



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Djillali Liabès de Sidi Bel Abbès

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Laboratoire des Matériaux et Hydrologie

THESE

Présentée pour l'obtention du Diplôme de Doctorat en Sciences

Par :

Monsieur TOUATI Mahmoud

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures & Matériaux

Intitulé de la thèse

ETUDE ET ANALYSE DES DIFFERENTS TYPES DE RENFORCEMENT DANS LES POUTRES-PONTS

Soutenue publiquement le 11 juin 2015 devant le jury composé de :

Composition de jury :

Pr TOUNSI Abdelouahed	Président	Université Djilali Liabès Sidi Bel Abbès
Pr BENGUEDIAB Mohamed	Directeur de thèse	Université Djilali Liabès Sidi Bel Abbès
Pr ADDA BEDIA El abbas	Examineur	Université Djilali Liabès Sidi Bel Abbès
Dr HOUARI Mohammed Sid Ahmed	Examineur	Université de Mascara
Dr YEGHNEM Redha	Examineur	Université de Saida
Dr KACI Abdelhakim	Examineur	Université de Saida
Pr K. H. BENRAHOU	Invité	Université Djilali Liabès Sidi Bel Abbès

ANNEE UNIVERSITAIRE 2014/2015

Remerciements

Ce travail a été réalisé au sein du laboratoire de Matériaux et Hydrologie grâce à l'aide qui m'a été apportée par plusieurs personnes.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à monsieur le professeur Benquedial Mohamed de l'Université de Sidi Bel Abbès pour avoir accepté d'encadrer scientifiquement cette thèse, de m'avoir guidé et soutenu tout au long de cette étude.

Ses qualités humaines et scientifiques, ses conseils ont tracé le chemin de cette thèse de l'introduction à la conclusion. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude

Je tiens aussi à remercier le professeur Adda Bedia El Abbas pour m'avoir accepté au sein du Laboratoire de Matériaux et Hydrologie et accepté d'expertiser ce travail. Je le remercie pour son aide très précieuse qu'il m'a apportée depuis le début en me faisant intégrer au sein d'une de leurs équipes de travail et ses encouragements. Qu'il trouve ici l'expression de mes vifs remerciements.

Je remercie tout particulièrement,

- Monsieur le professeur Tounsi Abdelouahed pour avoir accepté de présider le jury et aussi je le remercie pour son aide et soutien moral.*

Je remercie aussi

- *le Docteur Yaghnam Redha Maitre de Conférences A à l'université de Saida et le Docteur Kaci Abdelhakim Maitre de Conférences A à l'université de Saida ainsi que le Docteur Houari Mohammed Sid Ahmed Maitre de Conférences A à l'université de Mascara pour leurs précieux conseils et aussi pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail et avoir accepté de faire partie du jury.*
- *Le professeur Benrahou Kouider Halim pour avoir accepté de faire partie de ce jury*

Je remercie profondément monsieur Sadoune Mohamed pour son aide précieuse et ses atouts scientifiques qu'il m'a apporté tout au long de ma formation doctorale sans quoi cette étude n'aurait pas vu le jour.

- *Je tiens à remercier également :*

Toutes les personnes qui de loin ou de près ont contribué à ce travail.

DEDICACES

À mon très cher père.

À ma très chère mère,

À ma chère sœur,

À mes frères,

À tous ceux qui m'ont encouragé tout au long de ce travail.

Résumé :

L'intensité du développement du béton armé a conduit à une grande amélioration des ouvrages en béton dès la première moitié du vingtième siècle, ces ouvrages ont été conçus pour satisfaire des performances dimensionnelles et mécaniques, suite à l'utilisation intensive ou à l'expiration de leurs durée de vie un grand nombre des ouvrages d'art présente des désordres qui nécessitent une meilleur réhabilitation (renforcement intégral ou partiel) afin d'améliorer ces performances mécanique et ces durabilité. Les techniques de réparation et renforcement par les matériaux composites se caractérisent par leur simplicité de mise en œuvre et leurs efficacité, l'application de ces matériaux pour le renforcement des ouvrages d'art est récente, et plusieurs études ont été réalisées sur le comportement d'éléments renforcés par ces composites.

Dans ce travail une analyse des contraintes d'interface dans les poutres renforcées par une plaque FRP est étudiée; introduisant les effets de déformations de cisaillement des adhérents (poutre en BA et la plaque FRP). L'analyse est basée sur l'approche de compatibilité de déformation où on assume que les contraintes de cisaillement et des efforts normaux sont invariables à travers l'épaisseur de l'adhésif,

La distribution des contraintes de cisaillement est supposée être parabolique à travers de l'épaisseur des adhérents dans le calcul des contraintes d'interface de cisaillement, et la théorie des poutres Timoshenko est utilisée dans la prédiction des contraintes d'interface de l'effort normal pour de prendre en considération les contraintes de déformation. Les résultats numériques d'une étude comparative de la présente analyse et ceux qui existent déjà sont présentés pour illustrer les effets des principales variables géométriques et mécaniques sur la distribution de ces contraintes.

Mots clés : poutre, renforcement, matériaux composites, contraintes d'interface, précontrainte.

Abstract

The intensity of the development of reinforced concrete led to a great development of concrete structures since the first half of the twentieth century, these structures have been designed to satisfy the dimensional and mechanical performance, structural beams has sustained to a disorders due to intensive use or expiration of their service life, requires of ensuring better rehabilitation (full or partial reinforcement) to improve the mechanical performance and its durability. Repair techniques and reinforcement composite materials are characterized by their implementation simplicity and efficiency, the application of these materials for building structures is recent, and several studies have been conducted on the behavior elements reinforced by these composites.

In this scientific work, an improved analytical solution for adhesive stresses in a concrete beam bonded with the FRP plate is developed by including the effect of the adherend shear deformations. The analysis is based on the deformation compatibility approach where both the shear and normal stresses are assumed to be invariant across the adhesive layer thickness. The shear stress distribution is supposed to be parabolic across the depth of the adherends in computing the adhesive shear stress and Timoshenko's beam theory is employed in predicting adhesive normal stress to consider the shear deformation. Numerical results from the present analysis are presented both to demonstrate the advantages of the present solution over existing ones and to illustrate the main characteristics of adhesive stress distributions.

Keywords: Plated concrete beams, Adhesive stress, Shear deformation, FRP composites

ملخص:

سرعة تحسين و تطوير الخرسانة المسلحة أدى إلى تعزيز و تطور مختلف الهياكل في النصف الأول من القرن العشرين، وقد صممت هذه الهياكل للصدوم أمام مختلف الأبعاد و الاجهادات.

بسبب الاستخدام المكثف أو انتهاء الخدمة حياتهم، يتعرض الكثير من المنشآت الفنية إلى التدهور مما يتطلب ضمان إعادة تأهيل أفضل (التعزيز الكامل أو الجزئي) لتحسين أداء الميكانيكية والمتانة.

تقنيات الإصلاح و الدعم بالوسائل المركبة تتميز ببساطة إستعمالها و فعاليتها، إستعمال هذه الوسائل لدعم الأعمال الفنية هو حديث، و قد أجريت دراسات عديدة على العناصر المدعمة لرؤية مدى فاعلية هذه الوسائل المركبة.

هذا العمل تحليل للصعوبات المواجهة في الكمرات المدعمة بصفائح FRP تمت دراستها، مع إدخال عوامل تشويه قطع اللحام (كمرة من الإسمنت المسلح و صفيحة FRP).

التحليل يركز على مبدأ إنسجام التشوه عندما نقبل أن صعوبات القطع و الجهد العادي هم نفسهما من خلال سماكة الطبقة المضافة.

توزيع الاجهادات في القطع يفترض أن يكون متكافئ. و نظرية أعمدة timoshenko تستعمل للتنبؤ بالاجهادات العادية مع مراعاة اجهادات القطع.

النتائج الرقمية لدراسة مقارنة بين التحليل الحاضر و بين التحليل الموجودة سابقا هي لتوضيح مدى تأثير العوامل الرئيسية للهندسة و الميكانيك في توزيع الاجهادات.

الكلمات الرئيسية: كمرة، تدعيم ، أدوات مركبة ، الاجهادات ، صلابة الخرسانة.

TABLE DES MATIERES

ملخص

RESUME

ABSTRACT

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES NOTATIONS

Introduction générale.....	1
Chapitre I «Pathologies et renforcement des poutres ponts»	
I.1. Introduction.....	5
I.2. Généralité sur les ponts	5
I.3. Présentation du béton.....	6
I.3.1 La microscopie du béton.....	6
I.4. Pathologies et principales origines des dégradations des ouvrages.....	7
I.4.1 Modes de dégradation.....	8
I.4.1 a) Réaction Alcalis-Granulats.....	8
I.4.1 b) Carbonatation	9
I.4.1 c) Décalcification.....	11
I.4.1 d) Action des cycles de gel-dégel.....	11
I.4.1 e) Retrait du béton.....	13
I.4.1 f) Corrosion des armatures.....	13
I.4.1 g) Erosion, abrasion.....	15
I.4.1 h) chocs.....	15
I.4.1 i) Désordres dus aux Erreurs de Conception ou d'Exécution.....	15
I.4.1- j) Des causes externes.....	18
I.4.1 k) Modification des Conditions d'Exploitation ou d'Utilisation des Ouvrages.....	19
I.5. Différents méthodes de renforcement et de réparation.....	19
I.5.1 Définition.....	19
I.5.2 Les méthodes de réparation structurale.....	20
I.5.2.1 Réparation des désordres superficiels.....	20
I.5.2.2 Traitement des fissures.....	20

I.5.2.3 L'augmentation de la hauteur utile de la section	21
I.5.2.4 Réparation par béton projeté	22
I.5.2.5 Réparation ou renforcement par précontrainte additionnelle.....	24
I.5.2.6 Réhabilitation renforcement avec plaques d'acier	25
I.5.2.7 Renforcement par collage de plats composites	27
I.5 Conclusion	28

Chpitre II « Generalites sur les materiaux composites »

II.1. Introduction	30
II.2 Classement d'un matériau composite	31
II.3 Les constituants des matériaux composites	32
II.3.1 La matrice	33
II.3.1 a) Les résines thermodurcissables	33
II.3.1 b) Résines thermoplastiques	34
II.3.1 c) Les charges	35
II.3.1 d) Additifs.....	35
II.3.2 Renforts	35
II.3.2 a) Fibres de verre	36
II.3.2 b) Fibre de carbone	37
II.3.2 c) Fibre aramide (kevlar)	37
II.3.2 d) Fibres Céramiques Réfractaires FRC	38
II.4. Architecture des matériaux composites	39
a) Ensembles linéaires	39
b) Ensembles surfaciques	40
c) Ensembles multidirectionnels	42
II.5 Procédés de fabrication	42
II.5.1 Moulage au contact	43
II.5.2 Moulage par projection simultanée	43
II.5.3 Moulage sous vide	44
II.5.4 Moulage par injection basse pression de résine - RTM	44
II.5.5 Compression thermodurcissable SMC	45
II.5.5 Enroulement filamentaire (ou bobinage)	46
II-6. Propriétés mécaniques des composites «PRF»	47
II-6.1. Teneurs en volume	49
II-6.2. Teneurs en masse	49
II-6.3. Module d'élasticité	50
II-6.4. Effet de l'orientation des fibres	50
II.7. Comparaison des performances pour le renforcement des structures	52
II.8. Conclusion	48

Chpitre III « Comportement des poutres B.A renforcées par des plaques»

III.1. Introduction	54
III.2. La théorie des poutres :	54
III.2.1. Mise en œuvre et illustrations de la théorie exacte des poutres	54
III.2.2. Comparaison des poutres Bernoulli et Timochenko	55
III.3. Loi de comportement	56
III.3.1. Matrice de flexibilité ou souplesse	57
III.3.2. Matériau anisotrope	58
III.3.3. Matériau monoclinique	58
III.3.4. Matériau orthotrope	54
III.3.5. Matériau transversalement isotrope	59
III.3.6. Matériau isotrope	60
III.4. Comportement des Composites unidirectionnels	60
III.4.1. Comportement en traction	60
III.4.2. Comportement en compression longitudinale	61
III.5. Travaux sur le comportement des poutres renforcées par matériaux composite :	62
III.5.1 Renforcement en flexion	67
III.6. Classification des modes de rupture	62
III.6.1. Rupture due à la flexion	69
III.6.2. Rupture due au cisaillement	70
III.6.3. Ruptures par décollement de l'extrémité	71
III.6.3. a) Séparation d'enrobage en béton	71
III.6.3. b) Décollement du composite à l'extrémité	72
III.6.3. c) Décollement du composite à mi-portée	73
III.7. Conclusion	74

Chpitre IV « Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques»

IV.1 Introduction	76
IV.2.Méthodes de calcul des contraintes d'interface	77
IV.3.Approche pour le calcul des contraintes d'interfaces	77
IV.3. 1. Hypothèses de base	77
IV.3 Distribution des contraintes de cisaillement le long de l'interface béton-FRP	78
IV.4 Distribution des contraintes normales d'interface entre la plaque de FRP – béton	83
IV.5 Résultats et discussions	90
IV.5.1 Vérification de la méthode	90
IV.5.2 Comparaisons numériques	92
IV.5.3 Etude paramétrique	94

IV.5.3 a) Matériaux Utilises	94
IV.5.3 b) Effet du module d'élasticité de la couche d'adhésif	95
IV.5.3 c) Effet de l'épaisseur de la Couche de l'Adhésif	97
IV.5.3 d) Effet de la raideur de la plaque	98
IV.5.3 e) Effet de l'épaisseur de la plaque	100
IV.5.3 f) Effet de la hauteur de la poutre	102
IV.6 Conclusion	103
Conclusion Générale	105
Références bibliographiques	107

CHAPITRE I

Tableau I.1: Listes des ponts dégradés en béton armé sur RN (ou béton armé + métallique en superstructure) de la région de Biskra, selon les rapports des visites d'inspections détaillées faites par CTTTP en 1993..... 17

CHAPITRE II

Tableau II.1: Caractéristiques des résines thermodurcissables 34

Tableau II.2: Caractéristiques des résines thermoplastiques 34

Tableau II.3: Caractéristiques des Fibres de verre..... 36

Tableau II.4: Caractéristiques des Fibres de carbone 37

Tableau II.5: Caractéristiques des Fibres aramide (kevlar). 38

Tableau II.6: Caractéristiques des Fibres Céramiques Réfractaires FRC..... 39

Tableau II.7: Propriétés mécaniques typiques des composites «PRFV», «PRFC» et «PRFA» 47

Tableau II.8: Comparaison qualitative entre Verre-E, Carbone-H.T et fibres Aramide 52

CHAPITRE III

Tableau III.1: Principe d'équation des poutres Bernoulli et Timoshenko..... 56

CHAPITRE IV

Tableau IV.1: Caractéristiques géométriques et propriétés des matériaux utilisés.... 91

Tableau IV.2: Caractéristiques géométriques et mécaniques des composants. 95

Liste des Figures

chapitre I «Pathologies et renforcement des poutres ponts»

Fig,I-1	Pont à poutres	5
Fig,I-2	Schématisation d'un réseau poreux d'un béton standard	7
Fig,I-3	Facteurs d'endommagement	9
Fig,I-4	Dégâts de RAG d'un mur de soutènement	9
Fig,I-5	Granulat fissuré par une réaction alcalis-silice	9
Fig,I-6	L'état de corrosion des armatures sur une poutre d'auvent en béton armé	10
Fig,I-7	Progression du front (Par carbonatation) sur une poutre d'auvent en béton armé	10
Fig,I-8	Précipité de calcite suite à un lessivage du béton	11
Fig,I-9	Étapes de formation des cristaux de glace dans un matériau poreux	12
Fig,I-10(a)	Ponts cristallins lors de la prise	13
Fig,I-10(a)	Fissures de retrait sur la coupe d'une éprouvette	13
Fig,I-11	Illustration schématique de la corrosion des armatures dans le béton comme un processus électrochimique	14
Fig,I-12	Fissuration du béton d'une poutre due au gonflement des armatures	14
Fig,I-13	choc à cause des poids lourds hors gabarit contre l'intrados du pont	15
Fig,I-14	Les facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages d'art (les ponts)	16
Fig,I-15	Renforcement des poutres par chemisage	22
Fig,I-16	Les deux techniques de projection	23
Fig,I-17	Précontrainte Additionnelle	25
Fig,I-18	La mise en œuvre des plats collés	26
Fig,I-19	Renforcement par collage de plats composites	28

Chapitre II: Généralistes sur les matériaux composites

Fig. II-1	Utilisation des matériaux composites	30
Fig. II-2	Pièces composites sur des structures d'aéronefs (Boeing 787)	31
Fig. II-3	Classification des matériaux composites	32
Fig. II-4	Constituant des matériaux composites	32
Fig. II-5	Orientations linéaires des fibres	40
Fig. II-6	Mat de verre	40
Fig. II-7	Les tissus	41
Fig. II-8	Les tricots	41
Fig. II-9	Tresses	42
Fig. II-10	Tissage 3D	42
Fig. II-11	Moulage par contact	43
Fig. II-12	Projection simultanée	44
Fig. II-13	Moulage par injection basse pression de résine RMT	45
Fig. II-14	Compression thermodurcissable SMC	46

Fig. II-15	Enroulement filamentaire (ou bobinage)	46
Fig. II-16	Courbes contrainte-déformation typiques des PRFV, PRFC et des aciers doux	48
Fig. II-17	Modules EL et ET en fonction de l'orientation des fibres d'un matériau composite de type Verre/Polyester avec une configuration $[\theta_1 / - \theta_2 / \theta_1]$	51
Fig. II-18	Module de cisaillement en fonction de l'orientation des fibres d'un matériau composite de type Verre/Polyester avec une configuration $[\theta_1 / - \theta_2 / \theta_1]$	51

Chapitre III : Comportement des poutres B.A renforcées par des plaques

Fig.III-1	Hypothèse cinématique pour (a) une poutre Bernoulli et (b) une poutre Timoshenko	55
Fig.III-2	Mode de rupture en compression par cisaillement	62
Fig.III-3	Différent Modes de rupture	68
Fig.III-4	Schéma typique de poutre en BA réparée par le collage de composite endommagée par flexion et par la rupture de tissu	69
Fig.III-5	Schéma typique de poutre en BA renforcée par le collage de composite endommagée par flexion et par l'écrasement du béton comprimé	70
Fig.III-6	Courbes de charge- flèche pour poutres en BA renforcées et non renforcées (<i>K.T.Lau, P.K. Dutta (2001),</i>)	70
Fig.III-7	Schéma typique du côté de la poutre en BA réparée par le collage de composite endommagée par cisaillement.	71
Fig.III-8	Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par séparation d'enrobage en béton	72
Fig.III-9	Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par décollement du composite (FRP) à l'extrémité	72
Fig.III-10	Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par décollement du tissu à mi-portée.	73

Chapitre IV : Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

Fig.IV-1	Poutre simplement appuyée renforcée par une plaque en matériaux composites.	78
Fig.IV-2	Un segment différentiel de la poutre renforcée	78
Fig.IV-3	Relation entre la charge critique de flambement et l'indice de translation du DWCNT	91
Fig.IV-4	Comparaison de la contrainte normale d'interface de la poutre en BA renforcée par une plaque en acier selon différentes approches Tounsi(2006) ;Tounsi et al(2009)	92
Fig.IV-5	Comparaison de la contrainte d'interface normale dans une poutre renforcée par une plaque d'acier : (a) contraintes de cisaillement, (b) les contraintes normales	93
Fig.IV-6	Effet du module d'Young de l'adhésif sur les contraintes d'interfaces de la poutre en BA renforcée par une plaque en acier : (a) contrainte de cisaillement; (b) contrainte normale	96
Fig.IV-7	Effet de l'épaisseur de la couche d'adhésive sur les contraintes d'interface ((a) contrainte de cisaillement (b) contraintes normales).	98
Fig.IV-8	Effet de la raideur de la plaque de composite sur la poutre renforcée (a)contrainte de cisaillement ; (b) contrainte normale	99
Fig.IV-9	Effet de l'épaisseur de la plaque de renforcement sur les contraintes d'interface contrainte de cisaillement (b) contraintes normales).	101
Fig.IV-10	Effet du rapport longueur-hauteur de la poutre sur les efforts d'interface dans une poutre en béton renforcée par une plaque sous flexion quatre points: (a) contrainte de cisaillement (b) contraintes normales).	102

Liste des notations

A : section transversale

B_1, B_2 : constantes déterminés par les conditions aux limites

b_2 : largeur de la plaque de composite

E : module d'élasticité

G_1, G_2 :modules de cisaillement transversal des adhérents 1 et 2, respectivement

G_a : module de cisaillement

I : module d'inertie de la section

K_s : raideur de cisaillement de l'adhésif,

L_p : longueur de la plaque de FRP

$M(x)$: le moment de flexion

$N(x)$:effort normal axial dans chaque adhérent

N_1, N_2 :forces longitudinales résultantes pour les adhérents 1 et 2, respectivement

t_1, t_2 : hauteurs respectives des adhérents 1 et 2.

t_a : l'épaisseur de l'adhésif

$u_1(x)$: déplacement longitudinal à la base de l'adhérent 1

u_1^N : déplacement induit par l'effort normal à l'interface du bord inférieur de l'adhérent 1 et l'adhésif

$U_1^N(0)$: déplacement à la surface supérieure de l'adhérent 1

$U_1^N(x,y)$:déplacement longitudinal dans l'adhérent 1

$u_2(x)$: déplacement longitudinal au sommet de l'adhérent 2

$U_2^N(x, y')$: déplacement longitudinal dans l'adhérent 2

$w_1(x), w_2(x)$:déplacements verticaux des adhérents 1 et 2 respectivement

y, y' : coordonnées locales par rapport à des origines prises respectivement à partir des faces supérieures de l'adhérent 1 et de l'adhérent 2

y_1 : distance à partir du bas de l'adhérent 1 à son centre de gravité

y_2 : distance à partir du haut de l'adhérent 2 à son centre de gravité

$\varepsilon_1^M(x)$: déformation induite par le moment de flexion dans l'adhérent 1

$\varepsilon_1^N(x)$: déformation due aux sollicitations longitudinales dans la poutre

$u_1^N(x)$: déplacement induit par l'effort normal à l'interface de l'adhésif et du bord supérieur de l'adhérent 2

$\varepsilon_2^M(x)$: déformation induite par le moment de flexion dans l'adhérent 2

$\varepsilon_2^N(x)$: déformation due aux sollicitations longitudinales dans la plaque de PRF

G_1, G_2 : déformations de cisaillement pour les adhérents 1 et 2, respectivement

σ_1^N, σ_2^N : les contraintes longitudinales normales pour adhérents 1 et 2, respectivement

$\tau(x)$: contrainte de cisaillement

$\sigma(x)$: contraintes normales

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le patrimoine Algérien d'ouvrages d'art est composé d'un nombre significatif de structures en béton armé présentant des dégradations, suite a une enquête menée par le CTTTP en 2003 a montré que 44% des ouvrages d'art présentent des désordres [1] et plus de 40% des ouvrages d'art ont plus de 40 ans [2], ce qui nécessite des travaux de confortement et des réparations à court et moyen terme.

La durée d'exploitation des ouvrages en béton armé est à priori comprise entre 50 et 120 ans selon sa composition et sa fonction, La présence d'un milieu agressif et l'augmentation des charges de trafic sont des principales causes contribuées à leur détérioration. Les ingénieurs en structure font face à ces problèmes fréquents : la détérioration et l'âge avancé des ponts existant.

Pour faire face à ces problèmes et augmenter la capacité portante, tandis que le remplacement d'une structure est généralement une solution coûteuse, des techniques de réhabilitation sont mises en œuvre pour renforcer les structures existantes, chacune d'entre elles vise à corriger un problème particulier. Les techniques classiques de réparation comme l'augmentation de la section du béton sont souvent difficiles à réaliser, très onéreuses et nécessitent une intervention lourde sur la structure. L'évolution dans le domaine de renforcement a permis de mettre en place des nouvelles méthodes telle que l'application des produits de réparation, le béton projeté, la précontrainte extérieure, la précontrainte additionnelle ou encore le collage de tôles d'acier.

Le collage de tôles d'acier est une méthode consistant à apposer des plaques d'acier sur les faces extérieures a été utilisée afin de compenser le manque d'armatures internes. Ces plaques peuvent être placées soit sur les faces en tension des membrures ou mit dans les régions de compression ou de cisaillement, bien que cette technique soit encore utilisée, elle comporte d'importants inconvénients dont le plus important est la corrosion de ce matériau. Aussi, ces plaques sont lourdes, difficilement maniables et il est impossible de

les appliquer sur des surfaces non planes. Lors de ces dernières années, le renforcement par tôles d'acier a été remplacé par le renforcement par matériaux composites.

