*”, International journal of adhesion and adhesives, vol.26(4), pp.249–260, 2006.
- [SIK_06] SIKA FRANCE S. A., “*Notice technique sikadur 330 [en ligne]*”, Disponible sur : <http://www.sika.fr/construction/document/nt/nt997.pdf> [consulté le 03.01.2012].
- [SMI_01] SMITH J.G., TENG J., “*Interface stresses in plated beams*”, Engineering Structures, vol. 23 , pp.857-871, 2001.
- [TAC_98] TACHE G., VIE D., “*Facteurs de vieillissement et diagnostic des ouvrages en béton armé*”, Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement. Journées d’étude de la Commission Construction Bâtiment du Centre Français de l’anticorrosion, France, pp.140-150, 1998.
- [TAL_96] TALJSTEN B., “*Strengthening of concrete prisms using the plate-debonding technique*”, International Journal Fractures, vol. 81, pp.253–66, 1996.
- [TAN_99] TANN D.B., DELPARK R., “*Experimental investigation of concrete beams reinforced with narrow carbon strips*”, Proc. Int. Conf. Structural Faults & Repair- 99. CD-Rom, 1999.
- [TEN_00] TENG, J. G., CHEN, J. F., SMITH, S. T., LAN, L. “*RC Structures Strengthened with CFRP Composite*”, Research Centre For Advanced Technology in Structural Engineering , The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, China, 2000.
- [THE_83] THEILLOUTJ.N., “*Renforcement et réparation des ouvrages d'art par la technique des tôles collées*”, PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Paris, 1983.

- [TOU_06] TOUNSI A., “*Improved theoretical solution for interfacial stresses in concrete beams strengthened with FRP plate*”, International Journal of Solids and Structures, vol. 43, pp.4154-4174, 2006.
- [TOU_07] TOUNSI A., BENYOUCEF S., “*Interfacial Stresses in Externally FRP Plated Concrete Beams*”, International Journal Adhesion Adhesives, vol. 27(3), pp. 207–215, 2007.
- [TRI_92] TRIANTAFILLOU T.C., PLEVRIS N., “*Strengthening of rc beams with epoxy-bonded bre-composite material*”, Materials and Structures, 25:201_211, 1992.
- [TSA_98] TSAI M.A., OPLINGER D.W., MORTON J., “*Amélioration des solutions théoriques pour les joints de recouvrement adhésive*”, Revue internationale de solides et des structures. Vol. 35 (12), pp.1163-1185, 1998.
- [TVE_90] TVERGAARD V., “*Effect of fiber debonding in a whisker-reinforced metal*”, Master in Science and Engineering, pp.203-213, 1990.
- [VAR_96] VARASTEHPOURH., “*Optimisation du renforcement des ouvrages en béton armé par des matériaux composites*”, Thèse de doctorat, Université Claude Bernard Lyon 1, 1996.
- [VIN_87] VINSON J.R., SIERAKOWSKI R.L. “*The behaviour of structures composed of composite materials*”, Dordrecht, The Netherlands: Kluwer, 1987.
- [WAN_06] WANG J., “*Décollement de PRF-plaqué poutre en béton armé, une analyse des obligations-dérivant*”, Partie I: formulation théorique. International Journal of Solids and Structures, vol. 43 (21), pp.6649-6664, 2006.
- [WAN_06'] WANGJ.A.J., WRIGHTI.G., LANCEM.J., LIUK.C. “*A new approach for evaluating thin film interface fracture toughness*”, Materials Science and Engineering : A, vol.426(1-2), pp. 332–345, 2006.
- [WAN_08] WANG J., ZHANG C., “*Nonlinear fracture mechanics of flexural-shear induced debonding of frp strengthened concrete beams*”, International Journal of Solids and Structures, vol. 45, pp. 2916-2936, 2008.
- [WU_98] WU Z.S., MATSUZAKI T., TANABE K., “*Experimental study of fracture mechanism of FRP-strengthened concrete beams*”, JCI Symposium on FRP Reinforced Concrete Structures, vol.5, pp.119–126, 1998.
- [WU_00] WU Z.S., NIU H.D., “*Study on debonding failure load of RC beams strengthened with FRP sheets*”, Journal Structures and Engineering, vol.46A, pp.1431–1441, 2000.
- [WU_01] WU Z.S., YUAN H, YOSHIZAWA. H., KANAKUBO T., “*Experimental/analytical study on interfacial fracture energy and fracture propagation along FRP–concrete interface*”, ACI International, Special Publication, vol.201, pp.133–152, 2001.
- [WU_03] WU Z.S., YIN J., “*Fracturing behaviors of FRP-strengthened concrete structures*”, Engineering Fracture Mechanics, vol. 70, pp.1339–1355, 2003.

[WU_04] WUZ.Y., “*Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré fissurées et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue*”, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2004.

[XU_93] XU X.P., NEEDLEMANA. “Void nucleation by inclusion debonding in a crystal matrix”, *Modelling and Simulation in Materials Science and Engineering*, 1 :111, 1993.

[XU_94] XU X.P., NEEDLEMANA. “Numerical simulations of fast crack growth in brittle solids”, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, vol. 42(9), pp. 1397–1434, 1994.

[YIN_99] YIN J., WU Z.S., “*Interface crack propagation in FRP-strengthened concrete structures using nonlinear fracture mechanics*”, FRPRCS-4, Baltimore, October 31–November 5, pp.1035–1047, 1999.

[YIN_01] YIN J., WU Z.S., ASAKURA T., “*FE analysis on cohesion debonding and cracking behavior of FRP-strengthened concrete beams by nonlinear fracture mechanics*”, ACI International, Special Publication, vol.201, pp.267–281, 2001.

[YOS_00] YOSHIKAWA H., WU Z.S., YUAN H., KANAKUBO T., “*Study on FRP–concrete interface bond performance*”, *Journal Materials Concrete Structures Pavements*, vol.49(662), pp.105–119, 2000.

[YUA_01] YUAN H., WU Z.S., YOSHIKAWA H. “*Theoretical solution on interfacial stress transfer of externally bonded steel/composite laminates*”, *Journal Structures Mechanics Earthquake, Eng JSCE*, vol. 4, pp.27–39, 2001.

[ZHI_01] ZHISHEN W., JUN Y. “*Fracturing behaviors of FRP-strengthened concrete*”, *Journal Engineering Fracture Mechanics*, vol. 70, pp.1339–1355, 2003.