Les techniques de réparation et renforcement par collage des plaques en matériaux composites appelés communément Polymères renforcés des fibres ou Fiber Reinforced Polymer (FRP), se caractérisent par leurs simplicités de mise en œuvre, leurs efficacités, leurs résistances à la traction élevée et leurs bonnes résistances à la corrosion. L'application de ces matériaux de renforcement et/ou de réparation des structures en béton a été introduite en Allemagne et en Suisse vers le milieu des années 80 comme solution de rechange au procédé de renforcement par tôles d'acier. Depuis, cette technique a fait l'objet de nombreuses recherches est désormais préférée dans la réparation des constructions en béton où plusieurs applications ont été recensées à travers le monde concernant divers éléments structuraux [3].

En France, la première application du PRF a été réalisée en novembre 1996 pour la réparation de poutres préfabriquées précontraintes par fils adhérents qui forment le tablier d'un passage supérieur sur l'Autoroute A10 de (Eure & Loir) [4]. Les poutres présentaient de nombreuses fissures : transversales sous l'effet de la flexion et longitudinales sous l'effet de la corrosion; après un nettoyage général de la sous-face du tablier, les aciers corrodés furent dégagés et passivés puis le béton dégradé fut reconstitué avant l'application du PRF. L'opération eut lieu par temps froid et humide et ce fut une occasion de démontrer l'aptitude de la résine à s'adapter à des conditions climatiques difficiles: le chantier se déroula sans problème, à la satisfaction du maître d'ouvrage.

Pour le développement de ces matériaux il est important d'avoir les meilleures connaissances possibles de manière à pouvoir suivre tout changement dans ses propriétés et par suite leurs influences sur le comportement de la structure.

Bien que le collage d'une feuille de FRP sur une poutre puisse augmenter sa force ultime, la feuille ne change pas le comportement de cette poutre sous des charges de service de manière significative. En pré-contrainant la feuille, le FRP est employé plus

efficacement puisqu'il contribue positivement dans la capacité porteuse à l'état limite de service et à l'état limite ultime [5].

Dans ce travail inscrit dans la suite des travaux déjà réalisés au Laboratoire des Matériaux et Hydrologie de Sidi Bel Abbes, on propose un modèle analytique amélioré pour prévoir les distributions des contraintes d'interfaces dans une poutre renforcée par des matériaux composites collés prenant en considération l'effet de la déformation de cisaillement d'adhérents. L'effet de la déformation de cisaillement des adhérents sur la contrainte de cisaillement d'interface est inclus supposant une variation parabolique de la contrainte de cisaillement à travers la hauteur de la poutre renforcée et de la plaque collée. Pour la détermination des contraintes normales de l'adhésif la théorie de poutre de Timoshenko est utilisée.

Une étude des différents paramètres sera menée relativement aux cas de charges appliquées ainsi les caractéristiques mécaniques et géométriques afin d'apprécier l'influence de chaque facteur sur les contraintes d'interfaces.

Plan de la thèse :

Après une introduction générale le présent travail est exposé en quatre chapitres.

Le premier chapitre présente un ensemble de généralités sur les pathologies et des méthodes de renforcement des poutres pont.

Le chapitre deux est consacré a un aperçu générale sur les matériaux composites.

Le troisième chapitre décrira le comportement des poutres en béton renforcées par des plaques.

En dernier lieu le chapitre quatre portera sur solutions analytiques d'un effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque.

Le présent travail se termine par une conclusion générale ou on souligne l'efficacité de la méthode utilisée dans l'analyse des contraintes d'interface dans les poutres renforcées par les plaques et des perspectives envisagées à l'avenir.

CHAPITRE I

Pathologies et renforcement des poutres ponts

I.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous présentons une synthèse bibliographique des caractéristiques du béton, une généralité sur les ponts et exposé un panorama des pathologies affectant les ouvrages en béton ainsi que les différentes techniques de réparation et de renforcement couramment utilisées.

I.2 Généralité sur les ponts :

Un pont est un ouvrage d'art par excellence qui permet de franchir tout obstacle naturel (oued, ravin) ou voie de circulation (route, autoroute, chemin de fer, canal), on distingue : pont-route, pont-rail, pont-canal.

Il ya trois grandes catégories :

- Pont à poutres (éléments porteurs parallèle à l'axe du pont) Figure I-1,
- Pont en arc (éléments porteurs en arc, encastrés ou articulés, générant des poussées horizontales aux appuis)
- Pont suspendu (tablier suspendu à deux câbles porteurs principaux ancrés dans des massifs d'ancrage au niveau des culées, passant aux sommets de pylônes et supportant le tablier par l'intermédiaire de suspentes.



Figure I-1 -Pont à poutres

I.3 Présentation du béton :

Les bétons sont des matériaux composites complexes constitués [6]:

- D'une phase continue, la matrice cimentaire, formée au cours de la réaction d'hydratation entre un liant hydraulique (le ciment) et l'eau de gâchage,
- D'une phase dispersée, constituée de granulats calcaires ou siliceux répartis dans la matrice.

Elle forme un squelette inerte et assure en grande partie la résistance mécanique du béton,

- d'adjuvants spécifiques, servant à modifier le comportement rhéologique du béton frais (plastifiants, accélérateurs/retardateurs de prise) ou à améliorer les performances du béton durci.

Ses propriétés évoluent avec le temps et selon les conditions auxquelles il est exposé. Il est possible de lui donner la forme désirée et de le jumeler avec des armatures passives afin de lui donner la capacité structurale désirée.

Sa durabilité repose sur plusieurs facteurs tels que la composition des matériaux, les conditions d'exploitation, les dimensions structurelles, la mise en œuvre et l'entretien.

I.3.1 La microscopie du béton :

Le béton est essentiellement composé d'un squelette granulaire noyé dans une matrice cimentaire qui agit comme une colle. D'un point de vue mécanique, pour un béton normal, cette pâte de ciment est le maillon faible du massif de béton. Cette colle se forme par la réaction d'hydratation du ciment avec l'eau qui forme des hydrates, essentiellement constituées de gel de silicate de calcium hydraté (C-S-H) qui forme le principal lien mécanique de la pâte de ciment et dont la porosité est de l'ordre du nanomètre. En plus du gel de C-S-H, on remarque la formation de portlandite (Ca(OH)_2) et de plusieurs aluminates hydratés. Selon le rapport eau/liants au dosage, une proportion plus ou moins grande de ciment non hydraté est présente dans la matrice cimentaire mature. Entre ces particules, il y a présence de vides dont les dimensions vont du nanomètre au millimètre. Un réseau de capillaires nanométriques assure une irrigation du gel de C-S-H. On note également la présence de bulles d'air ayant un diamètre de quelques dizaines de microns

et un certain nombre de vides de compactage allant de quelques millimètres à quelques centimètres. On constate que cette colle à granulats est très poreuse et perméable. En effet, on estime sa surface spécifique à environ 300 m^2 par gramme. La majeure partie de ces vides est remplie d'un liquide interstitiel qui est en équilibre chimique avec les hydrates de la pâte cimentaire. Le pH de cette solution est très basique (environ 13) au jeune âge. On y retrouve plusieurs sels alcalins comme l'hydroxyde de sodium et l'hydroxyde de potassium. On verra plus loin que le maintien de l'équilibre entre la solution interstitielle et les hydrates formant la matrice cimentaire joue un rôle crucial dans l'initiation de la détérioration de la matrice. [7]

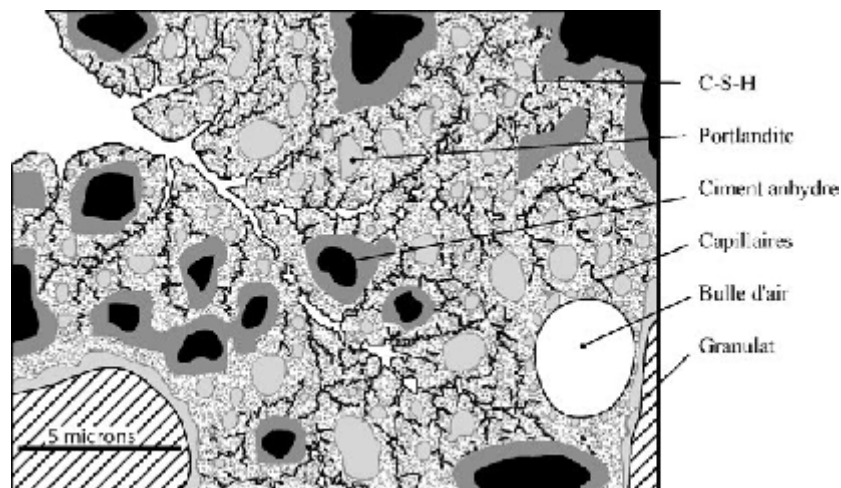


Figure I-2 - Schématisation d'un réseau poreux d'un béton standard (Baroghel-Bouny 1994)

I.4- Pathologies et principales origines des dégradations des ouvrages:

Plusieurs désordres peuvent affecter les ouvrages en génie civil, qui sont dus à des dégradations des matériaux, des erreurs de conception ou d'exécution, ainsi qu'à des modifications des conditions d'exploitation ou d'utilisation.

I.4.1- Modes de dégradation :

On trouve trois principaux types de désordres dans le béton. Il y a ceux d'ordre chimique qui surviennent généralement à la suite d'un déséquilibre du liquide interstitiel. Parmi les désordres d'ordre chimique, on distingue ceux qui surviennent sans transport, c'est-à-dire sans échange externe, de ceux qui se produisent avec transport, soit par un apport d'un contaminant après la maturation. Ensuite viennent les désordres dits physiques. Ces désordres sont attribuables à des pressions mécaniques souvent générées par des mouvements d'eau. Finalement, la détérioration du béton par corrosion des barres d'armature en acier est un processus hybride qui fait intervenir deux processus. Il y a d'abord une phase d'initiation qui survient avec une perturbation chimique du liquide interstitiel et ensuite une phase de propagation de la corrosion qui provoque des sollicitations mécaniques produites par la génération de produits de corrosion. [8]

Parmi ces modes de dégradation nous citons :

I.4.1- a) Réaction Alcalis-Granulats : (Holcim -2012) (Suisse) SA

La réaction alcalis-granulats, communément appelée RAG est un mécanisme d'endommagement affectant sur le long terme la durabilité des ouvrages en béton. Les désordres apparaissent après quelques dizaines d'années sous la forme de fissuration en réseaux caractéristiques. Les propriétés mécaniques peuvent se voir ainsi diminuer de 30–50%. Ces désordres sont déclenchés par des granulats chimiquement instables au contact de la solution interstitielle alcaline du béton. Il résulte de cette attaque chimique du granulat, désigné ici comme alcali-réactif, la formation d'un gel expansif, lequel incorpore pour se former l'eau provenant de l'humidité du béton. On constate, ainsi macroscopiquement un gonflement du béton, et macroscopiquement une destruction de sa structure **Figure I-4**. Trois conditions doivent être simultanément remplies pour qu'une réaction RAG se produise: un granulat réactif, des alcalis, un béton suffisamment humide. L'absence d'un seul de ces facteurs empêche le développement de la RAG **Figure I-3**.

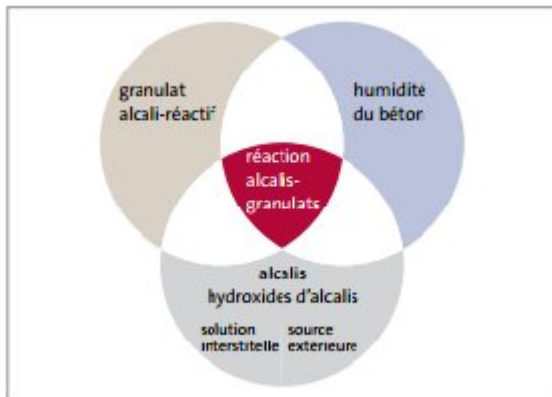


Figure I-3 - Facteurs d'endommagement



Figure I-4 - Dégâts de RAG d'un mur de soutènement



Figure I-5 - Granulats fissuré par une réaction alcalis-silice (Kosmatka, Kerkhoff et al. 2002)

I.4.1- b) Carbonatation :

La carbonatation est l'un des facteurs principaux de détérioration des structures en béton armé exposées à l'atmosphère, et plus encore pour les structures exposées à de fortes concentrations de dioxyde de carbone comme les tunnels routiers, les ouvrages urbains, les parkings souterrains, etc. Le dioxyde de carbone pénètre dans le béton par le réseau poreux ou fissurai. Sa diffusion à travers la structure poreuse du béton est conditionnée par l'état hygroscopique des pores du matériau [9]. Deux types de pénétration du dioxyde de carbone peuvent coexister :

- Par l'intermédiaire de la phase liquide lorsqu'il y a transfert d'eau chargée en dioxyde de carbone dissous ou lorsque l'eau est déjà présente par diffusion en phase aqueuse ;
- par l'intermédiaire de la phase gazeuse lorsque le réseau poreux accessible est saturé.

Le dioxyde de carbone se dissout dans la solution interstitielle et provoque une décalcification de la pâte de ciment hydratée. Les ions calcium issus notamment de l'hydroxyde de calcium (portlandite) $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et des gels de C-S-H, passent en solution pour se combiner avec les ions carbonates et former de la calcite CaCO_3 . En raison de la consommation de la réserve basique que constitue la portlandite, la carbonatation abaisse le pH de la solution interstitielle du béton (initialement entre 12,5 et 13,5) jusqu'aux environs de 8,5. [10]



Figure I-6 L'état de corrosion des armatures
(Par carbonatation) sur une poutre d'auvent en béton armé.

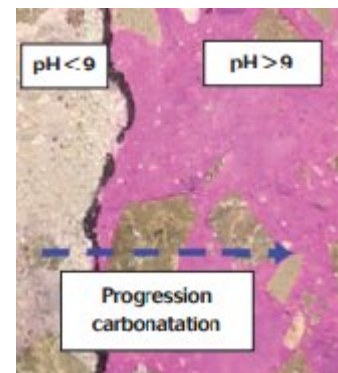


Figure I-7 Progression du front
de carbonatation.

I.4.1- c) Décalcification

Dans le chapitre sur la carbonatation, on a discuté de la dissolution de la portlandite lors de la neutralisation de l'alcalinité du béton par une exposition au gaz carbonique. Un phénomène semblable se produit ici, mais la neutralisation est provoquée par un lessivage du réseau poreux macroscopique. Les mouvements d'eau sont influencés par les propriétés de ce réseau poreux. On observe ce phénomène surtout dans les ouvrages en

maçonnerie ou encore dans les vieux ouvrages qui sont dotés d'un réseau poreux permettant facilement les déplacements d'eau [11].

L'action de ce phénomène est donc de mettre en solution la portlandite, qui se trouve expulsée vers la surface du béton. L'eau sous pression dans les petits pores entraîne la portlandite à se dissoudre. Le déplacement de l'eau par séchage, ou autre, entraîne l'eau chargée en ions vers des pores plus gros où la pression est moins élevée. Cette diminution de pression favorise la précipitation. Lorsque ce phénomène survient, on observe souvent des dépôts blanchâtres en surface de l'élément de béton.



Figure I-8 Précipité de calcite suite à un lessivage du béton

I.4.1- d) Action des cycles de gel-dégel :

Selon le taux de porosité et de perméabilité des bétons, l'eau peut s'infiltrer et, sous l'action du gel, gonfler, générer des contraintes internes et créer des fissures [12]. La dégradation par gel-dégel du béton est amplifiée par les chocs thermiques causés par l'apport de chaleur dû à la fusion de la glace.

Les nombreux cycles de gel/dégel provoquent des déplacements d'eau dans le réseau poreux qui causent des pressions internes nuisibles à l'intégrité structurale des ouvrages d'arts. La présence de glace dans le réseau poreux du béton n'est pas nocive en soi. C'est plutôt sa formation qui sollicite fortement la matrice, comme il est illustré à la Figure I-9.

Le passage d'une température au dessus du point de congélation à une température de plus en plus froide provoque un changement d'équilibre de la solution interstitielle. Le liquide contenu dans les plus gros pores sera le premier à passer sous la forme solide en raison de la pression moins élevée qui y règne. Un pore non saturé absorbera mieux

l'expansion liée au passage à la forme solide du liquide interstitiel puisqu'il y aura de la place pour l'expansion. Lorsque la température continue à descendre, l'équilibre favorise la forme solide du liquide dans de plus petits pores et des cristaux de glace s'y forment. L'expansion de ces cristaux pousse l'eau dans les capillaires, ce qui génère d'importantes pressions. Moins la distance entre deux bulles d'air est élevée (facteur d'espacement), moins importantes seront les pressions sur la matrice cimentaire. Parfois, l'eau se retrouve piégée entre deux fronts de glace. Ceci provoque des fissurations locales qui, à l'échelle macroscopique, provoquent de l'écaillage en surface du béton.

La résistance à la traction du béton aidera grandement à réduire l'écaillage. Les pressions nécessaires pour provoquer l'amorce d'une fissure sont directement reliées à la capacité de la matrice à reprendre des efforts de traction [13].

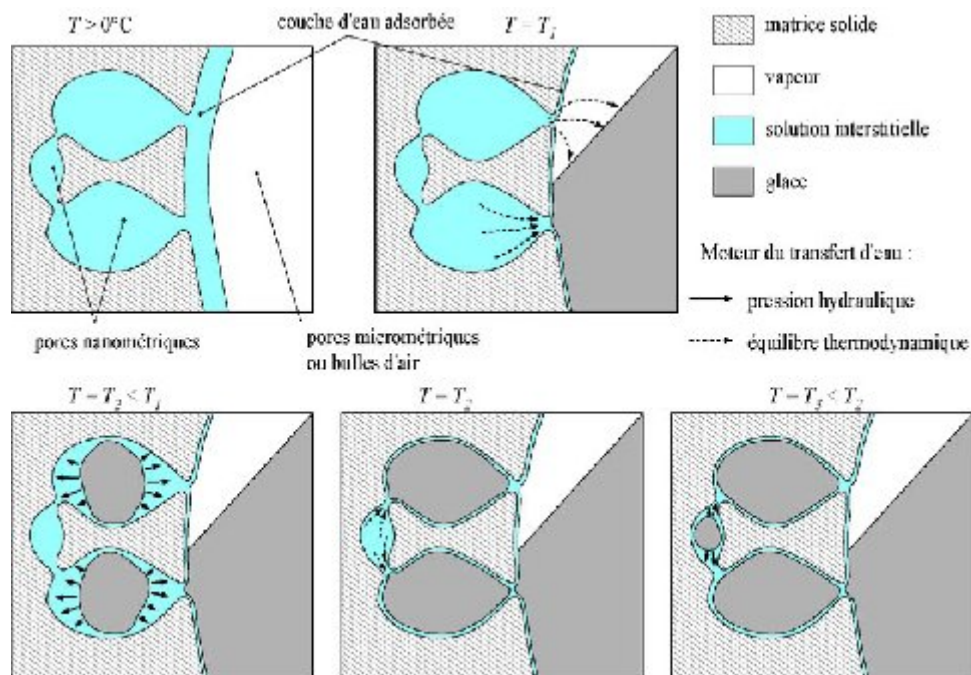


Figure 1-9 - Étapes de formation des cristaux de glace dans un matériau poreux (Setzer)

I.4.1- e) Retrait du béton:

Au cours d'une sorption d'eau (réhumidification) ou d'une désorption (séchage), le matériau subit une variation dimensionnelle, qui peut être un gonflement ou une déformation de retrait.

Les trois principaux types de retrait sont :

- Le retrait plastique, qui peut affecter le béton au très jeune âge et qui est causé par une évaporation trop rapide de l'eau en surface ;
- Le retrait endogène, lié au processus de réorganisation de l'eau dans la pâte de ciment ;
- Le retrait de dessiccation causé par le séchage du matériau du fait du déséquilibre hygrométrique avec le milieu extérieur.

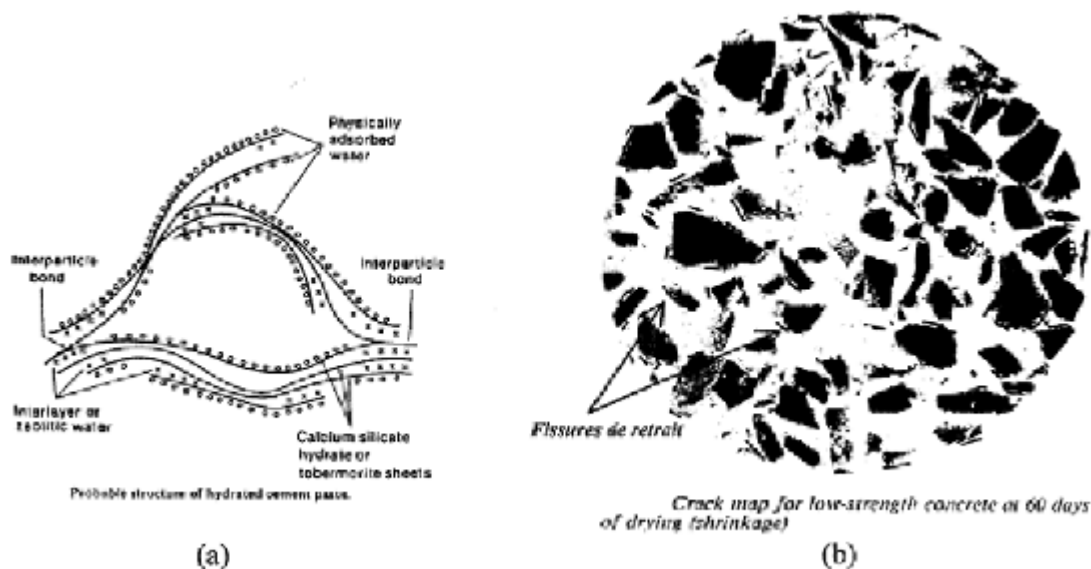


Figure I- 10 (a) Ponts cristallins lors de la prise [Neville et al. 1983]

(b) Fissures de retrait sur la coupe d'une éprouvette [Smadi et Slate 1989]

I.4.1- f) Corrosion des armatures :

La corrosion de l'acier dans le béton est un processus électrochimique naturel, lié à la tendance partagée par tous les métaux de revenir à leur état naturel de minerai [14]. La surface de l'acier se corrodant fonctionne comme une électrode mixte formée d'anodes et

de cathodes reliées électriquement par le corps de l'acier lui-même, alors siège de réactions parallèles et simultanées. L'eau interstitielle dans le béton fonctionne comme un complexe électrolytique. Par conséquent, en présence d'anions agressifs, un accroissement du fonctionnement en pile de corrosion se produit, accompagné d'un potentiel électrochimique à la surface de l'acier [Ahmad, 2003 ; Hansson, 1984 ; Houst, 1989 ; Gulikers, 2005], comme illustré sur la Figure I-11 :

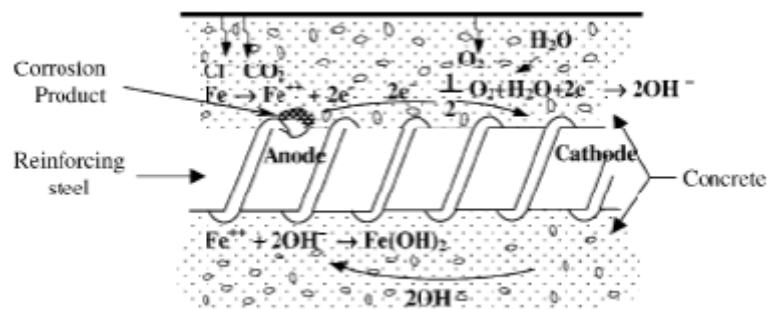


Figure I-11 - Illustration schématique de la corrosion des armatures dans le béton comme un processus électrochimique [Ahmad, 2003 ; Houst, 1989 ; Gulikers, 2005]

Le gonflement des armatures, par formation de rouille, qui en résulte, a tendance à accélérer les mécanismes de fissuration du béton **Figure I-12**.



Figure I-12 - Fissuration du béton d'une poutre due au gonflement des armatures

I.4.1- g) Erosion, abrasion:

Un béton exposé en site maritime peut être l'objet de plusieurs types d'agressions : agressions mécaniques dues à l'action des vagues, de la houle et des marées, abrasion due aux chocs des corps flottants et érosion due aux effets des vagues,

I.4.1- h) chocs:

Les désordres induits par l'exploitation d'un ouvrage constituent une cause non négligeable de dégradation du béton. Il s'agit le plus souvent d'action accidentelle de type mécanique qui se concrétise par des chocs [15]. Les chocs les plus fréquents sont ceux des poids lourds hors gabarit contre l'intrados des ponts, les chocs de bateaux ou d'objets flottants contre les piles en rivière. Ces chocs peuvent créer des épaufrures, des éclats important de béton, voir même des ruptures d'acier.



Figure I-13 choc à cause des poids lourds hors gabarit contre l'intrados du pont

I.4.1- i) Désordres dus aux Erreurs de Conception ou d'Exécution :

Ce type de désordres peut être induit par des erreurs intervenant soit au stade du dimensionnement de l'ouvrage, soit au stade de son exécution.

Les facteurs liés aux erreurs de conception jouent un rôle primordial dans l'influence sur la dégradation des ouvrages, Selon un rapport de visites d'inspections détaillées faites par CTPP (contrôle technique des travaux publics) en 1993 au niveau de la wilaya de Biskra 22 sur 79 ponts sont dégradés. On a l'histogramme de la figure.1-14 où on remarque que

les facteurs liés aux défauts de conception et aux méthodes d'entretien sont généralement la principale cause de dégradation.

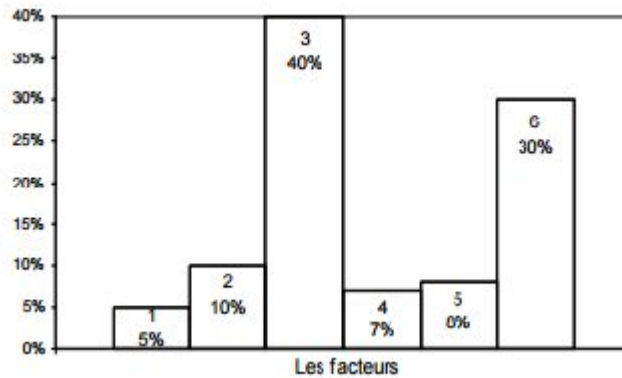


Figure I-14 Les facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages d'art (les ponts)
(S. HAOUARA1, A. GUETTALA2) Juin 2005

Dans 40 % des cas, les facteurs d'influence sont liés aux défauts de conception ;
Dans 30 % des cas, les facteurs d'influence sont liés à l'absence d'entretien ;
Dans 10 % des cas, les facteurs d'influence sont liés à la mise en œuvre ;
Les facteurs liés à l'exploitation (8 %) ;
Les facteurs liés à l'environnement (l'agressivité du sol et condition climatiques) (7 %) ;
Les facteurs liés à la nature des matériaux (5 %).

Tableau I.1 : Listes des ponts dégradés en béton armé sur RN (en béton armé + métallique) de la région de Biskra, selon les rapports des visites d'inspections détaillées faites par CTPP en 1993.

RN	Désignation	Année de construction	Longueur (m)	Largueur (m)	Désordres constatés	Facteur d'influence
31	P. O. Biskra (Zarzour)	1984	281,6	11,72	Taches de calcite	Absence de joints de chaussée et de quelques dalettes du trottoir
03	P. O. Serdoune	1965	40,40	9,60	Taches de calcites sur les chevêtres, les appuis et les culées	Absence de joints de chaussée et gargouilles bouchées
03	P. O. Chebaba	1964	40,40	9,60	Taches de calcites sur les appuis	Absence de joints de chaussée
03	P. O. Hay	1964	74,00	4,95	Fissures sur le banc d'appui de la culée et traces de calcites sur les surfaces des appuis	Absence de joints de chaussée
03	P. O. Aghroum	1962	40,40	9,60	Taches de calcites	Mauvaise étanchéité Absence de joints de chaussée mauvais emplacement et longueur insuffisante des gargouilles des dalettes manquantes des trottoirs
03	P. O. Tamtam	1969	33,40	8,50	Taches de calcites et de rouille	Gargouilles mal réalisées
03	P. O. Fellag	1970	36,15	9,74	Traces de calcites sur les culées	Absence de joints de chaussée et longueur de gargouilles insuffisantes
03	Dalot O. Z'mor	1991	18,30	15,00	Microfissures sur le mur en aile	Absence de système d'évacuation des eaux
03	P. O. Djeddi	1984	340,90	10,00	Corrosion des armatures Détérioration d'enrobage Fissuration du béton	Discontinuité des trottoirs au niveau des joints Les gargouilles bouchées Les joints de chaussée aux niveaux des trottoirs ne sont pas étanches
46	P. O. Sadouri	1961	38,00	9,70	Traces de calcite éclatement d'enrobage	Absence de gargouille Les joints de chaussée non étanches
46	P. O. El Naâm	1961	30,00	10,00	Fissuration du revêtement de joint de chaussée altération de l'enrobage de la poutre intermédiaire	Absence d'appareils d'appuis et de gargouilles
46	P. O. El Fellag	1961	11,50	9,80	Dégradation de l'enrobage de la bordure au niveau de la chaussée	Mauvaise conception du système d'évacuation des eaux
46	P. O. Koudiet Rfis	1975	32,65	8,50	Traces de calcites	Gargouilles trop courtes
46	P. O. M'lili	1974	8,00	8,80	Dégradation du revêtement de la chaussée Traces de calcites Eclatement du béton et apparition des armatures corrodées du tablier	Absence de système d'évacuation des eaux Défaut d'étanchéité
46	P. O. Ain Benaoui	1991	30,00	12	Dégradation du revêtement de la chaussée et dalettes de trottoirs Traces de calcites	Absence de système d'évacuation des eaux Ouverture du joint de chaussée
78	P. O. Bouloualid	1991	19,50	9,80	Traces de calcite aux joints des appuis	Absence de joints de chaussée
78	P. O. El bell	1991	26,40	10,90	/	Absence de joints de chaussée et du système d'évacuation des eaux
78	P. O. Hay	1990	104,00	9,50	Léger tassement derrière les culées	Absence de joints de chaussée

I.4.1- j) Des causes externes:

Il s'agit de phénomènes naturels ou choc occasionnant des dégâts considérables, tel que: le séisme ou le tassement.

Le séisme : En plus les ponts et bâtiments sont appelés à être mis en conformité vis-à-vis des sollicitations sismiques.

Le tassement :

Lorsque les tassements sont uniformes, ils ne provoquent pas de désordres dans les constructions, si ces dernières possèdent une certaine raideur. Ce type de tassements se rencontre principalement lorsque les fondations assez rigides reposent sur une importante couche de sol compressible ou une bi-couche. Lorsqu'un sol tasse d'une façon inégale sous les différents points d'une fondation, on dit qu'il y a un tassement différentiel. Il se manifeste soit par un basculement soit par de graves désordres dans les éléments non structuraux et parfois dans la structure elle-même si les efforts sont incompatibles avec la sécurité des matériaux. Les causes des tassements différentiels sont multiples, mais les plus fréquemment rencontrés sont :

- Les sols compressibles
- Les remblais d'épaisseurs ou récents
- Le non homogénéité du sous-sol de fondations
- L'emploi des fondations hétérogènes
- Les affouillements du sol sous les fondations

Incendie

Le béton a une résistance au feu convenable en cas d'incendie:

- En 1h la température est de 350°C à une profondeur de 3 cm vis-à-vis de la couche superficielle du béton, et à une profondeur de 7.5 cm elle est de 100°C.
- A 570°C : fissuration des granulats quartzeux.
- A 800°C décarbonatation du CaCO_3 .
- La vaporisation brutale de l'eau implique un éclatement du béton.

I.4.1- k) Modification des Conditions d'Exploitation ou d'Utilisation des Ouvrages :

En fonction de l'évolution du trafic, ou la modification des charges réglementaires sur essieux, ou de la voirie, il est possible de justifier la nécessité de renforcer ou d'améliorer la portance d'un ouvrage [15].

I.5 Différents méthodes de renforcement et de réparation:**I.5.1 Définitions :**

Réparation: La réparation d'une structure est une opération qui consiste à lui restituer, par des travaux appropriés, un niveau de service perdu, la baisse du niveau de service peut résulter de toutes sortes de causes ; les plus fréquentes sont la dégradation progressive des matériaux (agressions atmosphériques, modification des propriétés des matériaux), l'utilisation intensive (effet de répétition des charges) voire abusive (utilisation au delà des charges prévues), les accidents et sinistres (incendies, choc ,séisme, ...) [16], [17].

Renforcement: Le renforcement est une opération qui consiste à augmenter le niveau de service et en particulier (augmentation de la ductilité, de la résistance) d'une construction pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues à l'origine ou de lui procurer une protection suffisante contre des sollicitations dont il n'a pas été tenu compte dans les calculs [16], [17]. Un renforcement peut être associé à une réparation.

Nous avons présenté les principales techniques pour la réparation et de renforcement des poutres ponts en béton armé qui peuvent être effectués soit par ajout de forces (cas de la précontrainte additionnelle), soit par ajout de matières (béton projeté et renfort collés), ceci est en fonction de la nature et de l'impotence des désordres constatés, la tenue au sollicitations plus élevées que celles prévues à l'origine et tenant compte des critères économiques de matériaux de construction et des techniques choisies.

I.5.2 Les méthodes de réparation structurale:

I.5.2.1 Réparation des désordres superficiels:

Si les désordres de la partie d'ouvrage en béton sont superficiels et si les armatures ne sont pas corrodées, l'opération de réparation comprend :

- une préparation de surface avec élimination du béton dégradé et de toute trace de pollution ;
- le traitement éventuel des armatures contre les risques de corrosion;
- la reconstitution de l'enrobage des armatures et de la géométrie de la pièce par un ragréage manuel ou mécanisé avec du béton ou un mortier technique de réparation adapté ou par projection de béton ;
- la mise en œuvre d'un revêtement de protection ou à caractère esthétique sur les surfaces traitées.

Les produits utilisés pour la réparation des bétons dégradés sont classés en trois catégories:

- ✓ Produits et systèmes à base de liants hydrauliques classiques ou modifiés par ajout de polymères ;
- ✓ Produits et systèmes à base de résines synthétiques ;
- ✓ Produits et systèmes mixtes dont le liant actif est constitué à la fois de liant hydraulique et de résines synthétiques.

Ils doivent être compatibles avec le béton de la structure et adaptés aux conditions d'environnement.

I.5.2.2 Traitement des fissures:

Il existe plusieurs techniques de traitement des fissures. Le choix de la technique adaptée est en fonction des caractéristiques de la fissuration : ouverture (microfissures, fissures fines, fissures moyennes...), profondeur, activité (fissures ouvertes, fermées, mortes, actives...), tracé, géométrie, exposition aux intempéries (fissures sèches, humides, saturées, ruisselantes...), présence d'eau libre ou sous pression... de l'état et du type de support. Parmi ces techniques [18]:

Injection: elle consiste à faire pénétrer dans la fissure un produit qui va créer une continuité mécanique ou une étanchéité entre les parties disjointes. Elle s'applique à des fissures dont l'ouverture est au moins comprise entre 0.1 et 0.2 mm. L'injection par un produit souple permet son adaptation aux mouvements générés par les variations thermiques et hygrothermiques. L'injection par un produit rigide permet d'assurer la continuité de la matière.

Cachetage: il a pour but d'obturer provisoirement une fissure pendant l'injection afin de contenir le liquide injecté dans la fissure jusqu'à sa prise.

Calfeutrement: il a pour objectif de colmater définitivement et en profondeur une fissure au moyen d'un produit souple (mastic ou mortier déposé dans une engravure créée le long de la fissure) afin de rétablir une étanchéité à l'air ou à l'eau ou d'empêcher la pénétration de matières solides, mais sans bloquer les mouvements de la fissure.

Pontage : il est destiné à recouvrir une fissure au moyen d'un produit souple adhérent à la surface du support (revêtement, feuille préfabriquée...) afin de rétablir une étanchéité à l'air ou à l'eau ou empêcher la pénétration de matières solides en laissant libres les mouvements de la fissure.

Protection généralisée : ce traitement consiste à mettre en œuvre sur la surface de la structure fissurée un revêtement qui ferme les fissures. Il est applicable lorsque la fissuration est anarchique et concerne l'ensemble du support.

Le choix des produits à utiliser est fonction de l'ouverture des fissures, de la présence éventuelle d'eau et de l'activité des fissures.

I.5.2.3 L'augmentation de la hauteur utile de la section:

Est un procédé classique consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, auto-compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle. La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy. Ces décaissés seront

remplis en béton avant le séchage des résines. Cette augmentation s'obtient par collage, avec une résine époxyde, d'une sur-épaisseur

S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage. Le béton devra être traité avec des adjuvants pour éviter la vibration et le compactage.

Le principal problème est que les dimensions augmentent de manière considérable, ce pourquoi dans quelques éléments il sera impossible de l'effectuer. En outre ce qui est encombré du béton dans la chemise est complexe non seulement par la technique mais aussi par la composition de ce dernier, parce qu'il doit garantir un bon attachement avec le béton de la poutre. Parfois on effectue un certain traitement préalable pour faciliter la création d'une assemblée optimale. Ce système permet un accroissement de jusqu'à 60% de la capacité de flexion.

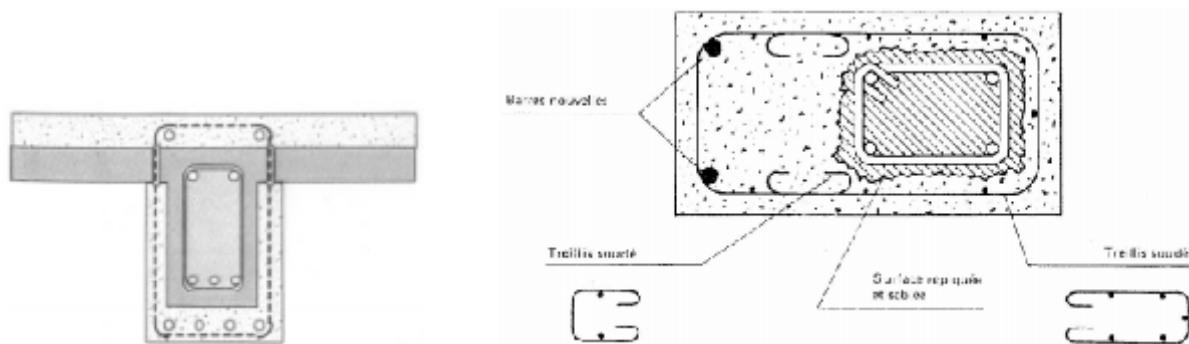


Figure I-15 Renforcement des poutres par chemisage

I.5.2.4 Réparation par béton projeté :

Le béton projeté est un béton mis en œuvre par refoulement dans une conduite et projeté sur une paroi par un jet d'air comprimé. Cette technique de réparation était très couramment employée car particulièrement bien adaptée à la réparation des voûtes et tunnels ou des murs en béton armé. Elle permet de réaliser aussi bien des réparations superficielles, comme la réparation 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 aussi, 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.

Il existe deux techniques de projection, qui se distinguent essentiellement par le moment d'introduction de l'eau de gâchage :

- **Technique par voie sèche:** introduction lors de la projection du béton
- **Technique par voie mouillée:** introduction lors du malaxage en centrale à béton.

La technique par voie sèche est plus utilisée en réparation qu'en travaux neufs. Elle s'applique à des chantiers de petite taille ou nécessitant des arrêts fréquents. La voie mouillée est généralement réservée à des chantiers nécessitant des rendements importants.

Au niveau de l'entrée de la lance, fixée à l'extrémité du tuyau d'approvisionnement du béton, aboutissent les autres tuyaux d'approvisionnement :

- **En eau et éventuellement en adjuvant,** dans le cas de la voie sèche,
- **En adjuvant et en air comprimé,** dans le cas de la voie mouillée à flux dense.

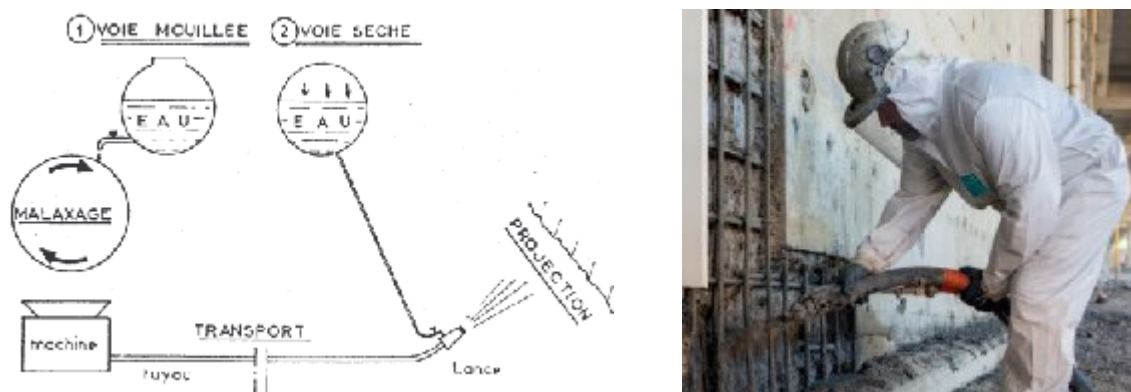


Figure I-16 Les deux techniques de projection

Avantage :

- Permet de s'affranchir de la manutention pénible de coffrages lourds et encombrants.
- Simplicité de mise en œuvre par rapport aux solutions coffrées.
- Rapidité de mise en œuvre. Sécurité améliorée de la tenue des parois.
- Adaptabilité du béton à la forme des supports.

I.5.2.5 Réparation ou renforcement par précontrainte additionnelle:

Cette technique consiste à renforcer une structure à l'aide de câbles de précontrainte ou de torons gainés graissés généralement disposés à l'extérieur du béton. La précontrainte additionnelle va introduire dans la structure des sollicitations complémentaires, qui vont compenser les défauts de dimensionnement ou de conception ou des efforts supplémentaires, que doit supporter la structure suite à des modifications des conditions de chargement ou d'utilisation. Les nouveaux câbles ou torons doivent, en apportant de la compression, recomprimer les zones tendues, sans ajouter d'excès de contraintes dans les zones comprimées. Cette technique permet [19]:

- Soit d'améliorer la pérennité des ouvrages ;
- Soit de renforcer des ouvrages en béton (en particulier des ouvrages en béton précontraint dont les câbles présentent des problèmes de corrosion ou de ruptures de torons ou d'ancrages ou qui ont fait l'objet lors de leur dimensionnement de prise en compte de lois de fluage mal adaptées) ;
- Soit d'augmenter la capacité structurale des ouvrages (augmentation des charges ou des trafics, modification des fonctionnalités ou de convois exceptionnels).

Elle peut s'appliquer à tous types de structures existantes en béton armé ou en béton précontraint. La précontrainte extérieure est le plus souvent constituée de câbles fixés à des bossages ancrés à la structure par des barres de précontrainte. Les câbles sont protégés par une gaine en polyéthylène injectée à la cire pétrolière. La technique des torons

graissés est beaucoup plus simple d'utilisation car elle permet la mise en tension toron par toron à l'aide de petits vérins

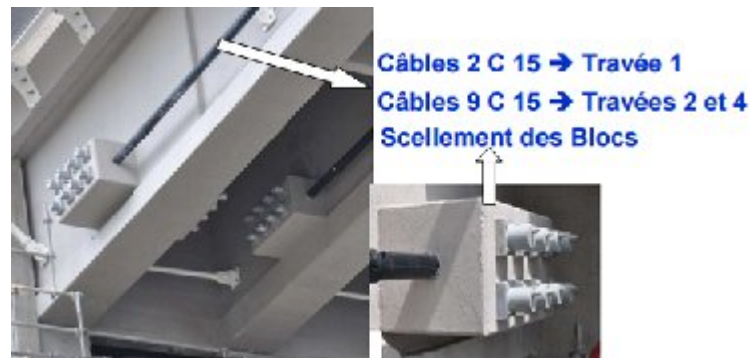


Figure I-17 Précontrainte Additionnelle

Le tracé des armatures de précontrainte additionnelle peut être rectiligne ou polygonal. Un câblage rectiligne est plus pratiques et aussi facile à le mettre en œuvre et les pertes d'effort par effet de frottement sont localisées au voisinage des zones d'ancrages, et sont de faibles estimations Par contre le tracé polygonal qui consiste à dévier les câbles, de façon à optimiser l'effet de la précontrainte tant sur le plan de la résistance en flexion que sur celui de la résistance à l'effort tranchant. Les pertes par frottement sont un peu plus fortes que dans le cas d'un tracé rectiligne, tout en restant modérées, et la mise en œuvre est plus compliquée, à cause de la confection des déviateurs, mais c'est la conception la plus courante [20].

I.5.2.6 Réhabilitation renforcement avec plaques d'acier:

L'utilisation de plaques d'acier collées afin de renforcer des insuffisances locales ou globales s'est développée ces dernières années. C'est une technique économique qui modifie peu l'aspect et les dimensions de la structure à réparer. Ces plaques sont généralement facilement inspectables pour faire le suivi des dégradations. Le collage de la plaque à la surface du béton assure un bon transfert des efforts et permet ainsi une augmentation de la résistance et de la raideur de la structure renforcée. Les plaques

d'acier collées peuvent être utilisées afin d'effectuer un renforcement en flexion, en cisaillement ou pour confiner des colonnes en béton [21].

Les matériaux utilisés

- **La colle** : c'est une résine époxy choisie pour ses propriétés d'adhérence sur l'acier ainsi que sur le béton. Le film résiduel de la colle doit être de faible épaisseur et d'une rigidité suffisante pour transmettre intégralement par adhérence les efforts à la tôle. Cette rigidité étant réduite par une augmentation de température, des précautions spéciales doivent être prises dans le cas de structures soumises à des températures élevées. La colle n'apporte pas de résistance mécanique, mais doit transmettre les efforts.
- **La tôle** : les tôles d'aciers sont généralement de qualité courante, leur épaisseur est limitée à 3mm de façon à leur permettre de suivre la courbure du support. Si des sections d'acier plus importantes sont nécessaires, il est préférable de superposer des tôles plutôt que d'augmenter l'épaisseur dans le but d'épouser l'allure de la déformée de la section de béton renforcé (exemple: ressorts à lames des camions) [20].

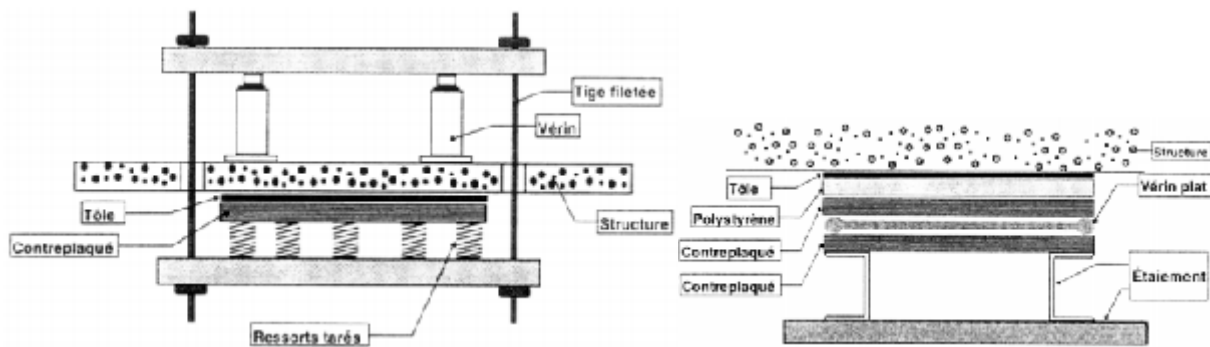


Figure I-18 La mise en œuvre des plats collés

Les problèmes rencontrés peuvent être classés selon trois types : Les problèmes de mise en œuvre, les problèmes de durabilité et les problèmes de comportement mécanique. La lourdeur de la mise en œuvre nécessitant des moyens de manutention important [22] et une préparation des plaques d'acier en usine. Une mise en œuvre sur des surfaces non

droites est difficile. Des problèmes de corrosion sont souvent rencontrés lorsque la protection des plaques d'acier est déficiente. Dans le cas du renforcement de poutres de ponts, l'expérience [Calgaro et Lacroix, 1997] a montré que les plaques d'acier collées résistaient mal au choc (véhicules hors gabarit). Theillout [15] indique quatre problèmes mécaniques lors de l'utilisation de plaques collées extérieures au béton :

- La mise en flexion locale de la plaque au voisinage d'une fissure;
- La répartition des efforts dans l'empilement de plusieurs plaques d'acier;
- La distribution des déformations entre les aciers internes et les aciers collés;
- Le décollement de la plaque.

Des travaux de recherche ont été entrepris pour remplacer ces plaques d'acier par un matériau non corrosif, léger et de haute résistance. Ceux-ci ont été si concluants que les matériaux composite renforcés de fibres (appelé FRP d'après la traduction anglaise « fiber reinforced plastics ») sont en voie d'être considérés comme une alternative préférable aux plaques d'acier pour le renforcement externe de certaines membrures en béton armé.

I.5.2.7 Renforcement par collage de plats 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 à la traction et en compression [23]. Les avantages de l'utilisation de composites sont nombreux. On peut citer par exemple leur grande résistance à la fatigue, leur orientation [24]. 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 (Assih (1998), Ferrier (1999), Avril (2002) et Sierra Ruiz (2002)) par exemple.



Figure I-19 Renforcement par collage de plats composites

I.5 Conclusion :

L'utilisation des méthodes classiques pour le renforcement des poutres en béton armé est limitée à cause de nombreux inconvénients. Dans ce cas le processus de l'introduction des matériaux composites à base de fibres de carbone a été accéléré par la mise au point de méthodes techniquement fiables et compétitives comparativement aux anciens procédés. Le pays qui utilise aujourd'hui le plus ce procédé est le Japon, pour la protection des bâtiments et des ouvrages d'art contre le risque de destruction lors d'un tremblement de terre.

En Algérie l'utilisation des fibres de carbone sont commencées seulement de 1998 et peu d'applications ont été réalisées mais la nécessité de renforcement des ouvrages vis-à-vis des modifications du trafic (probabilité de choc, augmentation des charges et de leurs fréquences), ainsi que la mise en conformité parasismique des ouvrages entraînera probablement un développement rapide de cette technique [25].

CHPITRE II

Généralistes sur les matériaux composites

II-1 INTRODUCTION

Le matériau composite est constitué de l'assemblage d'au moins deux matériaux non miscibles et de nature différente, se complétant et permettant d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément. Les matériaux composites sont des matériaux à hautes performances mécaniques, façonnables à volonté au gré du concepteur et donc doué d'un potentiel illimité, se développent aujourd'hui dans pratiquement tous les domaines et sont à l'origine de formidables challenges dans diverses réalisations de haute technologie [26].

Les matériaux composites sont de plus en plus utilisés dans l'industrie automobile, ferroviaire, aéronautique et l'industrie aérospatiale en matériaux à caractéristiques mécaniques élevées associés à un faible poids. Ils sont extrêmement rigides, résistants et légers et leurs performances spécifiques sont supérieures à celles des métaux [27].

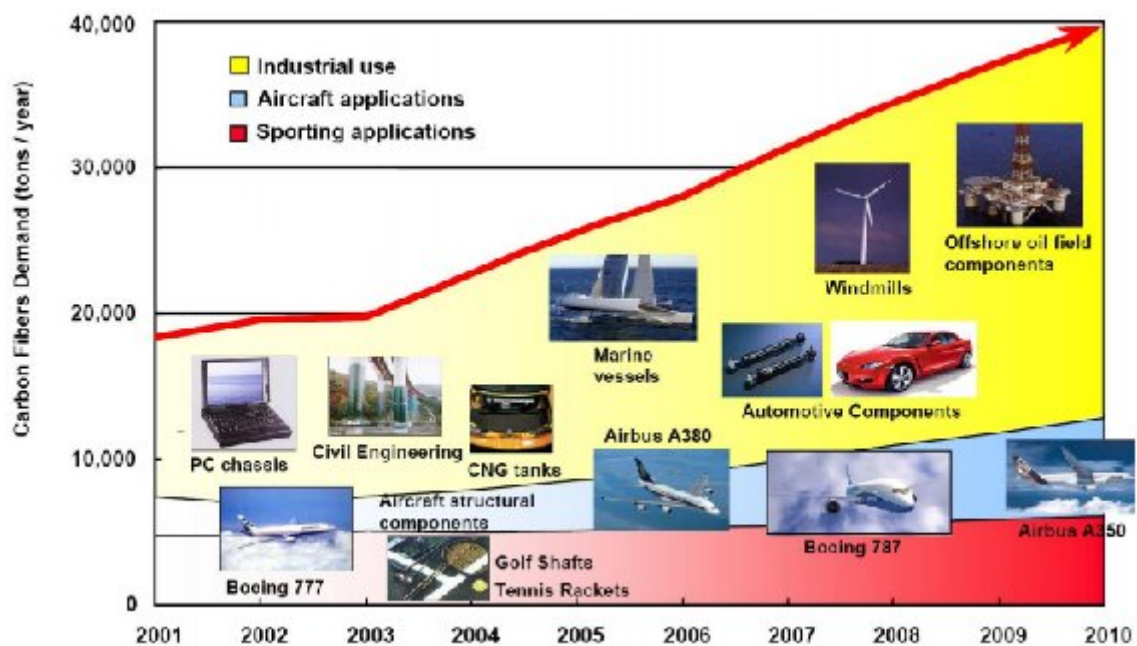


Figure II-1 Utilisation des matériaux composites

Depuis le milieu des années 1980 ces matériaux ont vu leurs applications s'étendre aux structures aéronautiques dites primaires telles que les ailerons et les stabilisateurs

horizontaux des AIRBUS A310, A300/600, A320 et A340 ou le caisson de voilure du RAFALE. Ces matériaux représentent 22,6 % de la structure totale de L'ATR 72. Leur utilisation sur cet avion de transport régional concerne les caissons extrêmes de voilure dont la longueur avoisine 8,5 mètres chacun ainsi que la quasi totalité des capotages externes [28].

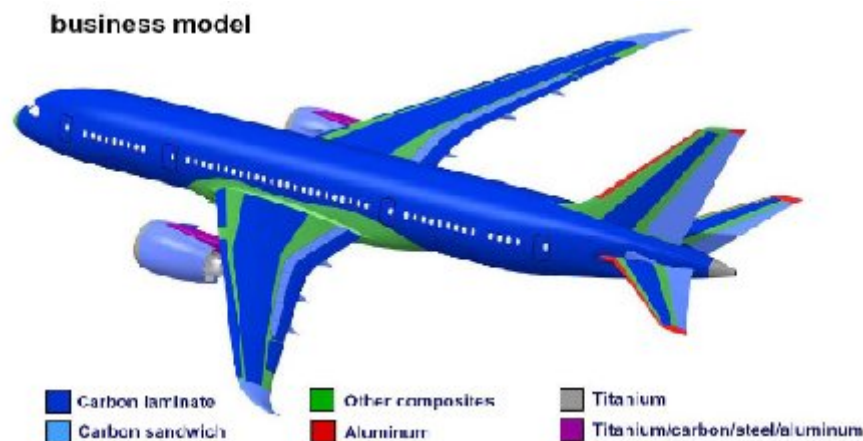
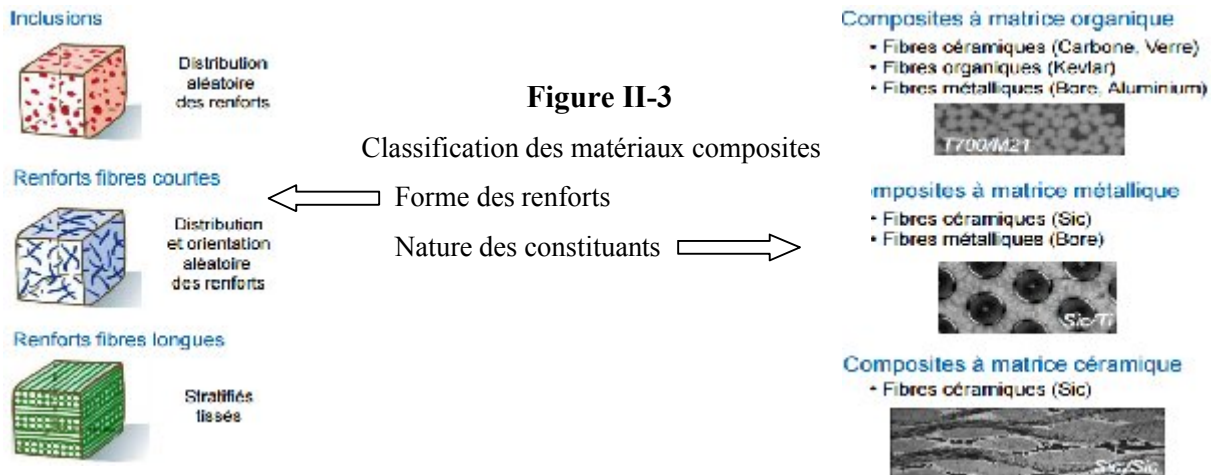


Figure II-2 Pièces composites sur des structures d'aéronefs (Boeing 787). [28]

II-2 Classement d'un matériau composite :

Les différents types de matériaux composites se définissent en fonction de la nature de la matrice qui pourra être de type organique, métallique ou céramique, et des renforts pouvant aussi être de natures très différentes comme par exemple, le carbone et le verre pour les inorganiques, les polyaramides (Kevlar) pour les organiques. Les géométries des renforts pourront varier suivant le type de propriétés mécaniques recherchées. Ainsi, les renforts sont des particules, des fibres courtes ou continues ou encore des plaquettes. [29]

Les composites à matrice organique, ne peuvent être utilisés que dans les cas où les températures ne dépassant pas 200 à 300°C, Les composites à matrice métallique qui sont utilisés jusqu'à 600°C et les composites à matrice céramique, qui peuvent être utilisés au delà de 1000°C. [30]



II-3- Les constituants des matériaux composites :

On appelle maintenant de la façon courante « matériaux composites » des arrangements de fibre-continues ou non d'un matériau résistant (le renfort) qui sont noyées dans une matrice dont la résistance mécanique est beaucoup plus faible [31].

Les matériaux composites structuraux sont principalement constitués de deux phases :

- La matrice: son but est de réaliser la liaison entre les renforts, leurs protections vis-à-vis des agents agressifs et la prévention contre une rupture catastrophique.
- Le renfort: son rôle est d'assurer la fonction mécanique. Il se présente généralement sous la forme de fibres dont l'orientation au sein du composite dépend de la sollicitation mécanique qu'elle doit supporter.

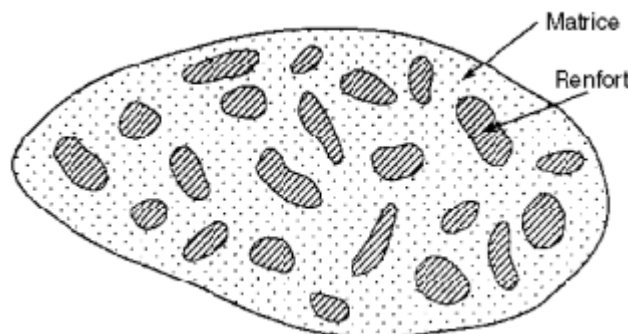


Figure II-4 Constituant des matériaux composites

II-3-1- La matrice :

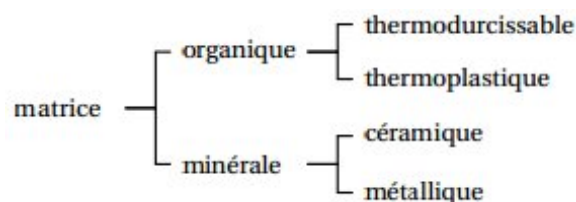
La matrice est composée d'une résine (polyester, époxyde, etc.) et de charge à pour rôle de:

- Lier les fibres de renforts,
- Répartir les contraintes,
- Donner la forme désirée au produit final.

L'ensemble résine-charges se comporte comme un matériau homogène, et le composite est considéré comme constitué d'une matrice et d'un renfort. La matrice a pour but de transmettre aux fibres les sollicitations mécaniques extérieures et de protéger les fibres vis-à-vis des agressions extérieures.

Le type d'association matrice –renfort dépend des contraintes imposées au concepteur: caractéristiques mécaniques élevées, tenue en température, cout, résistance à la corrosion, etc.

Dans un grand nombre de cas, la matrice constituant le matériau composite est une résine polymère. Les résines polymères existent en grand nombre et chacune à un domaine particulier d'utilisation. Dans les applications où une tenue de la structure aux très hautes températures est requise, des matériaux composites à matrice métallique, céramique ou carbone sont utilisés. Dans le cas des matériaux en carbone des températures de 2 200°C peuvent être atteintes. La classification des types de matrices couramment rencontrées est donnée sur la figure 1.1.



II-3-1- a) Les résines thermdurcissables :

Les résines thermdurcissables ont des propriétés mécaniques élevées. Ces résines ne peuvent être mises en forme qu'une seule fois. Elles sont en solution sous forme de polymère non réticulé en suspension dans des solvants. Les résines polyesters insaturées,

les résines de condensation (phénoliques, amioplastes, furaniques) et les résines époxyes sont des résines thermodurcissables. Les exemples de résines thermodurcissables classiquement rencontrées sont 914, 5208, 70, LY556. Les matériaux les plus performants ont des caractéristiques mécaniques élevées et une masse volumique faible. Ces caractéristiques sont présentées dans le tableau II-1. [32]

résines	T_f (°C)	P (kg/m ³)	ε_t^R (%)	σ_t^R (MPa)	σ_c^R (MPa)	E (GPa)
polyesters	65 à 100	1 140	2 à 5	50 à 85	90 à 200	2,8 à 3,6
phénoliques	120	1 200	2,5	40	250	3 à 5
époxydes	290	1 100 à 1 500	2 à 2,5	60 à 80	250	3 à 5

Tableau II-1 - Caractéristiques des résines thermodurcissables

II-3-1- b) Résines thermoplastiques :

Résines thermoplastiques Les résines thermoplastiques ont des propriétés mécaniques faibles. Ces résines sont solides et nécessitent une transformation à très haute température. Les polychlorures de vinyle (PVC), les polyéthylènes, polypropylène, polystyrène, polycarbonate polyamide sont quelques exemples de ces résines thermoplastiques. Les résines thermoplastiques classiquement rencontrées sont PEEK, K3B. De même que pour les résines thermodurcissables, les matériaux les plus performants ont des caractéristiques mécaniques élevées et une masse volumique faible : ces dernières sont présentées dans le tableau II.2 [32]

résines	T_f (°C)	ρ (kg/m ³)	ε_t^R (%)	σ_t^R (MPa)	σ_c^R (MPa)	E (GPa)
polyamide	65 à 100	1 140		60 à 85		1,2 à 2,5
polypropylène	900	1 200		20 à 35		1,1 à 1,4

Tableau II-2 - Caractéristiques des résines thermoplastiques

II-3-1- c) Les charges :

La phase inorganique est constituée par les charges qui renforcent le matériau. Ces charges sont liées à la matrice par l'intermédiaire d'un silane et permettent notamment d'augmenter les propriétés mécaniques (résistance à la traction, flexion, compression) des composites. Elles diminuent également les contraintes dues au retrait de polymérisation, compensent le coefficient de dilatation thermique trop élevé de la phase matricielle et donnent au matériau sa radio-opacité (visualisation radiographique). Les composites actuels contiennent une grande diversité de particules de charge variant par la taille, la composition et le pourcentage de celles-ci. Les charges, la plupart du temps minérales, varient d'un composite à l'autre mais sont composées de SILICE (SiO_2) sous différentes formes et d'autres types de particules. [33]

II-3-1- d) Additifs :

Additifs, de type colorant ou agent de démoulage sont largement utilisés lors de la conception des structures constituées de matériaux composites.

II-3-2- Renforts :

Le renfort, souvent sous forme de fibres, sert au transfert des charges mécaniques. Les fibres ont une forme remarquable dans la matrice qui possède des propriétés impressionnantes à cause de leur forme et des moyens de fabrication. La structure moléculaire d'une fibre est généralement alignée dans le sens de l'axe de fibre ce qui produit une structure forte dans cette direction. Les fibres sont donc fortes mais fines, ce qui leur confère une grande souplesse. [34]

On les commercialise essentiellement sous forme de :

Fibre courtes : quelques centimètres ou fraction de millimètre: ce sont les feutres, les mats et les fibres courts injectées utilisés en moulage.

Fibre longues: coupées au moment de la fabrication du matériau composite, utilisées telles quelles, ou bien tissées.

La nature de la fibre importe beaucoup sur le produit final escompté, elle permet d'obtenir un matériau anisotrope avec un renforcement dans des directions préférentielles. Les fibres peuvent être d'origine végétale, minérale ou artificielle. La concentration du renfort à l'intérieur du matériau est mesurée par sa fraction volumétrique (Vf).

Parmi les principales fibres on trouve :

II-3-2- a) Fibres de verre :

Il existe une large gamme de fibres de verre fabriquées en continu. Ces fibres sont à base de silice (SiO₂) combinée avec d'autres éléments. La plupart des composites à faible nombre de fibres de verre sont renforcés par des verres de type E développé initialement pour des applications électriques. La fibre de verre type R est également utilisée comme renfort grâce à ses propriétés mécaniques et à sa tenue à la chaleur très élevée. Les fibres de verre sont produites par l'étirage du verre fondu à travers une filière. Elles sont fabriquées avec une gamme de diamètres habituellement compris entre 5 et 25mm et une grande vitesse de l'ordre 250m/s. Les fibres de verre sont fragiles et leur rupture brutale est sans déformation plastique. Elles souffrent également d'un module de Young faible et d'une densité plus élevée que celle d'autres fibres. En conséquence ces fibres ont été supplantées par d'autres fibres à plus haute performance pour les applications demandant un module spécifique élevé mais elles continuent à dominer de loin les composites à Grande Diffusion. [35]

Atomes non ordonnés
(surtout silicate)



Characteristic	A-glass	E-glass	S-glass	Quartz
Fiber diameter (μm)	5-13	10-20	10	9
Density (g/cm ³)	2.5	2.58	2.59	2.15
Tensile modulus (GPa)	69	72	86	69
Tensile strength (GPa)	3.1	3.4	4.6	3.4
Thermal expansion coeff. (10 ⁻⁶ /°C)	8.6	5	2.9	0.5

Résistance en traction modérée

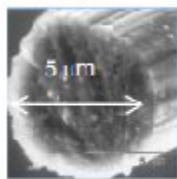
Faible module de traction

Tableau II-3 - Caractéristiques des Fibres de verre

II-3-2- b) Fibre de carbone :

Les fibres de carbone sont apparues d'abord dans le secteur aéronautique dans les années 80. Ces fibres ont ensuite conquis progressivement les secteurs du sport et de l'industrie à partir des années 90. Aujourd'hui, la gamme des fibres de carbone sur le marché est de plus en plus vaste et elles font leur apparition dans les applications de masse et dans des créneaux de plus en plus variés, tirées par deux facteurs, D'une part, les prix ont connu une importante réduction et les fournisseurs sont devenus plus nombreux, D'autre part, la demande est forte pour des produits légers consommant moins d'énergie (automobile, aéronautique, éolien, électronique...). Les fibres de carbone connaissent une croissance remarquable. Elles renforcent pour 72% des matrices époxy, pour 12% des polyesters et pour 9% des phénoliques.

C-Atome orienté



PAN based fibers: lightness and strength	Standard III	IM	HM
Fiber diameter (μm)	6-8	5-6	6-8
Density (g/cm ³)	1.8	1.8	1.9
Tensile modulus (GPa)	220-240	275-300	350-450
Tensile strength (GPa)	3.5-5	4.6	4.5-5.5
Coeff of thermal expansion (10 ⁻⁶ /°C)	-0.4	-0.6	-0.75

Hautes performances

Coût de fabrication élevé

Tableau II-4 - Caractéristiques des Fibres de carbone

II-3-2- c) Fibre aramide (kevlar):

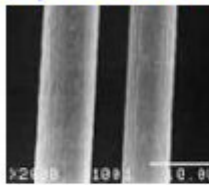
Le mot aramide vient de la contraction d'aromatic polyamide. Le nom chimique est le para-phénylène téréphtalamide ou PPD-T. Les fibres d'aramide sont constituées de filaments jaunes continus d'une dizaine de microns de diamètre assemblés en fils. On la nomme souvent «Kevlar» qui est la marque de son créateur, Dupont de Nemours.

Depuis les années 80, les fibres aramides connaissent un fort développement dans de multiples secteurs. Parmi les applications les plus « récentes », on trouve les géotextiles utilisés pour le renforcement des sols mais aussi les câbles et cordages à applications

maritimes. Ces applications requièrent à la fois de très bonnes propriétés mécaniques spécifiques en traction et une faible déformation en fluage, ainsi qu'une bonne conservation de ces propriétés au cours du temps dans les conditions environnementales concernées.

Deux grandes catégories de fibres aramides sont utilisées pour les applications de renforcement de sols et la câblerie marine : les fibres poly (p-phénylène téréphtalamide) (PPTA) parmi lesquelles on distingue les fibres Twaron et Kevlar, et les fibres copoly(p phénylène/3,4'-diphényl éther téréphtalamide) ou fibres Technora.

Polymère cristallin



Characteristic	Kevlar 29	Kevlar 49	Kevlar 149
Fiber diameter (μm)	12	12	12
Density (g/cm^3)	1.44	1.44	1.44
Tensile modulus (GPa)	92	130	186
Tensile strength (GPa)	3.7	3.8	3.5
Coef. thermal expansion ($10^{-5}/^\circ\text{C}$)	2	2	2

Excellentes propriétés en traction
Excellente ténacité

Faible résistance en compression
Faible adhésion avec les polymères

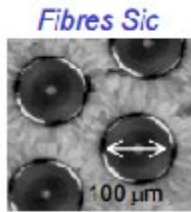
Tableau II-5 - Caractéristiques des Fibres aramide (kevlar)

II-3-2- d) Fibres Céramiques Réfractaires FRC :

Selon directive européenne n° 97/69/CE (arrêté du 28/08/98) les fibres Céramiques réfractaires sont des fibres de silicates vitreuses artificielles à orientation aléatoire et dont le pourcentage pondéral d'oxydes alcalins et d'oxydes alcalino-terreux ($[\text{Na}_2\text{O}] + [\text{K}_2\text{O}] + [\text{CaO}] + [\text{MgO}] + [\text{BaO}]$) est inférieur à 18 %, Les FRC sont commercialisées depuis les années 1950 et conçues pour des applications comprises entre 800°C et 1300°C. Elles sont élaborées par fusion à très haute température (1540 - 2090 °C) d'alumine et de silice en Europe ou par fusion d'un mélange de kaolinite (argile) en Asie et aux Etats-Unis

Les FRC sont utilisées 99% aux applications industrielles pour l'isolation thermique des fours industriels, de hautes fourneaux, de moules de fonderie, de tuyauteries, de câbles

pour la fabrication de joints..., et aux applications automobiles, aéronautiques, et la protection incendie.



Characteristic	Bore (B)	SiC	SiCII
Fiber diameter (μm)	100-150	100-150	100-150
Density (g/cm ³)	2.6	2.55	2.4
Tensile modulus (GPa)	430	180	200
Tensile strength (GPa)	3.8	2	3

Stabilité des propriétés en température
(de 500°C à 1600°C)

Coût de fabrication élevé

Tableau II-6 - Caractéristiques des Fibres Céramiques Réfractaires FRC

II-4. Architecture des matériaux composites :

Afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques des structures en composites, il est nécessaire de jouer sur la texture des renforts (leur architecture) pour créer une charpente résistante adaptée aux contraintes mécaniques. On rencontre plusieurs architectures des matériaux composites :

a) Ensembles linéaires:

Fil de base: est obtenu par juxtaposition des fibres (parallèles ou retordues), il constitue l'élément de construction des stratifils (le roving) et des retors.

Fils retors: Ensemble des fils retordus

Le roving: ensemble des fils de base parallèles groupés sans torsion

Fils coupés : à voir leurs applications dans les semi-produits SMC



Fil de base à fibres parallèles

(a)



Fil de base à fibres retordues

(b)

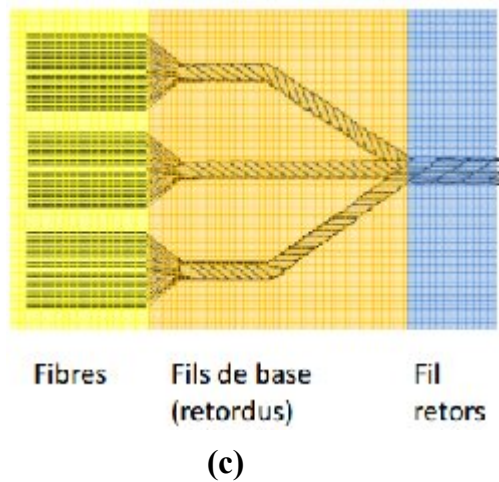


Figure II-5 Orientations linéaires des fibres

b) Ensembles surfaciques Trois Ensembles principaux: les mats, les tissus, les tricots.

Les mats : sont des nappes des filaments discontinus sans orientation préférentielle maintenus ensemble par un liant soluble ou non dans les résines (Matrice). Ils sont largement utilisés dans des différentes applications (boîtes électriques, navires....).

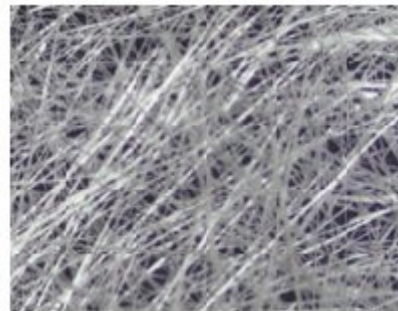
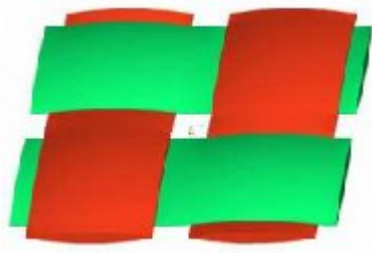
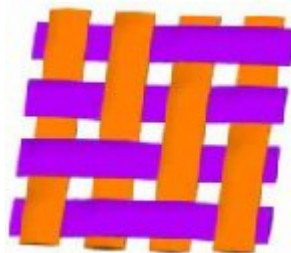


Figure II-6 Mat de verre

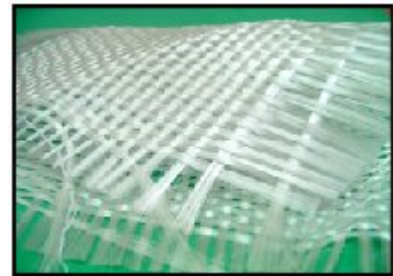
Les tissus : ils sont fabriqués par entrecroisement des fils (mèches) dans deux directions perpendiculaires (chaîne et trame)... selon la mode de tissage il existe plusieurs architectures (taftas, satin, sergé...)



Taftas



Sérgé 2*2



Tissu de verre

Figure II-7 Les tissus

Un autre type de tissu, les hauts modules (ou NCF) où les mèches ne présentent aucune ondulation et elles sont maintenues ensemble par un fil de cousus

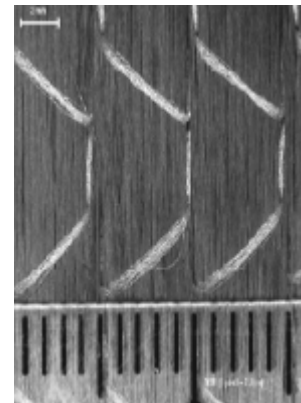
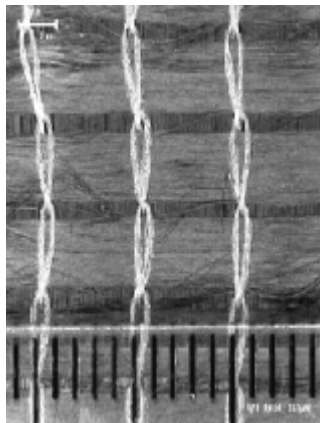


Figure II-7 Les tissus

Les tricots: sont formés par bouclage d'un ou plusieurs fils et ils sont caractérisés par leur très grande déformabilité

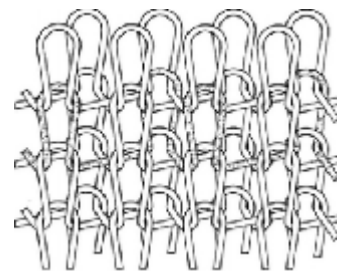
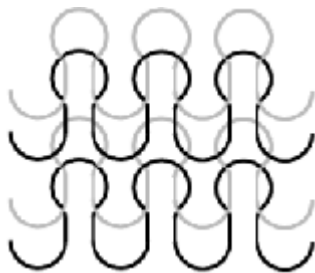


Figure II-8 Les tricots

c) Ensembles multidirectionnels

Tresses: tissage cylindrique avec des entrecroisements réguliers des fils.(fabrication des pales d'avions)

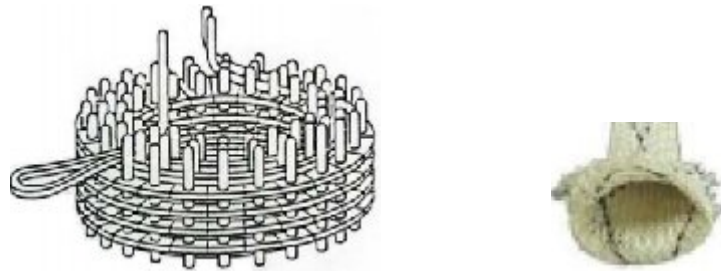


Figure II-9 Tresses

Tissage 3D: Consiste à orienter les mèches dans des plusieurs axes non coplanaires.

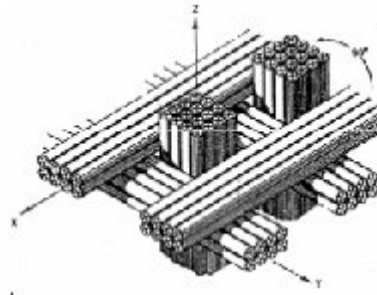


Figure II-10 Tissage 3D

II-5- Procédés de fabrication :

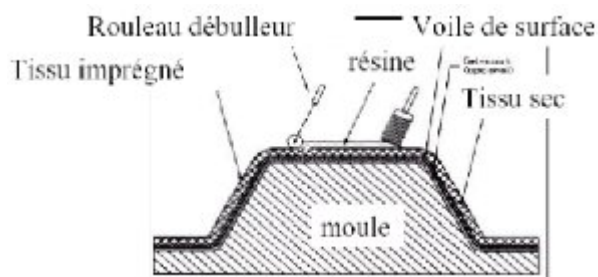
La possibilité d'utiliser plusieurs procédés de fabrication ainsi que divers matériaux fait que les FRP sont des produits polyvalents et faciles à produire. On présente dans cette section un survol des différentes méthodes de fabrication, Les procédés les plus importants sont :

- Moulage par contact
- Moulage par projection simultanée
- Moulage sous vide :

- Moulage par injection basse pression de résine - RTM
- Compression thermodurcissable SMC
- Enroulement filamentaire (ou bobinage). [36]

II-5-1 Moulage au contact :

Procédé manuel pour la réalisation de pièces à partir de résines thermodurcissables, à température ambiante et sans pression. Les renforts sont déposés sur le moule et imprégnés de résine liquide, accélérée et catalysée. Après durcissement de la résine, la pièce est démoulée et détournée.



Figures II-11: Moulage par contact

Matières premières :

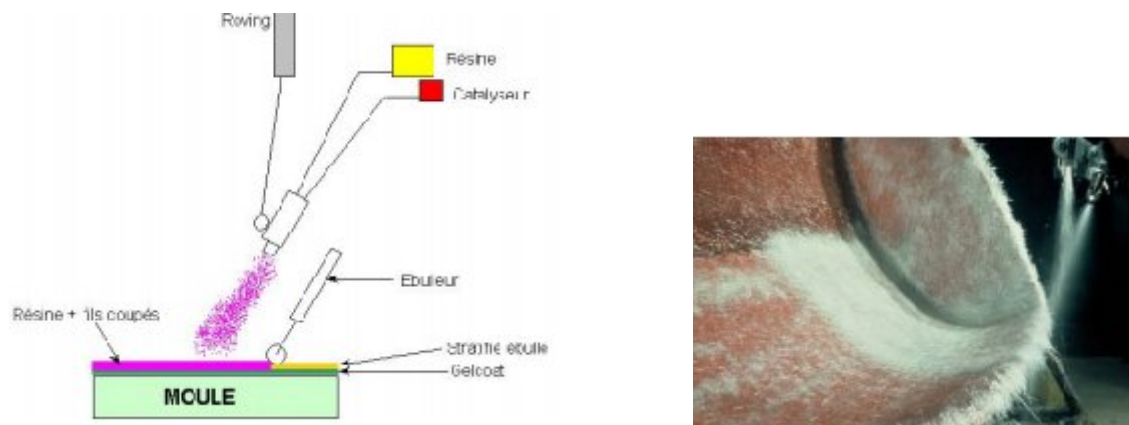
Renforts : mats, tissus de fibre de verre, de carbone ou d'aramide (taux de renfort volumique allant jusqu'à 35 % dans le cas du verre)

Résines : polyesters, époxy, phénoliques, vinylesters

Divers : catalyseur, accélérateur, charges, pigments, agent de démoulage, acétone

II-5-2 Moulage par projection simultanée :

Le moulage est effectué par projection simultanée de fibres coupées et résine catalysée sur un moule. L'équipement à projeter est constitué d'une machine à couper le stratifile et d'un pistolet projetant la résine et les fibres coupées, l'ensemble fonctionnant par air comprimé. La couche de fibres imprégnées de résine est ensuite compactée et ébullée au rouleau cannelé. Le moulage par projection permet d'obtenir de grandes séries de pièces, avec un bas prix de revient.



Figures II-12: Projection simultanée

Matières premières :

Renfort : fibre de verre sous forme de roving assemblés, taux de renfort de 25 à 35 % en volume. Résines : principalement polyesters mais aussi phénoliques ou hybrides

Divers : catalyseurs, accélérateur, pigments, charges, agent de démoulage, solvant

II-5-3 Moulage sous vide :

Le moulage sous vide s'effectue entre moule et contre-moule rigide, semi-rigide ou souple suivant la technologie de mise en œuvre. Le renfort (mat, tissu, préforme) est placé à l'intérieur du moule ; la résine catalysée est versée sur le renfort. On utilise la pression qui s'exerce sur le moule lors de la mise sous vide pour répartir la résine et imprégner le renfort. La résine peut également être injectée par l'aspiration consécutive au vide.

Matières premières :

Renforts : mats fils coupés ou fils continus, préformes, tissus

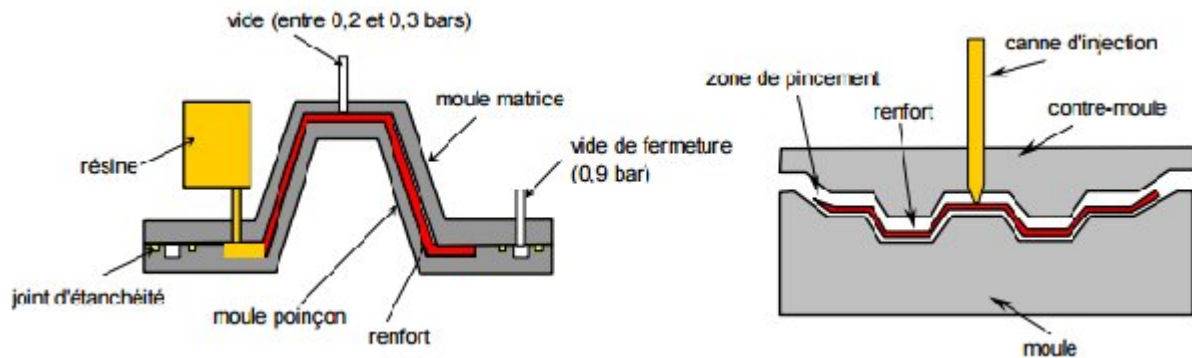
Résines : polyester, vinylester, phénolique, époxy

Divers : catalyseur, accélérateur, pigments, charges, agent de démoulage, solvant

II-5-4 Moulage par injection basse pression de résine - RTM:

Le moulage par injection de résine liquide RTM (Résine Transfert Molding) s'effectue entre moule et contre-moule rigides. Le renfort (mats, préforme, éventuellement tissus)

est disposé dans l'entrefer du moule. Une fois celui-ci solidement fermé, la résine, accélérée et catalysée, est injectée sous faible pression (1.5 à 4 bars) à travers le renfort jusqu'au remplissage complet de l'empreinte. Après durcissement de la résine, le moule est ouvert et la pièce démoulée.



Figures II-13: Moulage par injection basse pression de résine RMT

Matières premières :

Renforts : mats de fils coupés ou continu, préformes, voiles de surface ou/et tissus de verre, carbone, aramide. Taux de renfort : 20 - 60 %

Résines : polyesters, phénoliques (résols), époxydes, vinylesters

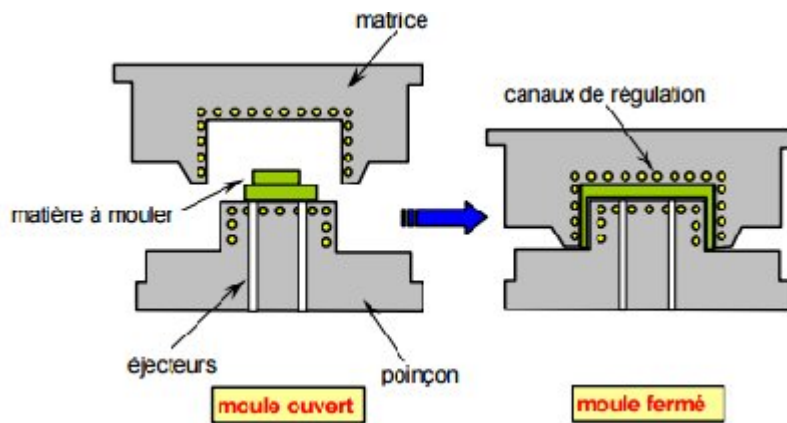
Divers : catalyseurs, accélérateur, pigments, charges, agents démoulant, solvant de rinçage

II-5-5 Compression thermodurcissable SMC: (Sheet Molding Compound)

Le principe consiste à déposer des feuilles de pré-imprégnés dans un contre moule chauffé, de comprimer le matériau avec un moule chauffé, polymérisation puis éjection de la pièce.

Les avantages : coût matière, propriétés mécaniques et thermiques.

Les limites sont l'aspect, le dimensionnement des presses et la finition.



Figures II-14: Compression thermodurcissable SMC

Matériel :

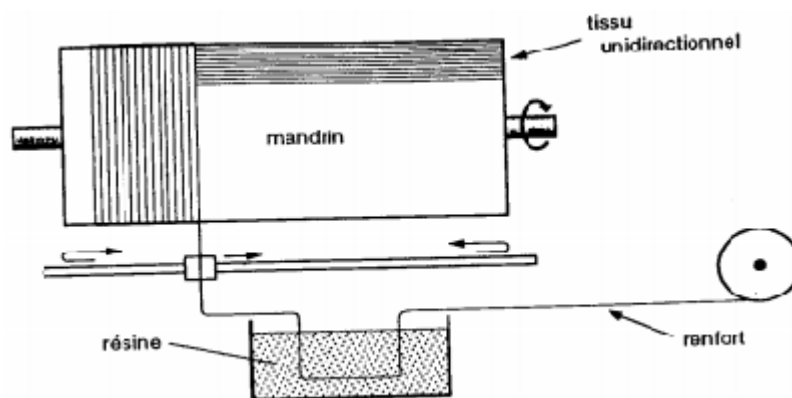
Eventuellement, ligne de production de mat pré-imprégné

Presse compression haute pression, à vitesses de fermeture réglables

Moules en acier chromés thermo-régulés

II-5-5 Enroulement filamentaire (ou bobinage):

Procédé de moulage limité aux formes de révolution. Initialement, destiné à la réalisation d'enveloppes de révolution nécessitant de hautes performances mécaniques par enroulement progressif sur un mandrin, selon un angle déterminé de fils de verre imprégnés de résine. Par la suite, le procédé a été étendu à des structures moins performantes en associant aux rovings bobinés d'autres types de renfort (fils coupés, mat, tissu) appliqués de façon adaptée.



Figures II-15: Enroulement filamentaire (ou bobinage)

II-6. Propriétés mécaniques des composites «PRF» :

Les propriétés mécaniques des matériaux composites varient considérablement. Ces propriétés dépendent des fibres contenues dans le composite (type, quantité et direction), de la matrice utilisée, et du rapport volume-fibre, c'est à dire le ratio du volume des fibres par rapport au volume total du composite. Elles sont aussi affectées par le volume ou la dimension du composite lui-même [37]. En général, les composites de fibres de carbone sont plus solides et plus rigides que les composites de fibres de verre [38]. Le Tableau II.7 résume les principales propriétés mécaniques des matériaux composites couramment utilisés en génie civil.

Matériaux composites unidirectionnel	Contenu en fibres (%) par poids)	Densité (kg / m ³)	Module d'élasticité longitudinale (Gpa)	Résistance à la traction (MPa)
Fibres de verre / polyester (GFRP laminé)	50 - 80	1600 – 2000	20 – 55	400 – 1800
Carbone / époxy (CFRP laminé)	65 - 75	1600 - 1900	120 – 250	1200 – 2250
Aramide / époxy (FRP laminé)	60 - 70	1050 - 1250	40 - 125	1000 - 1800

Tableau II.7. : Propriétés mécaniques typiques des composites «PRFV», «PRFC» et «PRFA» [39]

Les trois types des composites, nommés «PRFV», «PRFC» et «PRFA» sont utilisés pour le renforcement des structures en béton armé, à la fois dans des applications pratiques ou de recherches.

Le Tableau II.7 de Teng et al. (2002) pour les composites «PRF» avec des fibres unidirectionnelles montre une large variété de résistances et de rigidités des ces matériaux. Reste à noter que les valeurs données dans ce dernier sont à titre indicatives, et il peut exister quelques produits particuliers qui ont des propriétés différentes que ceux indiquées dans ce tableau.

Concernant le module d'élasticité ou la résistance à la traction d'un composite «PRF» formé par le processus de stratification directe, on remarque que l'épaisseur du composite

est généralement difficile à contrôler ou à définir avec précision ; on est amené à utiliser l'épaisseur du voile de fibre [40] ou bien une épaisseur nominale généralement recommandée par le fabricant [41]. Par conséquent, les modules d'élasticité et les résistances à la traction dépendent de la définition de l'épaisseur et peut être donc loin des valeurs indiquées dans le Tableau I.2.4 avec une grande marge. Sans se soucier du type de fibres utilisé ou de la méthode de mise en oeuvre du composite, les trois types des matériaux composites «PRF» ont le même comportement linéaire-élastique avec une rupture fragile en traction. C'est une propriété très importante en termes d'utilisation structurale des composites «PRF» [40]. La Figure II.14 montre des courbes (contraintes-déformations) typiques pour des composites «PRFV», «PRFC», et des aciers doux (Char et al. 1994, Ehsani et Saadatmanesh 1996, Teng et al. 2002, Abdalla 2002, Rizkalla et al. 2003, Carolin 2003).

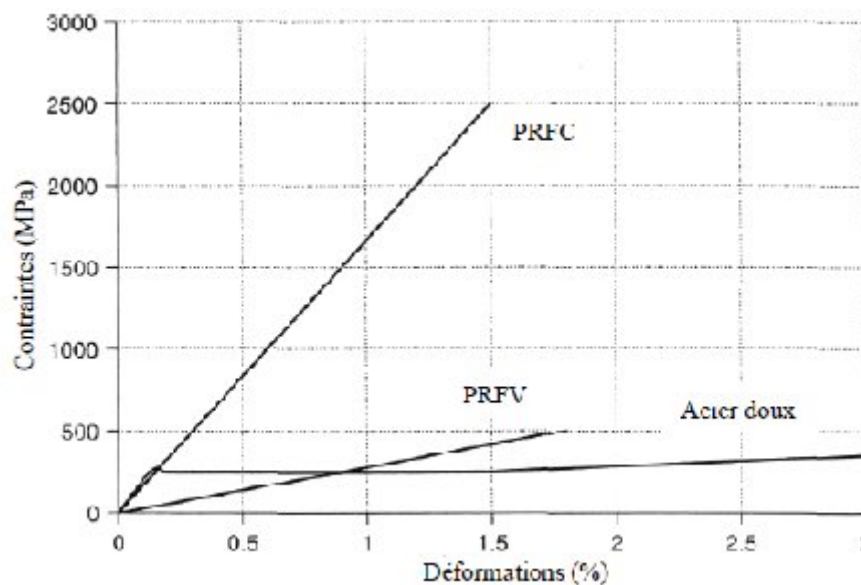


Figure II. 16: Courbes contrainte-déformation typiques des PRFV, PRFC et des aciers doux (Teng et al. 2002)

A partir des observations faites sur ces courbes, on peut remarquer :

- a. que ces composites sont caractérisés par des relations contraintes-déformations linéaires.

- b. une différence entre le comportement fragile des composites «PRF» et le comportement ductile de l'acier doux, ce qui donne deux grandes conséquences structurales (Teng et al. 2002) :

Premièrement, ces matériaux composites ne possèdent pas la ductilité des aciers, et leur fragilité va limiter le comportement ductile des éléments en béton armé renforcés par les composites «PRF». Néanmoins, lorsqu'on l'utilise pour le confinement du béton, ces matières peuvent rehausser grandement la force et la ductilité des poteaux.

La deuxième implication du comportement fragile des composites «PRF» c'est que la redistribution des contraintes est restreinte à cause du manque de ductilité.

Par conséquent, le dimensionnement des structures en béton armé renforcées avec des matériaux composites «PRF» ne peut suivre les méthodes existantes pour le béton armé avec des «PRF» traitées tous simplement comme un renforcement en acier équivalent. Donc ces méthodes ont besoin d'être modifiées pour prendre cette fragilité en considération en se basant sur des recherches étendues.

II-6.1. Teneurs en volume :

Considérons un volume v_c de matériau composite composé d'un volume V_f de fibres et d'un volume v_m de matrice.

On a :
$$v_c = v_f + v_m \quad \text{II.1} \quad \text{volume total du composite}$$

La teneur en volume des fibres est :

$$V_f = v_f / v_m \quad \text{II.2}$$

La teneur en volume de la matrice est :

$$V_m = v_m / v_c \quad \text{II.3}$$

Avec
$$V_f + V_m = 1 \quad \text{II.4}$$

II-6.2. Teneurs en masse :

Soit m_f , m_m et m_c les masses respectives, des fibres, de la matrice et du composite, avec

$$m_c = m_f + m_m \quad \text{II.5} \quad \text{masse totale du composite}$$

Les teneurs en masse de fibres et de matrice sont respectivement :

$$\mathbf{Mf} = \mathbf{m}_f / \mathbf{m}_c \quad \text{II.6}$$

$$\mathbf{Mm} = \mathbf{m}_m / \mathbf{m}_c \quad \text{II.7} \quad \text{avec} \quad \mathbf{Mf} + \mathbf{Mm} = 1$$

II-6.3. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité du FRP est très affecté par la nature des fibres qui y sont insérées, le tableau II.5 englobe les valeurs des différents modules relatifs aux trois types de matériaux composites les courants dans le domaine de génie civil.

Le module d'élasticité d'un matériau composite est conséquemment affecté par le pourcentage volumétrique des fibres. Pour un FRP unidirectionnel, le module d'élasticité peut être simplement évalué à partir de l'équation des mélanges.

$$E_L = E_f \cdot V_f + E_m \cdot V_m \quad \text{II.8}$$

$$1/E_T = V_f/E_f + V_m/E_m \quad \text{II.9}$$

Avec

E_L module d'élasticité longitudinal du matériau composite (en direction des fibres)

E_f module d'élasticité longitudinal des fibres

V_f La teneur en volume des fibres

E_m module d'élasticité transversal du matériau composite

V_m La teneur en volume de la matrice

E_T module d'élasticité longitudinal de la matrice (perpendiculaire direction des fibres)

Notons que le procédé de fabrication du FRP influe également sur la valeur de son module d'élasticité, à cet effet les relations II.8 et II.9 ne donnent que des valeurs approximatives de E_L et E_T .

II.6.4. Effet de l'orientation des fibres :

L'orientation des fibres joue aussi un rôle important dans la rigidité des FRP multidirectionnels. La figure II.15 montre l'effet de la direction des fibres sur le module longitudinal et le module transversal. On confirme d'après cette figure que le composite est plus rigide lorsqu'il est sollicité dans la direction des fibres et moins rigide quand l'effort est perpendiculaire aux fibres.

Aussi la variation du module en fonction de l'orientation ne suit pas une évolution simple, par exemple dans la figure II.10 on remarque que dans l'intervalle 0° à 45° la valeur du module chute d'une manière brutale (de 55 GPa à 180GPa), entre 45° et 55° la variation est faible au delà de 55° et jusqu'à 90° la valeur du module se stabilise à 14 GPa.

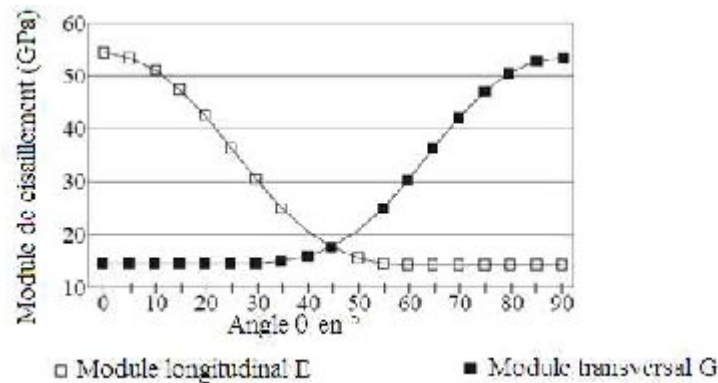


Figure II.17 Modules E_L et E_T en fonction de l'orientation des fibres d'un matériau composite de type Verre/Polyester avec une configuration $[\theta_1 / -\theta_2 / \theta_1]$ [42]

Le module de cisaillement varie également en fonction de l'orientation des fibres mais il suit une évolution tout à fait différente, la figure II.16 montre qu'aussi bien l'orientation de 0° que celle de 90° donne des valeurs minimales du module lorsque l'orientation des fibres est de 45° , le module atteint son maximum.

Dans plusieurs applications on doit assurer des valeurs minimales tant pour le module de traction comme celui de cisaillement pour cette raison on a souvent recours aux orientations de couches de 0° et 45° . [05]

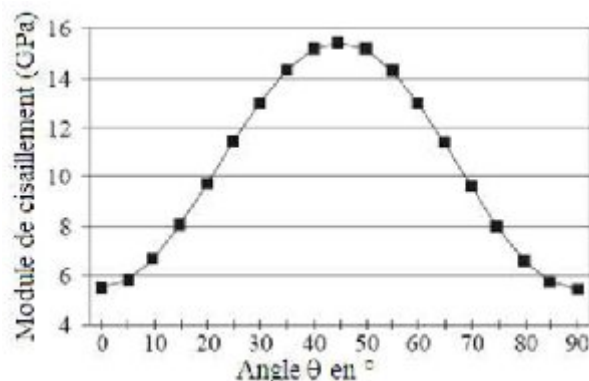


Figure II.18. Module de cisaillement en fonction de l'orientation des fibres d'un matériau composite de type Verre/Polyester avec une configuration $[\theta_1 / -\theta_2 / \theta_1]$ [42]

II.7. Comparaison des performances pour le renforcement des structures :

Les composites «PRFC» ont des propriétés supérieures que celles des composites «PRFV», mais ces dernières ont l'avantage d'être moins cher. Le Tableau II.8 établis par Meier et Winistorfer (1995) donne une comparaison qualitative des différents composites «PRF» couramment utilisés pour les applications de renforcement des structures en béton armé.

Critères	Tissue de composite en :		
	Fibres de Verre-E	Fibre de carbon	Fibre d'Aramide
Force de traction	Très bonne	Très bonne	Très bonne
Force de compression	Bonne	Très bonne	Inadéquante
Module de young	Adéquat	Très bon	Bon
Comportement à long terme	Adéquat	Très bon	Bons
Comportement à la fatigue	Adéquat	Excellent	Bon
Densité apparente	Adéquat	Bonne	Excellent
Résistance à l'alcaline	Inadéquat	Très bonne	Bonne

Tableau II.8 : Comparaison qualitative entre Verre-E, Carbone-H.T et fibres Aramide [43]

II 8. Conclusion :

Nous avons vu dans ce chapitre une bibliographie générale sur les matériaux composites. Dans un premier temps, nous avons présenté le classement des matériaux composites et leurs constitutions, les différents modes d'architecture et les méthodes de fabrication ainsi que les propriétés mécaniques des composites et leur performances pour le renforcement des structures. Le chapitre suivant va porter sur Comportement des poutres B.A renforcées par des plaques.

CHPITRE III

Comportement des poutres en béton armé renforcées par des plaques

III-1- Introduction

Les structures en béton armé subissent des détériorations continues pendant leur vie de service. Ces structures ont besoin d'être réhabilitées ou à remplacer, bien que la réhabilitation soit souvent l'alternative rentable. Au milieu des années 80, l'Allemagne et la Suisse ont réhabilité les poutres de leur structures de bâtiments à l'aide de composite de fibres (Nanni, 1995). Dans tôles (plaques) de PRF, liaisonnées à l'extérieur, ont été utilisées pour remplacer les tôles d'acier et renforcer les poutres en béton armé. En plus des lamelles de PRF, on a également employé des feuilles de PRF flexibles pour envelopper les poutres. Un examen de la documentation technique disponible indique que des recherches ont été entreprises au cours des années 90 afin d'étudier la résistance des poutres renforcées de PRF, en considérant différents paramètres influents.

III-2- La théorie des poutres :

III-2-1 Mise en œuvre et illustrations de la théorie exacte des poutres :

Une poutre est un corps matériel qui possède une direction privilégiée. En effet, une poutre a la particularité d'avoir une dimension dont l'ordre de grandeur est supérieur aux deux autres. Typiquement, les dimensions caractéristiques de la section sont petites par rapport à la longueur de la poutre. [69]

Communément pour considérer le milieu comme une poutre, l'ordre de grandeur est $\beta \leq 0.1$. Plus le paramètre β est petit, plus la poutre est élancée (β est le rapport d'une dimension caractéristique h de la section sur la longueur L de la poutre).

Le principe de Saint-Venant est utilisé pour s'affranchir des conditions aux limites. Ainsi, les théories de poutres ne nécessitent pas la connaissance exacte des distributions des contraintes et des déplacements sur le bord mais uniquement certaines de leurs caractéristiques. Par exemple, les théories de poutres exploitent le torseur des efforts appliqués aux sections extrémités. Elles introduisent alors la résultante et le moment du vecteur de contrainte σ_N mais aussi des notions de déplacement moyen et de rotation moyenne.

Les théories les plus classiques et les plus anciennes pour des milieux poutres sont:

- La théorie d'Euler-Bernoulli et
- La théorie de Timoshenko.

La théorie d'Euler-Bernoulli, appelée résistance des matériaux, néglige le cisaillement. Elle utilise un champ de déplacement qui rigidifie la section. Elle introduit de plus la liaison interne qui contraint la section droite à rester orthogonale à la ligne moyenne après déformation. La théorie de Timoshenko [44], dite avec cisaillement, utilise un champ de déplacement plus général qui rigidifie la section droite.

III-2-2 Comparaison des poutres Bernoulli et Timochenko [45]:

Considérons une poutre droite 2D, orientée dans la direction x , avec A la section de la poutre, A^* la section réduite, E le module élastique, G le module de cisaillement et I le moment d'inertie (Figure III.1). L'hypothèse des sections planes permet d'exprimer les déplacement $u(x,y)$ $v(x,y)$ d'un point quelconque de la poutre en fonction des déplacement u_s , v_s d'un point situé sur l'axe de référence x et en fonction d'un accroissement de déplacement du la rotation θ_s de la section S . Pour la poutre Bernoulli, l'hypothèse supplémentaire des sections perpendiculaires à l'axe x permet de plus d'assimiler la rotation de la section $\theta_s(x)$ avec la pente $v'_s(x)$ (Figure III.2).

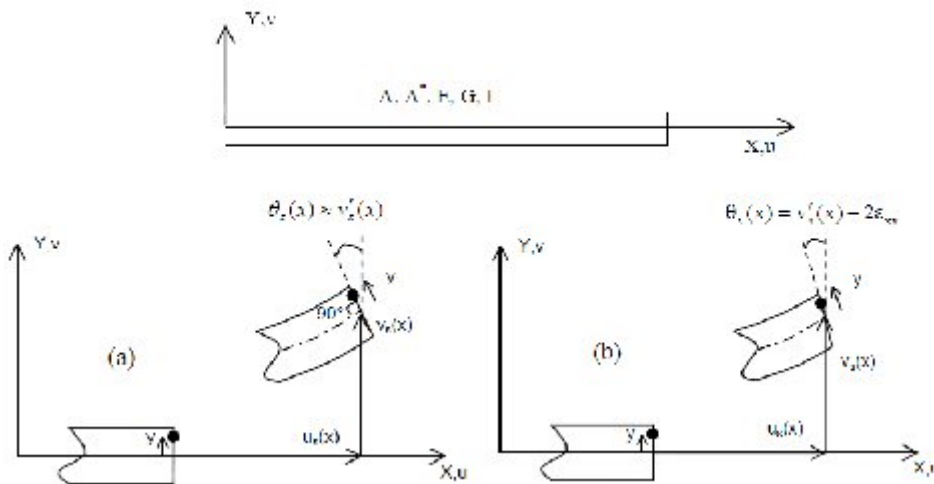


Figure III.1 Hypothèse cinématique pour (a) une poutre Bernoulli et (b) une poutre Timoshenko

Le tableau III.1 regroupe le champ des déplacements, des déformations et les équations d'équilibre pour les deux formulations (on se place dans le cadre de petits déplacements, petites déformations). Ces équations, bien connues, permettent de trouver les solutions (déformées, déplacements) pour plusieurs cas de sollicitations. L'exemple qui suit met en évidence la performance des deux poutres et définit leurs domaines d'application.

<i>Poutre Bernoulli</i>	<i>Poutre Timoshenko</i>
<i>Hypothèses</i>	
Sections planes et perpendiculaires à l'axe	Sections planes
<i>Champs des déplacements</i>	
$u(x, y) = u_1(x) - yv_1'(x)$	$u(x, y) = u_1(x) - y\theta_1(x)$
$v(x, y) = v_1(x)$	$v(x, y) = v_1(x)$
<i>Champs des déformations</i>	
$\epsilon_{xx} = u_1'(x) - yv_1''(x)$	$\epsilon_{xx} = u_1'(x) - y\theta_1'(x)$
$2\epsilon_{xy} = 0$	$2\epsilon_{xy} = v_1'(x) - \theta_1(x) \neq 0$
<i>Equations d'équilibre</i>	
$N = EAu_1'(x)$	$N = EAu_1'(x)$
$M = EIv_1''(x)$	$M = EI\theta_1'(x)$
-----	$T = GA^*(v_1'(x) - \theta_1(x))$

Tableau III.1 Principe d'équation des poutres Bernoulli et Timoshenko

III-3 Loi de comportement :

Les champs des déformations et des contraintes dans un milieu sont liés par des lois appelées de comportement, caractérisant le comportement mécanique du milieu. Ces lois sont décrites par des axiomes qui permettent de rendre compte au mieux des phénomènes observés. La relation d'élasticité linéaire peut s'écrire sous la forme matricielle suivante:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \\ \sigma_5 \\ \sigma_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{14} & C_{24} & C_{34} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{15} & C_{25} & C_{35} & C_{45} & C_{55} & C_{56} \\ C_{16} & C_{26} & C_{36} & C_{46} & C_{56} & C_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \varepsilon_4 \\ \varepsilon_5 \\ \varepsilon_6 \end{bmatrix} \quad (\text{III.1})$$

Ou sous la forme condensée:

$$Q_{11} = \frac{E_1}{1 - \nu_{12}\nu_{21}}$$

$$\sigma = C * \varepsilon \quad (\text{III.2})$$

Cette loi, généralement appelée loi de HOOKE généralisée, introduit la matrice de rigidité C, symétrique. Le comportement linéaire d'un matériau est donc décrit dans le cas général à l'aide de 21 coefficients indépendants, ici les 21 constantes de rigidité Cij.

III-3.1 Matrice de flexibilité ou souplesse :

La relation d'élasticité (I.2) peut être écrite sous forme inverse, suivant :

$$\varepsilon = S * \sigma \quad (\text{III.3})$$

en introduisant la matrice inverse de la matrice de rigidité. la matrice S est appelée matrice de souplesse. et s'écrit dans le cas général :

$$S = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & S_{14} & S_{15} & S_{16} \\ S_{12} & S_{22} & S_{23} & S_{24} & S_{25} & S_{26} \\ S_{13} & S_{23} & S_{33} & S_{34} & S_{35} & S_{36} \\ S_{14} & S_{24} & S_{34} & S_{44} & S_{45} & S_{46} \\ S_{15} & S_{25} & S_{35} & S_{45} & S_{55} & S_{56} \\ S_{16} & S_{26} & S_{36} & S_{46} & S_{56} & S_{66} \end{bmatrix} \quad (\text{III.4})$$

Avec

$$S = C^{-1} \quad (\text{III.5})$$

Les coefficients sont Sij sont appelés constantes de flexibilité ou constantes de souplesse

III-3.2 Matériau anisotrope :

Dans le cas le plus général, la matrice de rigidité et la matrice de souplesse sont déterminées chacune par 21 constantes indépendantes. Ce cas correspond à un matériau ne possédant aucune propriété de symétrie. Un tel matériau est appelé matériau triclinique.

La plupart des matériaux anisotropes possèdent une structure présentant une ou plusieurs symétries par exemple : les monocristaux, les matériaux composites à fibres ou tissus.etc. Les propriétés de symétries géométriques réduisent alors le nombre de constantes indépendantes nécessaires pour décrire le comportement des matériaux. Cette réduction est fonction des symétries présentées par les matériaux considérés.

III-3.3 Matériau monoclinique :

Ce matériau possède un plan de symétrie. L'expression de la matrice de passage ne change pas pour tout changement de repère symétrique par rapport à ce plan. Supposons le plan (e_1, e_2) plan de symétrie du matériau, la loi de Hooke se résume à l'expression suivante:

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & C_{16} \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & C_{26} \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & C_{36} \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & C_{45} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{45} & C_{55} & 0 \\ C_{16} & C_{26} & C_{36} & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \quad (\text{III.6})$$

La matrice de souplesse à la même forme, le nombre de constantes d'élasticité indépendantes est réduite à 13.

III-3.4 Matériau orthotrope :

Le matériau orthotrope est un matériau à 3 plans de symétrie orthogonaux deux à deux. En pratique, c'est le cas des tissus noyés dans un polymère. La même démarche que précédemment conduite aux expressions dans un repère défini par les axes d'orthotropie :

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \quad (\text{III.7})$$

Le nombre de constantes d'élasticité indépendantes est réduit à 9.

III-3.5 Matériau transversalement isotrope

Le matériau unidirectionnel est un matériau possédant un axe de symétrie, par exemple l'axe e_1 . C'est le cas pour un ensemble de fibres unidirectionnelles dans un substrat. Par géométrie le matériau unidirectionnel est orthotrope, Il est souvent appelé orthotrope de révolution. Dans le repère d'orthotropie, la matrice s'écrit :

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{12} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{23} & C_{22} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{C_{22} - C_{23}}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{66} \end{bmatrix} \quad (\text{III.8})$$

La matrice de rigidité d'un matériau transversalement isotrope à 5 constantes d'ingénieur.

III-3.6 Matériau isotrope

Si le matériau possède un nombre infini de plan de symétrie, on dit qu'il est isotrope.

Dans ce cas le nombre de constantes indépendantes vaut seulement deux (02) :

$$C_{11} = C_{22}, C_{12} = C_{23}, C_{66} = \frac{C_{22} - C_{23}}{2} = \frac{C_{11} - C_{22}}{2} \quad (\text{III.9})$$

La matrice de rigidité d'un tel matériau est donnée par :

$$[C] = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{12} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{11} & C_{12} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{12} & C_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{C_{11} - C_{12}}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{C_{11} - C_{12}}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{C_{11} - C_{12}}{2} \end{bmatrix} \quad (\text{III.10})$$

III-4 Comportement des Composites unidirectionnels :

III-4.1 Comportement en traction :

Dans le cas d'un composite unidirectionnel à matrice polymère, sollicité en traction longitudinale, l'initiation de la rupture est contrôlée par la résistance à la rupture des fibres. Il faut noter que pour certains types de fibres (tels que le verre et le carbone) les contraintes et les déformations des fibres ne sont pas uniques et varient d'une fibre à l'autre. MAEKAWA Z. et al. (1991) [46] ont montré que les propriétés mécaniques de la matrice et la qualité de l'interface jouent un rôle important sur le contrôle du caractère aléatoire de la résistance en traction de ces composites.

Après l'initiation, il se produit une concentration de contraintes au voisinage de la fissure. La redistribution de ces contraintes et par la suite le processus de dégradation qu'en résulte dépendent essentiellement de la contrainte à la rupture des fibres, de la capacité de la matrice à absorber l'énergie libérée et des propriétés de l'interface fibre - matrice.

Si la rupture s'amorce au niveau des fibres, différents mécanismes de rupture peuvent être observés:

Dans le cas d'une forte résistance en cisaillement de l'interface, il se produit une concentration de contraintes conduisant à une propagation de la fissure successivement dans les fibres et dans la matrice, la rupture est de type fragile. On peut avoir également une fissuration longitudinale de la matrice ou une décohésion.

Dans le cas d'une faible résistance en cisaillement de l'interface, la longueur de décohésion est plus importante et la fissuration de la matrice traverse les fibres avec décohésion de l'interface fibre - matrice. Les concentrations de contraintes induites provoquent la rupture des fibres et conduisent à un endommagement progressif du composite.

La prédiction du mécanisme de rupture d'un composite unidirectionnel soumis à une traction transversale reste de loin peu évidente.

En effet la rupture peut être causée soit par la fissuration de la matrice, soit par la décohésion de l'interface "fibre matrice", et ceci dépend de plusieurs paramètres, incluant les propriétés de la matrice et des fibres, la porosité, la répartition des fibres dans le volume et de la qualité de l'interface fibre matrice [47], [48].

III-4.2 Comportement en compression longitudinale

La caractérisation du comportement en compression longitudinale des composites unidirectionnels s'avère plus difficile. En effet la résistance en compression dépend de plusieurs paramètres tels que la fibre, la matrice et la résistance de l'interface.

[ROSEN (1965)], est parmi les premiers qui ont essayé de prédire la résistance en compression d'un composite unidirectionnel. Il explique la perte de résistance observée dans l'essai de compression pure par l'apparition d'un phénomène d'instabilité local : micro - flambage des fibres.

Il considère que le flambage des fibres est limité par la matrice environnante, ce qui se traduit par une contrainte à la rupture en compression directement proportionnelle aux propriétés élastiques de la matrice.

Pour les composites structuraux à fraction volumique de fibre $V_f > 40\%$, la ruine du matériau est obtenue par micro-flambage généralisé des fibres. Dans ce cas, la résistance en compression, σ_c , proposée par ROSEN, s'exprime en fonction du module de cisaillement de la matrice, G_m et du taux volumique des fibres, V_f , comme suit :

$$\sigma_c = \frac{G_m}{1 - V_f}$$

Cette valeur théorique est beaucoup plus grande que la résistance en compression expérimentale. Plusieurs auteurs ont essayé de diminuer la charge critique en tenant compte du désalignement initial des fibres, non-linéarité de la matrice et/ou rupture de l'interface [49], [50], [51].

La rupture en compression du composite peut être engendrée par les contraintes de cisaillement générées par la charge de compression appliquée (EWING, STEIF (1989)).



Figure III.2 Mode de rupture en compression par cisaillement

Dans tous les cas le mécanisme de rupture du composite unidirectionnel en compression sera caractérisé par la rupture des fibres en flexion ou en cisaillement et par la rupture en cisaillement de la matrice [52].

III-5. Travaux sur le comportement des poutres renforcées par matériaux composite :

Plusieurs chercheurs ont réalisé des travaux qui ont permis d'élaborer des théories expliquant le comportement d'une poutre renforcée extérieurement à l'aide de matériaux

composites. On présente dans les quelques paragraphes suivants un survol de ceux-ci [53].

III-5.1 Renforcement en flexion :

1) Une série d'essais a été effectuée à l'université d'Arizona (U.S.A) par Saadatrnanes et Ehsani (1990a, 1991) [54]. Quatre poutres (largeur "b" = 90 mm, hauteur "h" = 150 mm, longueur "l" = 1 525 mm) ont été renforcées en **flexion** au moyen de plaques de composite de verre collées (**GFRP**) de 75x6, 5 mm. Leur étude a d'abord porté sur le choix du type de colle à utiliser. Quatre types de colle époxy ont été employés. Les principales conclusions de leur étude sont que la colle époxy doit avoir une rigidité et une résistance suffisantes, pour transférer la force de cisaillement entre le composite et le béton, et une dureté assez élevée pour prévenir la rupture fragile de la colle, causée par la fissuration du béton. La colle époxy caoutchouteuse et dure (rubber toughened époxy) a été préférée. Elle a permis de doubler la résistance ultime en flexion de la poutrelle renforcée. Le mode de rupture a été la délamination d'une bande de béton juste au-dessus du joint. Les auteurs ont remarqué que le type de colle le plus rigide causait le décollement soudain de la plaque par formation de fissures de flexion et que les deux types de colle moins rigides ne transféraient pas assez les forces de cisaillement, résultant en une trop grande flexibilité.

Ils ont poursuivi leurs travaux en étudiant le comportement en flexion d'une poutre en T (âme: 205x455 mm, aile : 610x75 mm, longueur : 4 575 mm), renforcée d'une plaque de GFRP collée avec la colle la plus performante. L'armature en flexion était constituée de 2 barres de 25 mm de diamètre dans la zone en tension et de trois barres de 13 mm de diamètre dans l'aile en compression. Les résultats du chargement ont démontré que l'addition de la plaque collée a augmenté de 170 % la résistance nominale. Ils ont aussi étudié l'effet du pourcentage d'armature passive ($\sigma_s = A_s / bd$) sur la résistance des poutres renforcées en variant la quantité d'armature sur trois de cinq autres poutres rectangulaires (205 x 455 x 4 575 mm). De plus, pour déterminer l'effet des fissures de cisaillement et de l'armature de cisaillement sur la résistance d'une poutre renforcée, ils ont utilisé une

poutre rectangulaire sous-armée par rapport à l'effort tranchant. Ils ont conclu que la résistance ultime en flexion pouvait être considérablement augmentée au moyen de cette technique, en utilisant une colle époxydique adéquate sur une surface soigneusement préparée.

2) An et coll. (1991) et Triantafillou et Plevris (1991, 1992) [55] ont développé un modèle analytique pour prédire les forces et contraintes dans le béton armé renforcé par une plaque externe de FRP collée. Leur modèle comprenait les hypothèses suivantes :

- i) distribution linéaire des déformations à travers toute la profondeur de la poutre,
- ii) déformations petites,
- iii) aucune résistance en traction du béton,
- iv) aucune déformation de cisaillement,
- v) action composite parfaite entre le béton et la plaque de composite.

An et Coll. ont prédit la relation moment courbure en utilisant la distribution théorique contrainte-déformation du béton, tandis que Triantafillou et Plevris ont utilisé le bloc rectangulaire de contraintes pour le béton à la rupture. Ces derniers ont aussi mis en œuvre des équations décrivant les différents modes de rupture, utilisant les concepts de mécanismes élastiques linéaires jusqu'à la rupture. Les deux modèles sont basés sur la théorie classique du béton en flexion, combinée à la compatibilité des déformations. L'étude expérimentale effectuée par Saadatmanesh et Ehsani (1990a, 1990b, 1991) démontre que le comportement en flexion d'une membrure renforcée de FRP peut être prédit avec une précision raisonnable en utilisant l'une ou l'autre approche. Ces études ont démontré que cette méthode de renforcement est particulièrement efficace pour des poutres faiblement armées,

3) Triantafillou et Plevris (1992) [55] ont eux aussi leur modèle analytique. Ils ont utilisé huit spécimens (76x127x1350 mm) renforcés d'un pourcentage d'acier en traction (σ_s) de 0,2% et dont l'armature en cisaillement était composée de barres de 4,6 mm, espacées de 40 mm chacune. Les tests en laboratoires ont porté sur l'utilisation d'une plaque de

composite de fibres de carbone (CFRP) dont l'épaisseur variait de 0,2 à 1,90 mm (pourcentage de composite $\sigma_{com} = wt/bd = 0,09 \% \text{ à } 1,26 \%$). Ils ont étudié le comportement des poutres sous un chargement quatre-points jusqu'à la rupture. Les essais effectués ont confirmé l'analyse théorique et ont permis de mettre l'accent sur les mécanismes de décollement de la plaque, menant à une rupture fragile. Ils n'ont toutefois pas pu prévoir le moment exact de telles ruptures car les équations mises en œuvre nécessitent le calibrage de certains paramètres.

4) Deblouis et cou. (1992) ont étudié l'utilisation de plaques de GFRP unidirectionnelles de 4,75 mm d'épaisseur et bidirectionnelles de 6,35 mm, liées aux membrures de béton armées en flexion au moyen d'une colle époxy et d'une combinaison de colle et de boulons. Ils ont développé un modèle théorique basé sur la théorie classique du béton armé, utilisant le bloc théorique de contraintes à la rupture. Les prédictions du modèle théorique ont été vérifiées lors du programme expérimental. Des poutrelles (125x125x 1000 mm) et des poutres (200x300x 4100 mm) ont été analysées. Les poutrelles renforcées par une plaque bidirectionnelle collée ont conduit à une augmentation de 32 % de la charge ultime. Celles renforcées par une plaque collée et boulonnée ont vu leur résistance augmenter de 34 %. Par ailleurs, les plaques collées unidirectionnelles ont fait que l'augmenter de 18%. L'insuffisance de résistance au cisaillement de ces poutrelles a nécessité leur renfort en apposant un composite bidirectionnel sur leurs faces verticales. Ce faisant, l'augmentation de la charge ultime a été de 58 % pour des plaques unidirectionnelles, et de 77 % pour une combinaison d'une plaque bidirectionnelle collée et boulonnée et d'une unidirectionnelle collée sur la première. Pour leur part, les poutres (200 x300x4 100 mm) ont montré une augmentation de 66 % de la charge ultime avec une plaque de composite bidirectionnelle et le mode de rupture a été le décollement des plaques de renfort. L'une d'entre elles a été chargée puis déchargée avant le renforcement. Sa rupture est survenue bien avant la charge mesurée sur les poutres non pré-chargées car le collage a été difficilement effectué à cause de la courbure initiale. Ils ont finalement conclu que l'application de plaques de GFRP augmentait la résistance et la rigidité, tout en

réduisant la ductilité et les flèches. Leur modèle analytique prédit assez bien la charge de rupture, en surestimant toutefois quelque peu la résistance. Ils expliquent cette surévaluation par l'observation d'un glissement relatif entre la plaque et la membrure, lequel a été considéré nul dans les hypothèses de calcul. Les modes de ruptures ont été les mêmes que ceux observés par Meier et Kaiser (1991) [56].

Récemment, Tounsi (2006), Benyoucef et al (2006) [57], [58] ont développé une nouvelle solution théorique pour la détermination des contraintes d'interface dans une poutre en béton renforcée par une plaque de composite en prenant en compte les déformations des adhérents dues aux cisaillements. Dans ces méthodes ils non pas present de l'effet de l'orientation des fibres dans la plaque composite. Les études sur les contraintes d'interfaces traitant l'influence de la déformation de cisaillement de l'adhérent sont rares. Toutefois, il est raisonnable de supposer que les contraintes de cisaillement, qui se développent dans l'adhésif, sont continues à travers l'adhésif et l'interface de l'adhérent. En outre, l'équilibre exige que la contrainte de cisaillement soit nulle à la surface libre. L'importance de l'inclusion de l'effet shear –lag dans l'adhérent a été montrée en premier lieu par Tsai et al (1998) [59] dans les joints de recouvrement de l'adhésif. Tounsi (2006) a étendu cette théorie à l'étude d'une poutre en béton renforcée par des plaques de FRP. L'hypothèse de base dans ces deux études est une distribution linéaire des contraintes de cisaillement à travers l'épaisseur de l'adhérent. Cependant, il est bien connu que dans la théorie des pièces, cette distribution est parabolique sur toute l'épaisseur de la poutre. L'objectif de la présente étude est d'améliorer la méthode développée par Tounsi (2006) en considérant à juste titre une distribution de contrainte de cisaillement parabolique sur toute la profondeur des deux éléments (plaque de PRF et poutre). Compte tenu de cela, il est souhaitable qu'une méthodologie de la solution soit développée où l'effet des déformations, dues au cisaillement, sur les contraintes d'interfaces peut être inclus de telle sorte que la précision de la solution Tounsi (2006) puisse être correctement évaluée.

une nouvelle méthode Tounsi (2009) [60] été un développement des méthodes de Tounsi et Benyoucef (2007), Tounsi (2006) pour obtenir une nouvelle forme de solution qui se

base sur l'effet parabolique de cisaillement due à la déformation de l'adhérent à la fois dans la poutre et la plaque collée. [05]

III-6 Classification des modes de rupture :

Un certain nombre de modes de rupture a été observé pour des poutres en BA collées avec des PRF en soffite dans de nombreuses études expérimentales déjà réalisées (par exemple Ritchie et al. 1991, Saadatmanesh et Ehsani 1991, Triantaflibu et Plevris 1992, Sharif et al. 1994, Takeda et al. 1996, Arduini et Nanni 1997, jardin et Al. 1997, 1998, grace et al. 1998, Ross et al. 1999, Bonacci et Maleej 2000, Rahimi et Hutchinsson 2001)

Une représentation schématique de modes de rupture typiques est montrée sur la Figure III.3. Ces modes de rupture sont classés en sept (7) catégories principales et se nomment [39] :



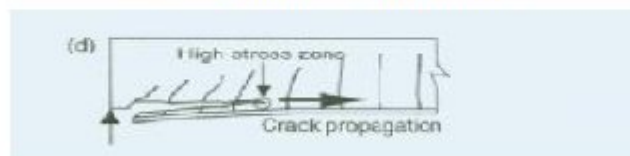
a) Défaillance flexionnelle par rupture de PRF



b) Défaillance flexionnelle par l'écrasement du béton en compression



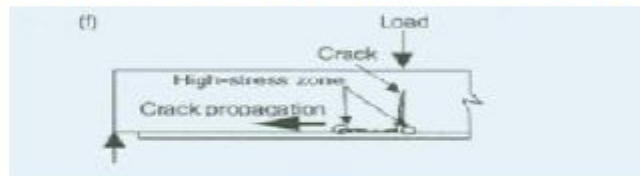
c) Rupture par cisaillement



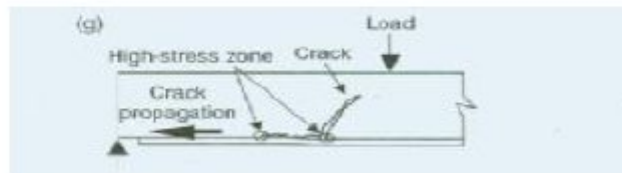
d) Séparation du béton d'enrobage



e) *Décollement de l'interface des extrémités de la plaque*



f) *Décollement de l'interface par déclenchement de fissures intermédiaires flexionnelles*



g) *Décollement de l'interface par déclenchement de fissures intermédiaires flexionnelles et de cisaillement.*

Figure III.3 différents Modes de rupture

Collectivement, les modes de défaillance (d) et (e) sont désignées par le nom de défaillances par décollement des extrémités de la plaque alors que les modes de défaillance (f) et (g) sont désignés sous le nom de défaillances par décollement de l'interface par déclenchement de fissures intermédiaires.

Tous les modes de rupture identifiés, sauf celui du décollement de l'interface par déclenchement de fissures intermédiaires où le processus de propagation du décollement est assez long, se produisent d'une manière fragile. En particulier, le décollement aux extrémités de la plaque se produit avec peu ou sans indication donnée de défaillance. Tout mode particulier critique pour une poutre donnée dépend de nombreux paramètres tels que : la quantité des armatures transversales et longitudinales, les propriétés géométriques et matérielles du PRF, de la couche adhésive et de la poutre en BA.

III-6.1 Rupture due à la flexion :

Si les deux extrémités de la plaque du composite sont correctement ancrées, la capacité flexionnelle ultime de la poutre est atteinte lorsque soit la plaque de PRF se rompt par rupture due à la traction (Figure III.4), soit le béton en compression s'écrase (Figure III.5). Cela est très similaire à la rupture flexionnelle classique des poutres en BA, à l'exception de petites différences dues à la fragilité de la plaque collée de PRF. La rupture de cette dernière se produit généralement après plastification des barres d'acier longitudinales.

La Figure III.6 illustre le diagramme charge-flèche à mi-portée d'une poutre en BA simplement appuyée, renforcée par des PRF et soumise à la flexion de quatre points. Pour cette poutre particulière, la plaque est terminée très près de l'appui et aucun décollement prématuré ne s'est produit. Au lieu de cela, la poutre s'est rompue en flexion par la rupture du PRF. Comparée avec la réponse correspondante à la poutre de contrôle en BA non renforcée, la poutre plaquée réalise un gain de résistance de 76 % mais montre une ductilité plus réduite. Le gain de force et la réduction de ductilité sont les deux conséquences principales du renforcement flexionnel des poutres en BA à l'aide de PRF. Les poutres qui se rompent par écrasement du béton, lorsqu'une grande quantité de composites est employée également possèdent une ductilité encore plus réduite [62].

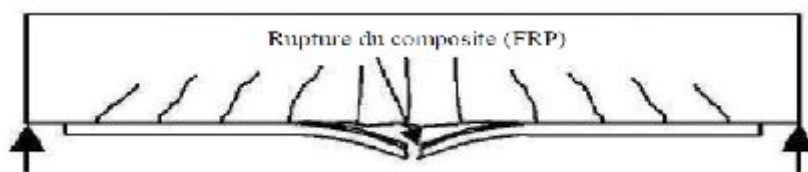


Figure III. 4 : Schéma typique de poutre en BA réparée par le collage de composite endommagée par flexion et par la rupture de tissu.



Figure III. 5 : Schéma typique de poutre en BA renforcée par le collage de composite endommagée par flexion et par l'écrasement du béton comprimé.

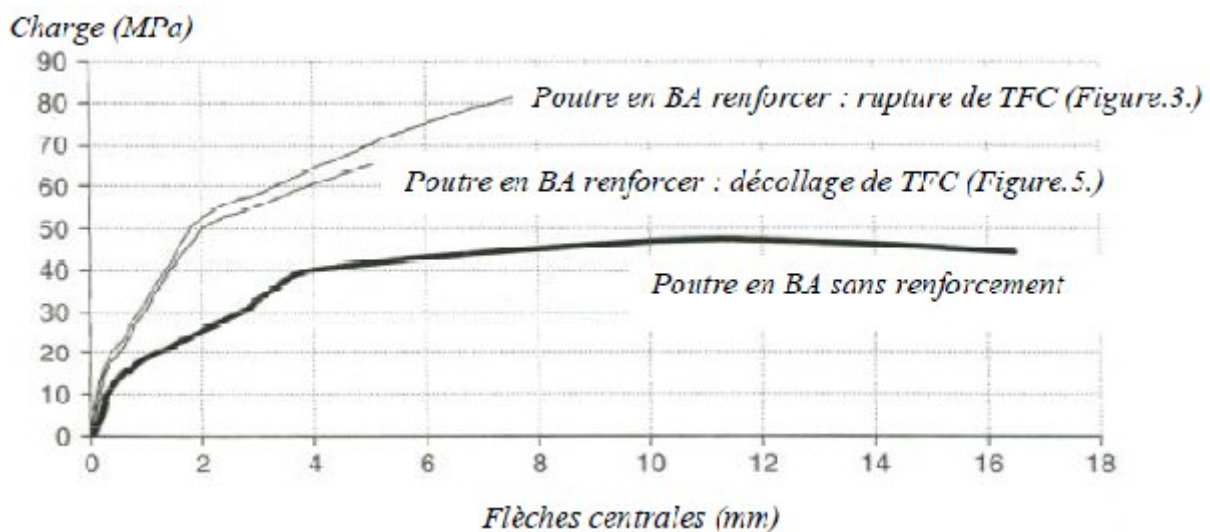


Figure III. 6 : Courbes de charge- flèche pour poutres en BA renforcées et non renforcées (K.T.Lau, P.K. Dutta (2001),)

III-6.2 Rupture due au cisaillement :

La rupture de poutres due à l'effort tranchant se produit lorsque la résistance au cisaillement des poutres sans renforcement est insuffisante. Les fissures apparaissent d'abord au niveau des extrémités du tissu longitudinal et sont inclinées vers le centre de la poutre de la (Figure III.7). Ce phénomène est une conséquence de la concentration des contraintes provenant du non continuité du tissu.

Ce mécanisme peut être rapproché de celui de la rupture due à la contrainte principale oblique du béton armé sans renforcement additionnel.



Figure III. 7 : Schéma typique du côté de la poutre en BA réparée par le collage de composite endommagée par cisaillement.

III-6.3 Ruptures par décollement de l'extrémité : [61]

La rupture de poutres renforcées due au décollement est la principale cause de la ruine d'élément renforcé par le collage de plaque en composite. Le décollement peut se produire dans 6 parties différentes de la poutre (Figure III.3) :

(1) entre l'armature tendue et l'enrobage en béton, (2) dans l'enrobage en béton, (3) entre le béton et l'adhésif du composite, (4) entre l'adhésif et le tissu ou la plaque en composite, (5) dans l'adhésif et (6) dans le composite.

Les mécanismes de rupture, dus au décollement, les plus observés sont la séparation d'enrobage en béton entre l'armature tendue et le béton et le décollement du composite soit à l'extrémité soit à mi-portée de la poutre

III-6.3 a) Séparation d'enrobage en béton :

La rupture de la poutre due à la séparation d'enrobage en béton commence avec la formation d'une fissure près de ou dans la zone de l'extrémité du tissu FRP (Figure III.8). Cette fissure est due aux contraintes normales et de cisaillement élevées engendrées par la fin brusque du tissu FRP [63]; [64] ; [65]; [66]. Une fois que cette fissure est formée, elle se propage jusqu'à l'armature tendue et la fissure progresse horizontalement au même niveau que l'armature, en produisant la séparation avec le béton.

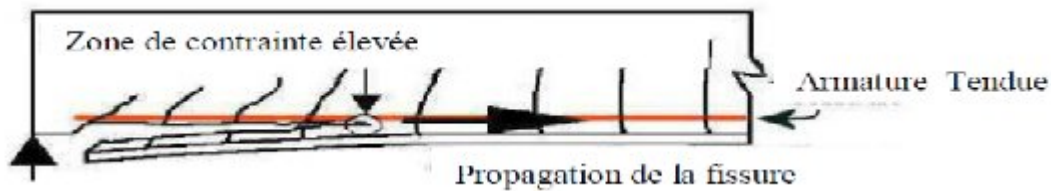


Figure III. 8: Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par séparation d'enrobage en béton.

III-6.3 b) Décollement du composite à l'extrémité :

La rupture due au décollement du tissu composite provient, aussi, de la concentration des contraintes normales et de cisaillement à l'interface colle/béton. La résistance à la contrainte de cisaillement de la colle est alors plus élevée que celle du béton.

Le décollement du tissu se produit la plupart du temps entre le béton et la colle (Figure III.9). C'est la raison pour laquelle de petits morceaux de béton sont retrouvés sur le tissu décollé. Ce mécanisme débute aux extrémités du tissu et se propage vers le centre de la poutre. Il provient de la concentration de contraintes présente à l'extrémité du tissu [67].

Le décollement se produit souvent lorsque trois conditions sont remplies [68]:

- une faible portée, ce qui produit un cisaillement élevé et un décollement entre le composite et la poutre, situé proche des appuis,
- les extrémités du tissu sont éloignées des appuis,
- l'application d'un tissu raide limite la flèche et produit une contrainte de cisaillement importante près des extrémités du tissu.

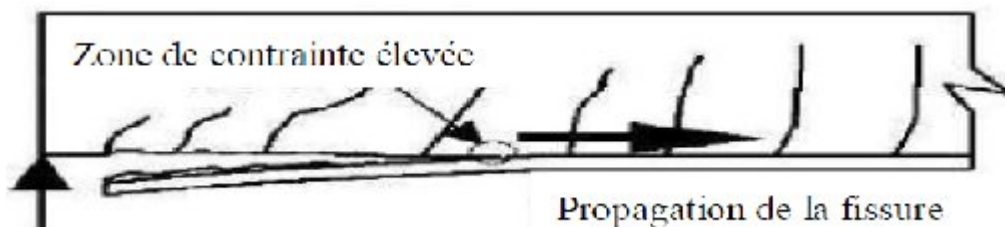


Figure III. 9: Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par décollement du composite (FRP) à l'extrémité.

III-6.3 c) Décollement du composite à mi-portée :

Le décollement du tissu à mi-portée se produit à cause de la concentration élevée des contraintes dans l'interface colle/béton. Pour ce mécanisme, la rupture provient de l'importante déformation du tissu provoquée par la propagation de fissures dues à la combinaison des efforts tranchants et du moment fléchissant (Figure III.10).

Le décollement à mi-portée se produit sous les conditions suivantes [68]:

Une portée importante de l'effort tranchant, c'est-à-dire, que la résistance à l'effort tranchant aux extrémités est très supérieure à la résistance du moment fléchissant, donc des fissures dues au moment de flexion élevé se produisent proche de la mi-portée,

- les extrémités du tissu sont très proches des appuis,
- l'application de tissu mince.

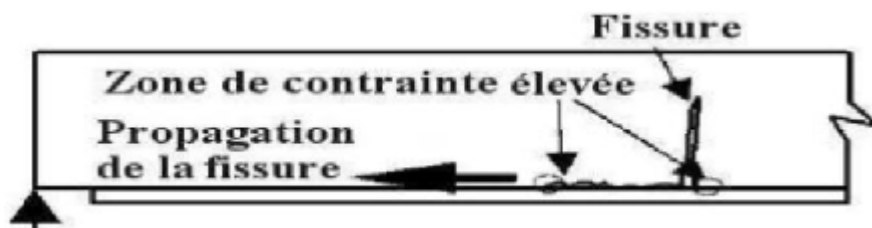


Figure III. 10 : Schéma typique du côté d'une poutre en BA réparée par collage du composite endommagée par décollement du tissu à mi-portée.

III-7 Conclusion :

L'utilisation de plaques d'acier ou de matériau composite permet de renforcer les structures de façon significative que ce soit en flexion ou en cisaillement. Des modèles analytiques basés sur la théorie des poutres et le calcul de béton armé prédisent de façon relativement satisfaisante les charges ultimes et le comportement de structures ainsi renforcées. Il faut toutefois prendre des précautions quant aux problèmes locaux pouvant mener à une rupture fragile. Plusieurs auteurs se sont penchés sur ces problèmes. La difficulté réside toutefois dans la résolution du système de joint collé et les solutions analytiques sont très difficiles à obtenir compte tenu des discontinuités du modèle. Une étude sérieuse du fonctionnement du renforcement est impérative avant toute mise en œuvre.

CHPITRE IV

**Effet de la déformation de cisaillement sur les
contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par
une plaque : Solutions analytiques**

IV.1 Introduction:

Le renforcement des poutres à l'aide des plaques en acier ou en FRP stratifiées représente une récente technologie dans le domaine du génie civil. Cette technique a été un important sujet de recherches et les chercheurs ont montré qu'elle pourrait être une méthode très efficace dans les structures génie civil. (Teng et al, 2001[70]; Cadei et al, 2004[71]; Nehdi et al, 2008[72]; Belakhdar et al, 2011[73]; Lee et al, 2011[74]; Panjehpour et al, 2014abc [75]).

Il est largement admis que, dans une telle poutre renforcée, l'un des modes de défaillance importants est le décollement de la plaque collée de la poutre en béton, qui dépend largement à la concentration des contraintes d'interface normale et de cisaillement aux extrémités de la plaque [39]. De nombreux travaux analytiques et numériques sont développés les littératures scientifiques de prédire les contraintes d'interface, comme l'analyse approche de la contrainte de cisaillement élastique par Mukhopadhyaya et Swamy (2001) [76]; approche de shear-lag par Triantafillou et Deskovic (1991) [77], Ye (2001) [78] et Leung et al. (2015); l'approche d'analyse par étapes c'est le chemin emprunté par Roberts (1989) [79], Roberts et Hajji-Kazemi (1989) [80] et l'approche basée sur des considérations directes de compatibilité de déformation, utilisée par Vilnay (1988) [81], Taljsten (1997) [82], Malek et al. (1998) [83], Maalej et Bian (2001) [84], Smith et Teng (2001) [85], Teng et al. (2002) [39], Tounsi et Benyoucef (2007) [86], Cai et al. (2007) [87], Benachour et al. (2008) [88], Tounsi (2006) [56], Tounsi et al (2009) [60], et Guenaneche et al (2014) [89].

Dans ce travail, un modèle analytique amélioré est proposé pour prédire les distributions de contraintes d'adhésives dans une poutre renforcée en prendre en considérant l'effet déformations de cisaillement. L'influence de la déformation de cisaillement dans la contrainte de cisaillement de l'interface est introduite par la supposition que la contrainte de cisaillement varie de manière parabolique à travers l'épaisseur de la poutre et la plaque.

Pour déterminer la solution de contrainte normale d'interface, la déformation de cisaillement dans les adhérents est comptée par l'utilisation de la théorie des poutres de Timoshenko [90], [91].

Une vérification de la présente méthode analytique avec d'autres solutions théoriques s'effectue à travers des exemples pour prouver l'effet de déformation de cisaillement. L'effet du matériau et des paramètres géométriques des adhérents et l'adhésif sur le présent procédé est également présentée par une étude paramétrique.

IV-2.Méthodes de calcul des contraintes d'interface :

On note que les méthodes actuelles sont élaborées en tenant compte particulièrement des hypothèses suivantes :

- Les matériaux sont élastiques et linéaires
- Les contraintes normales et de cisaillement demeurent constants à travers l'épaisseur de l'adhésif.

Deux approches sont utilisées pour évaluer les contraintes d'interface :

- l'approche basée sur des considérations directes de compatibilité de déformation, utilisée par Vilnay ;(1988) [81], Liu et Zhu (1994) [92], Taljsten (1997) [93], Malek et al (1998) [94] et Tounsi et Benyoucef (2007), Tounsi (2006), Benyoucef et al (2006).
- L'approche d'analyse par étapes, c'est le chemin emprunté par Roberts (1989) et Roberts et Hajji-Kazemi (1989).

IV-3. Approche pour le calcul des contraintes d'interfaces :

IV-3. 1. Hypothèses de base :

Les hypothèses suivantes ont été établies dans cette étude analytique:

1. La poutre est obéit au principe de Saint-Venant, sections planes restent planes après déformation de la poutre.

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

2. Aucun glissement n'est permis à l'interface de la liaison (c'est à dire, il existe un lien parfait entre les interfaces (poutre-adhésif et adhésif-plaque de FRP).
3. Les contraintes dans la couche adhésive ne varient pas avec l'épaisseur.
4. Une variation parabolique de la contrainte de cisaillement à travers la hauteur de la poutre de béton et de la plaque collée est considérée.
5. Les matériaux sont élastiques et linéaires

IV.3 Distribution des contraintes de cisaillement le long de l'interface béton-FRP :

Soit un élément infinitésimal de la poutre en béton renforcée par une plaque en composite de la Figure IV.1 est illustré à la figure Figure IV.2.

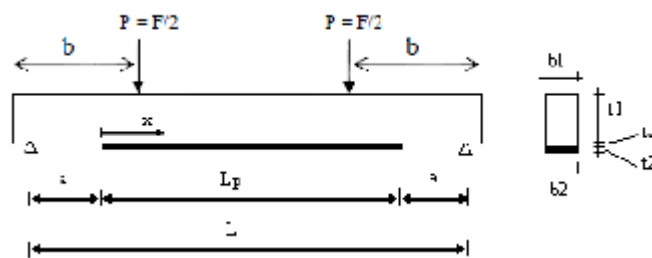


Figure IV.1 Poutre simplement appuyée renforcée par une plaque en matériaux composites.

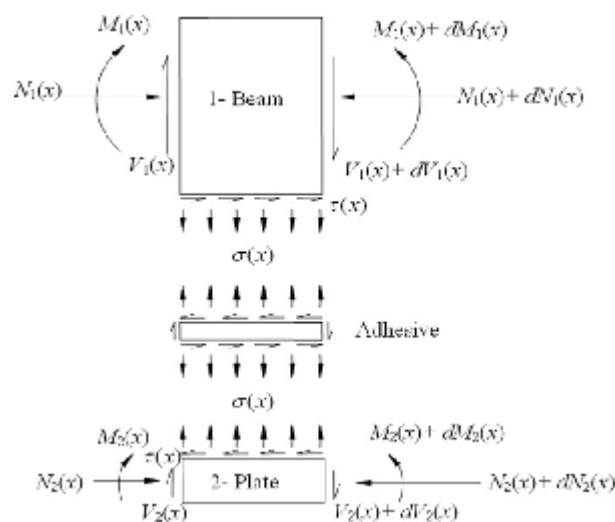


Figure IV.2 Un segment différentiel de la poutre renforcée.

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

Les contraintes d'interface de cisaillement et normale sont notés par $\tau(x)$ et $\sigma(x)$ respectivement.

Les déformations au niveau de la base de la poutre et au sommet de la plaque FRP sont exprimées respectivement par (Tounsi et al. 2009) [60]:

$$\varepsilon_1(x) = \frac{du_1(x)}{dx} = \frac{y_1}{E_1 I_1} M_1(x) + \frac{N_1(x)}{E_1 A_1} + \frac{t_1}{4G_1} \frac{d\tau(x)}{dx} \quad (1)$$

$$\varepsilon_2(x) = \frac{du_2(x)}{dx} = \frac{-y_2}{E_2 I_2} M_2(x) + \frac{N_2(x)}{E_2 A_2} - \frac{5t_2}{12G_2} \frac{d\tau(x)}{dx} \quad (2)$$

Où Les indices **1** et **2** désignent l'adhérent 1 et 2, $u_1(x)$ et $u_2(x)$ représentent, respectivement, les déplacements longitudinales à l'interface du bord inférieur de l'adhérent 1 et supérieur de l'adhérent 2, $N(x)$ et $M(x)$ représentant, l'effort normal axial et le moment de flexion dans chaque adhérent, y_1 et y_2 sont les distances à partir du bas de l'adhérent 1 et le haut de l'adhérent 2 à leur centre de gravité respectifs. t_1 , t_2 sont les hauteurs respectives des adhérents 1 et 2.

E est le module d'élasticité, A la section transversale, I le moment d'inertie de la section et G_1 et G_2 sont les modules de cisaillement transversal des adhérents 1 et 2, respectivement.

La contrainte de cisaillement peut être exprimée comme suit:

$$\tau_a = \tau(x) = K_s [u_2(x) - u_1(x)] \quad (3)$$

Où $K_s = \frac{G_a}{t_a}$ est la raideur de cisaillement de l'adhésif, G_a et t_a sont module de cisaillement et l'épaisseur de l'adhésif, respectivement, La dérivée de l'équation (3) par rapport à x a pour expression

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

$$\frac{d\tau(x)}{dx} = K_s \left[\frac{du_2(x)}{dx} - \frac{du_1(x)}{dx} \right] \quad (4)$$

L'équation d'équilibre horizontal donne (voire Figure IV.2):

$$\frac{dN_1(x)}{dx} = -b_2 \tau(x) \quad (5)$$

$$\frac{dN_2(x)}{dx} = b_2 \tau(x) \quad (6)$$

Où:

$$N_2(x) = N(x) = b_2 \int_0^x \tau(x) \quad (7)$$

$$N_1(x) = -N(x) = -b_2 \int_0^x \tau(x) \quad (8)$$

b_2 est la largeur de la plaque de composite.

En supposant que les courbures dans la poutre et la plaque de FRP sont égales, la relation entre les moments dans les deux adhérents peut être exprimée comme suit :

$$M_1(x) = R M_2(x) \quad (9)$$

Avec

$$R = \frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} \quad (10)$$

Le moment d'équilibre de l'élément de la poutre renforcée de la Figure IV.2 est exprimé par :

$$M_T(x) = M_1(x) + M_2(x) + N(x)[y_1 + y_2 + t_a] \quad (11)$$

Où, $M_T(x)$ est le moment total appliqué,

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

Le moment de flexion dans chaque adhérent, exprimé en fonction du moment total appliqué et la contrainte d'interface de cisaillement, est donnée par :

$$M_1(x) = \frac{R}{R+1} \left[M_T(x) - b_2 \int_0^x \tau(x)(y_1 + y_2 + t_a) dx \right] \quad (12)$$

Et

$$M_2(x) = \frac{1}{R+1} \left[M_T(x) - b_2 \int_0^x \tau(x)(y_1 + y_2 + t_a) dx \right] \quad (13)$$

La première dérivée du moment de flexion dans chaque adhérent donne:

$$\frac{dM_1(x)}{dx} = \frac{R}{R+1} [V_T(x) - b_2 \tau(x)(y_1 + y_2 + t_a)] \quad (14)$$

Et

$$\frac{dM_2(x)}{dx} = \frac{1}{R+1} [V_T(x) - b_2 \tau(x)(y_1 + y_2 + t_a)] \quad (15)$$

La substitution des équations (1) et (2) dans l'équation (4) et le dérivé premier de l'équation résultante donne :

$$\frac{d^2 \tau(x)}{dx^2} = K_s \left(\frac{1}{E_2 A_2} \frac{dN_2(x)}{dx} - \frac{y_2}{E_2 I_2} \frac{dM_2(x)}{dx} - \frac{y_1}{E_1 I_1} \frac{dM_1(x)}{dx} - \frac{1}{E_1 A_1} \frac{dN_1(x)}{dx} \right) - K_s \left(\frac{5t_2}{12G_2} + \frac{t_1}{4G_1} \right) \frac{d^2 \tau(x)}{dx^2} \quad (16)$$

La substitution des expressions des efforts de cisaillement Equations (14) et (15) et des forces axiales équations (7) et (8) dans l'équation (16) permet l'obtention de l'équation différentielle des contraintes d'interface de cisaillement :

$$\frac{d^2\tau(x)}{dx^2} - K_1 b_2 \left(\frac{(y_1 + y_2)(y_1 + y_2 + t_a)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} \right) \tau(x) + K_1 \left(\frac{y_1 + y_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) V_T(x) = 0 \quad (17)$$

Où:

$$K_1 = \frac{1}{\left(\frac{t_a}{G_a} + \frac{t_1}{4G_1} + \frac{5t_2}{12G_2} \right)} \quad (18)$$

Par souci de simplicité, les solutions générales présentées ci-dessous sont limitées à l'action d'une charge qu'elle soit concentrée ou uniformément répartie sur une partie ou toute la portée de la poutre, ou les deux. Pour de chargement, $d^2V_T(x)/dx^2 = 0$, et la solution générale à l'équation (17) est donnée par :

$$\tau(x) = B_1 \cosh(\lambda x) + B_2 \sinh(\lambda x) + m_1 V_T(x) \quad (19)$$

Où:

$$\lambda^2 = K_1 b_2 \left(\frac{(y_1 + y_2)(y_1 + y_2 + t_a)}{E_1 I_1 + E_2 I_2} + \frac{1}{E_1 A_1} + \frac{1}{E_2 A_2} \right) \quad (20)$$

Et

$$m_1 = \frac{K_1}{\lambda^2} \left(\frac{y_1 + y_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2} \right) \quad (21)$$

B1 et **B2** sont des constantes déterminées à partir des conditions aux limites.

Dans la présente étude, le cas d'une poutre simplement appuyée soumise à deux charges concentrés symétriques, comme illustrée à la figure 2, sera considéré. Deux cas sont considérés

- (1) la plaque s'étend au-delà de la zone entre les deux charges constantes.

(2) la plaque s'étend de la zone entre les deux charges constantes

La solution générale de la contrainte de cisaillement d'interface est donnée par les expressions suivantes (Tounsi et al, (2009))

Pour $a < b$

$$\tau(x) = \begin{cases} \frac{m_2}{\lambda} P a e^{-\lambda x} - m_1 P \cosh(\lambda x) e^{-k} + m_1 P, & 0 \leq x \leq (b-a) \\ \frac{m_2}{\lambda} P a e^{-\lambda x} + m_1 P \sinh(k) e^{-\lambda x}, & (b-a) \leq x \leq \frac{L_p}{2} \end{cases} \quad (22)$$

Pour $a > b$

$$\tau(x) = \frac{m_2}{\lambda} P b e^{-\lambda x}, \quad 0 \leq x \leq L_p \quad (23)$$

Où P est la charge concentrée et $k = \lambda (b - a)$. L'expression de m_1 et m_2 et prend en considérations les déformations de cisaillement des adhérents.

IV.4 Distribution des contraintes normales d'interface entre la plaque de FRP-béton :

Lorsque la poutre est chargée, une séparation verticale se produit entre les adhérents 1 et 2.

Cela crée des contraintes normales d'interface dans la couche d'adhésif. Cette contrainte normale est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_n(x) = K_n \Delta w(x) = K_n [w_2(x) - w_1(x)] \quad (24)$$

Où K_n est la rigidité normale de l'adhésif par unité de longueur il peut être déduit comme suit:

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

$$K_n = \frac{\sigma_n(x)}{\Delta w(x)} = \frac{\sigma_n(x)}{\Delta w(x)/t_a} \left(\frac{1}{t_a} \right) = \frac{E_a}{t_a} \quad (25)$$

$w(x)_1$ et $w(x)_2$ sont les déplacements verticaux des adhérents 1 et 2 respectivement:

La deuxième dérivée de l'équation (24) est :

$$\frac{d^2 \sigma_n(x)}{dx^2} = K_n \left[\frac{d^2 w_2(x)}{dx^2} - \frac{d^2 w_1(x)}{dx^2} \right] \quad (26)$$

En considérant la relation moment-déformation dans la poutre et la plaque de renforcement, on aura respectivement:

$$\frac{d^2 w_1(x)}{dx^2} = -\frac{1}{E_1 I_1} M_1(x) - \frac{b_2}{G_1 A_1 \alpha_1} \sigma_n(x) \quad , \quad \frac{d^2 w_2(x)}{dx^2} = -\frac{1}{E_2 I_2} M_1(x) - \frac{b_2}{G_2 A_2 \alpha_2} \sigma_n(x) \quad (27)$$

Où α_i (i=1, 2) est le coefficient de correction de cisaillement de timoshenko qui est le rapport entre la surface effectif sur laquelle agissait la contrainte constante de cisaillement et la section réelle de l'adhérent ($\alpha = 5/6$ pour une section rectangulaire et $\alpha = 5/12$ pour une section carrée)

L'équilibre dans les adhérents 1 et 2, conduit aux relations suivantes :

Adhérent 1:

$$\frac{dV_1(x)}{dx} = -b_2 \sigma_n(x) \quad \frac{dM_1(x)}{dx} = V_1(x) - b_2 y_1 \tau(x) \quad (28)$$

Adhérent 2:

$$\frac{dV_2(x)}{dx} = b_2 \sigma_n(x) \quad \frac{dM_2(x)}{dx} = V_2(x) - b_2 y_2 \tau(x) \quad (29)$$

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

La première dérivée de l'équation (27) et la substitution des équations (28) et (29) dans l'équation résultante donne :

Adhérent 1:

$$\frac{d^3 w_1(x)}{dx^3} = -\frac{1}{E_1 I_1} (V_1(x) - b_2 y_1 \tau(x)) - \frac{b_2}{G_1 A_1 \alpha_1} \frac{d\sigma_n(x)}{dx}; \quad (30)$$

Adhérent 2:

$$\frac{d^3 w_2(x)}{dx^3} = -\frac{1}{E_2 I_2} (V_2(x) - b_2 y_2 \tau(x)) + \frac{b_2}{G_2 A_2 \alpha_2} \frac{d\sigma_n(x)}{dx}; \quad (31)$$

La première dérivée des équations (30), (31) et la substitution des équations (28) et (29) dans l'équation résultante donnent :

Adhérent 1:

$$\frac{d^4 w_1(x)}{dx^4} = \frac{b_2}{E_1 I_1} \sigma_n(x) - \frac{b_2}{G_1 A_1 \alpha_1} \frac{d^2 \sigma_n(x)}{dx^2} + \frac{b_2 y_1}{E_1 I_1} \frac{d\tau(x)}{dx}; \quad (32)$$

Adhérent 2:

$$\frac{d^4 w_2(x)}{dx^4} = -\frac{b_2}{E_2 I_2} \sigma_n(x) + \frac{b_2}{G_2 A_2 \alpha_2} \frac{d^2 \sigma_n(x)}{dx^2} + \frac{b_2 y_2}{E_2 I_2} \frac{d\tau(x)}{dx}; \quad (33)$$

La quatrième dérivée d'équations (24) et la substitution des équations (32) et (33) dans l'équation résultante permettent d'obtenir l'équation différentielle régissant la contrainte normale d'interface:

$$\frac{d^4 \sigma_n(x)}{dx^4} - \beta_1 \frac{d^2 \sigma(x)}{dx^2} + \beta_2 \sigma(x) + \frac{E_a b_2}{t_a} \left(\frac{y_1}{E_1 I_1} - \frac{y_2}{E_2 I_2} \right) \frac{d\tau(x)}{dx} = 0 \quad (34)$$

Où

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

$$\beta_1 = \frac{E_a b_2}{t_a} \left(\frac{1}{G_1 A_1 \alpha_1} + \frac{1}{G_2 A_2 \alpha_2} \right) \quad \text{et} \quad \beta_2 = \frac{E_a b_2}{t_a} \left(\frac{1}{E_1 I_1} + \frac{1}{E_2 I_2} \right) \quad (35)$$

Dans l'équation (34), β_1 est un résultat de la théorie des poutres Timosheko et représente l'effet de la déformation de cisaillement.

L'équation relative à la contrainte normale d'interface donnés par l'équation (34) est une équation différentielle non-homogène d'ordre quatre. La solution générale de cette équation peut avoir trois formes en fonction de la valeur du coefficient δ , qui est dépendu aux caractéristiques des matériaux et les propriétés géométrique des adhérents et l'adhésif :

$$\delta = 4\beta_2 - \beta_1^2 \quad (36)$$

Pour $\delta > 0$:

$$\sigma_n(x) = e^{-\eta_2 x} [C_1 \cos(\eta_2 x) + C_2 \sin(\eta_2 x)] + e^{+\eta_2 x} [C_{11} \cos(\eta_2 x) + C_{21} \sin(\eta_2 x)] - n_3 \frac{d\tau(x)}{dx} \quad (37)$$

Pour $\delta < 0$:

$$\sigma_n(x) = C_3 e^{-\eta_3 x} + C_4 e^{-\eta_4 x} + C_{31} e^{\eta_3 x} + C_{41} e^{\eta_4 x} + n_8 \frac{d\tau(x)}{dx} + n_9 \frac{d^3\tau(x)}{dx^3} \quad (38)$$

Pour $\delta = 0$

$$\sigma_n(x) = [C_5 + C_6 x] e^{-\eta_5 x} + [C_{51} + C_{61} x] e^{\eta_5 x} \quad (39)$$

D'où de C_1 à C_2 et C_{11} à C_{61} sont des constants d'intégration calculés par l'utilisation des conditions aux limites, et

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

$$\eta_1 = 0.5\sqrt{\beta_1 + 2\sqrt{\beta_2}} ; \quad \eta_2 = \frac{\sqrt{\delta}}{4\eta_1} ; \quad \eta_3 = \sqrt{0.5(\beta_1 + \sqrt{-\delta})} \quad (40a)$$

$$\eta_4 = \sqrt{0.5(\beta_1 - \sqrt{-\delta})} ; \quad \eta_5 = \sqrt{0.5\beta_1} ; \quad n_3 = \frac{n_2}{(\eta_1^2 + \eta_2^2)^2} \quad (40b)$$

$$n_4 = \frac{2\eta_1\eta_2}{(\eta_1^2 - \eta_2^2 - \beta_1)(3\eta_1^2\eta_2 - \eta_2^3 - \eta_2\beta_1) + (3\eta_1\eta_2^2 - \eta_1^3 - \eta_1\beta_1)(2\eta_1\eta_2)} ; \quad (40c)$$

$$n_5 = \frac{1 - n_4(3\eta_1\eta_2^2 - \eta_2^3 - \eta_1\beta_1)}{\eta_1^2 + \eta_2^2 - \beta_1} ; \quad n_6 = \frac{n_4(\eta_1^2 - \eta_2^2 - \beta_1)}{2\eta_1\eta_2} \quad (40d)$$

$$n_7 = \frac{3\eta_1\eta_2^2 - \eta_1^3 - \eta_1\beta_1}{\eta_1^2 - \eta_2^2 - \beta_1} ; \quad n_8 = \frac{-n_2}{\eta_3^2\eta_4^2} ; \quad n_9 = n_8 \left(\frac{1}{\eta_3^2} + \frac{1}{\eta_4^2} \right) \quad (40e)$$

Pour les grandes valeurs de x , on suppose que la contrainte normale tende vers zéro, il en résulte : les constants C_{11} à $C_{61} = 0$ et les équations (40) deviennent :

Pour $\delta > 0$

$$\sigma_n(x) = e^{-\eta_1 x} [C_1 \cos(\eta_2 x) + C_2 \sin(\eta_2 x)] - n_3 \frac{d\tau(x)}{dx} \quad (41)$$

Pour $\delta < 0$

$$\sigma_n(x) = C_3 e^{-\eta_3 x} + C_4 e^{-\eta_4 x} + n_8 \frac{d\tau(x)}{dx} + n_9 \frac{d^3\tau(x)}{dx^3} \quad (42)$$

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

Pour $\delta = 0$

$$\sigma_n(x) = [C_5 + C_6 x] e^{-\eta_5 x} \quad (43)$$

Les constants C_1 à C_6 dans les équations (41) à (42) sont calculés par l'utilisation des conditions aux limites, la première condition est le moment fléchissant à l'extrémité de la plaque est nul, la second est l'état de l'effort de cisaillement à l'extrémité de la plaque dans la plaque et la poutre.

Pour le cas $\delta > 0$ la deuxième dérivée de l'équation (24) et la substitution de l'équation (27) dans l'équation résultante donne :

$$\left. \frac{\partial^2 \sigma(x)}{\partial x^2} \right|_{x=0} = \frac{E_a}{t_a} \left[-\frac{1}{E_2 I_2} M_2(0) + \frac{b_2}{G_2 A_2 \alpha_2} \sigma_n(0) + \frac{1}{E_1 I_1} M_1(0) + \frac{b_2}{G_1 A_1 \alpha_1} \sigma_n(0) \right] \quad (44)$$

En appliquant les deux conditions aux limites, $M_2(0) = 0$ et $M_1(0) = M_T(0)$ à l'extrémité de la plaque on obtient :

$$\left. \frac{\partial^2 \sigma(x)}{\partial x^2} \right|_{x=0} = \frac{E_a}{t_a E_1 I_1} M_T(0) + \beta_1 \sigma_n(0) \quad (45)$$

En remplaçant $x=0$ dans l'équation (41) et la substituant dans l'équation (44) on obtient :

$$\left. \frac{\partial^2 \sigma(x)}{\partial x^2} \right|_{x=0} = \frac{E_a}{t_a E_1 I_1} M_T(0) + \beta_1 C_1 - \beta_1 n_3 \left. \frac{\partial \tau(x)}{\partial x} \right|_{x=0} \quad (46)$$

La troisième dérivée de l'équation (41) et le remplacement de $x=0$ donne :

$$\left. \frac{\partial^3 \sigma(x)}{\partial x^3} \right|_{x=0} = (\eta_1^2 - \eta_2^2) C_1 - 2\eta_1 \eta_2 C_2 - n_3 \left. \frac{\partial^3 \tau(x)}{\partial x^3} \right|_{x=0} \quad (47)$$

D'après les deux équations (46) et (47) on a :

$$(\eta_1^2 - \eta_2^2 - \beta_1)C_1 - 2\eta_1\eta_2C_2 = \frac{E_a}{t_a E_1 I_1} M_T(0) - n_3 \left(\beta_1 \frac{\partial \tau(x)}{\partial x} \Big|_{x=0} - \frac{\partial^3 \tau(x)}{\partial x^3} \Big|_{x=0} \right) \quad (48)$$

La troisième dérivée de l'équation (24) et la substitution des équations (30) et (31) à l'équation résultante on obtient :

$$\frac{\partial^3 \sigma(x)}{\partial x^3} \Big|_{x=0} = \frac{E_a}{t_a} \left[-\frac{1}{E_2 I_2} (V_2(0) - b_2 y_2 \tau(0)) + \frac{b_2}{G_2 A_2 \alpha_2} \frac{d\sigma_n(x)}{dx} \Big|_{x=0} + \frac{1}{E_1 I_1} (V_1(0) - b_2 y_1 \tau(0)) + \frac{b_2}{G_1 A_1 \alpha_1} \frac{d\sigma_n(x)}{dx} \Big|_{x=0} \right] \quad (49)$$

Après l'application de la seconde condition aux limites, les forces de cisaillement sont nul à l'extrémité de la plaque [$V_2(0) = 0$], $V_1(0) = V_T(0)$:

$$\frac{\partial^3 \sigma(x)}{\partial x^3} \Big|_{x=0} = \left[\frac{E_a}{t_a E_1 I_1} V_T(0) + n_{2m} \tau(0) + \beta_1 \frac{d\sigma_n(x)}{dx} \Big|_{x=0} \right] \quad (50)$$

Où

$$n_{2m} = \frac{E_a b_2}{t_a} \left(\frac{1}{E_2 I_2} y_2 - \frac{1}{E_1 I_1} y_1 \right) \quad (51)$$

La première dérivée de l'équation (41), remplaçant $x=0$ et la substitution du résultat dans l'équation (50) donne :

$$\frac{\partial^3 \sigma(x)}{\partial x^3} \Big|_{x=0} = \left[\frac{E_a}{t_a E_1 I_1} V_T(0) + n_{2m} \tau(0) - \beta_1 \eta_1 C_1 + \beta_1 \eta_2 C_2 - \beta_1 n_3 \frac{\partial^2 \tau(x)}{\partial x^2} \Big|_{x=0} \right] \quad (52)$$

La troisième dérivée de l'équation (41) permet de donner :

$$\frac{\partial^3 \sigma(x)}{\partial x^3} \Big|_{x=0} = [2\eta_1 \eta_2^2 - \eta_1 (\eta_1^2 - \eta_2^2)] C_1 + [2\eta_1^2 \eta_2 + \eta_2 (\eta_1^2 - \eta_2^2)] C_2 - n_3 \frac{\partial^4 \tau(x)}{\partial x^4} \Big|_{x=0} \quad (53)$$

Égalité des équations (52) et (53) donne :

$$[3n_1n_2^2 - n_1^3 + \beta_1n_1]C_1 + [3n_1^2n_2 - n_2^3 - \beta_1n_2]C_2 = \left[\frac{E_a}{t_a E_1 I_1} V_T(0) + n_{2m} \tau(0) - n_3 \left(\beta_1 \frac{\partial^2 \tau(x)}{\partial x^2} \Big|_{x=0} - \frac{\partial^4 \tau(x)}{\partial x^4} \Big|_{x=0} \right) \right] \quad (54)$$

C_1 et C_2 sont obtenue d'après les équations (54) et (48) :

$$C_1 = (n_6 - n_4 n_7) \left[\frac{E_a}{t_a E_1 I_1} V_T(0) + n_{2m} \tau(0) - n_3 \left(\beta_1 \frac{\partial^2 \tau(x)}{\partial x^2} \Big|_{x=0} - \frac{\partial^4 \tau(x)}{\partial x^4} \Big|_{x=0} \right) \right] + n_5 n_7 \left[\frac{E_a}{t_a E_1 I_1} M_T(0) - n_3 \left(\beta_1 \frac{\partial \tau(x)}{\partial x} \Big|_{x=0} - \frac{\partial^3 \tau(x)}{\partial x^3} \Big|_{x=0} \right) \right] \quad (55)$$

$$C_2 = n_4 \left[\frac{E_a}{t_a E_1 I_1} V_T(0) + n_{2m} \tau(0) - n_3 \left(\beta_1 \frac{\partial^2 \tau(x)}{\partial x^2} \Big|_{x=0} - \frac{\partial^4 \tau(x)}{\partial x^4} \Big|_{x=0} \right) \right] - n_5 \left[\frac{E_a}{t_a E_1 I_1} M_T(0) - n_3 \left(\beta_1 \frac{\partial \tau(x)}{\partial x} \Big|_{x=0} - \frac{\partial^3 \tau(x)}{\partial x^3} \Big|_{x=0} \right) \right] \quad (56)$$

IV.5 Résultats et discussions :

IV.5.1 Vérification de la méthode :

Pour valider la présente solution une comparaison avec les méthodes de Tounsi et al. (2009), Tounsi (2006) est présentée. La poutre étudiée est une poutre en béton renforcée par une plaque en acier. La poutre est simplement appuyée et soumise à deux charges ponctuelles symétriques, ayant une travée de 2300 mm, la distance entre l'appui et le point d'application de la force $P=F/2$ est de 767mm, la longueur de la région renforcée de la poutre est $L_p=2200$ mm et la charge $P=F/2=30$ kN. La distance de l'appui au bord de la plaque de renforcement est de 300 mm (Figure IV.3).

Un sommaire des caractéristiques géométrique et des propriétés des matériaux utilisés est illustré dans le tableau IV.1.

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

Matériaux	Largeur	Hauteur	Module de Young	Module de cisaillement
Poutre en béton	$b_1 = 155 \text{ mm}$	$t_1 = 225 \text{ mm}$	$E_1 = 31000 \text{ MPa}$	$G_1 = 31\,000 \text{ MPa}$
Plaque en acier	$b_2 = 125 \text{ mm}$	$t_2 = 6 \text{ mm}$	$E_2 = 200000 \text{ MPa}$	$G_2 = 50\,000 \text{ MPa}$
Adhésif	$b_a = 125 \text{ mm}$	$t_a = 1.5 \text{ mm}$	$E_a = 3000 \text{ MPa}$	$G_a = 3000 \text{ MPa}$

Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques et propriétés des matériaux utilisés.

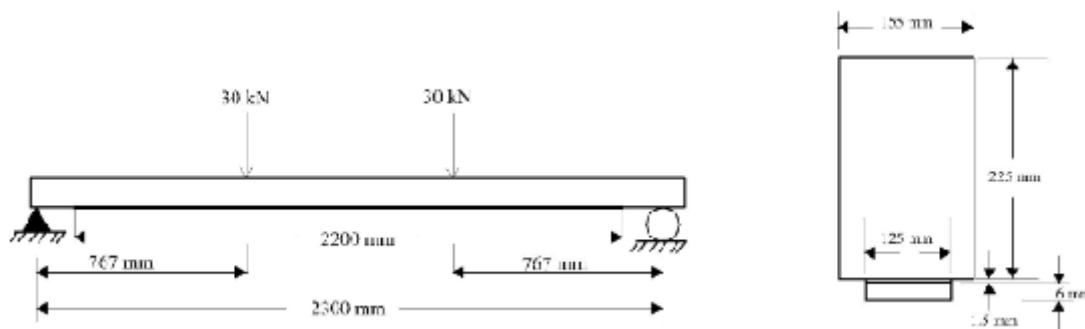


Figure IV.3 une poutre simplement appuyée renforcée par une plaque en acier.

La Figure IV.4 présente la variation des contraintes normales d'une poutre en béton renforcée avec une plaque en acier et soumise à deux charges ponctuelles symétriques. Comme il est illustré dans la figure, il existe une bonne concordance entre les deux méthodes.

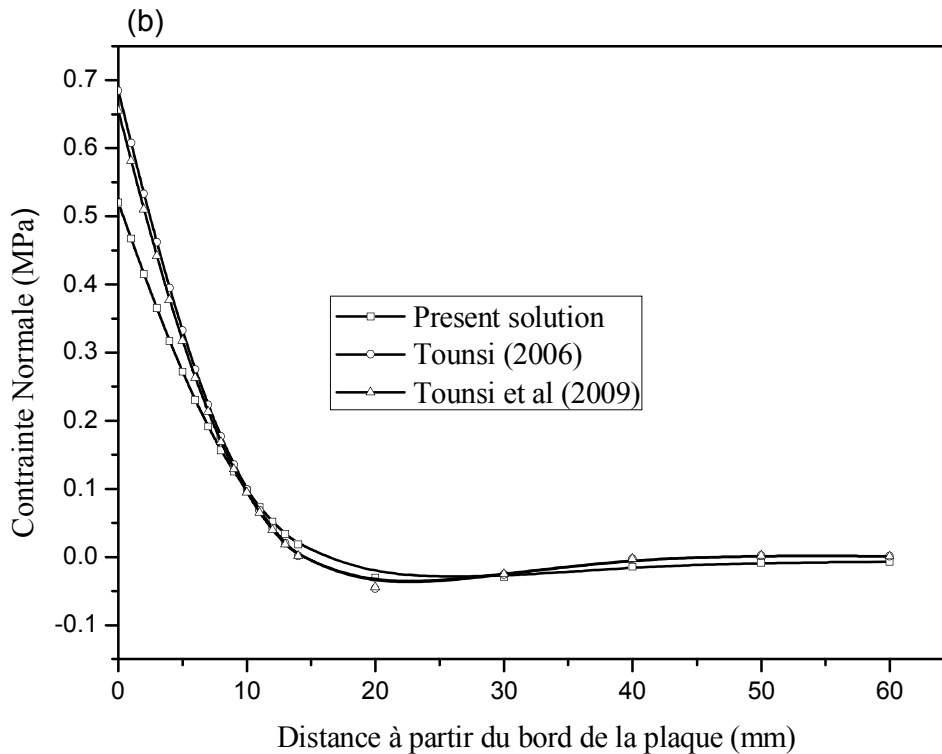
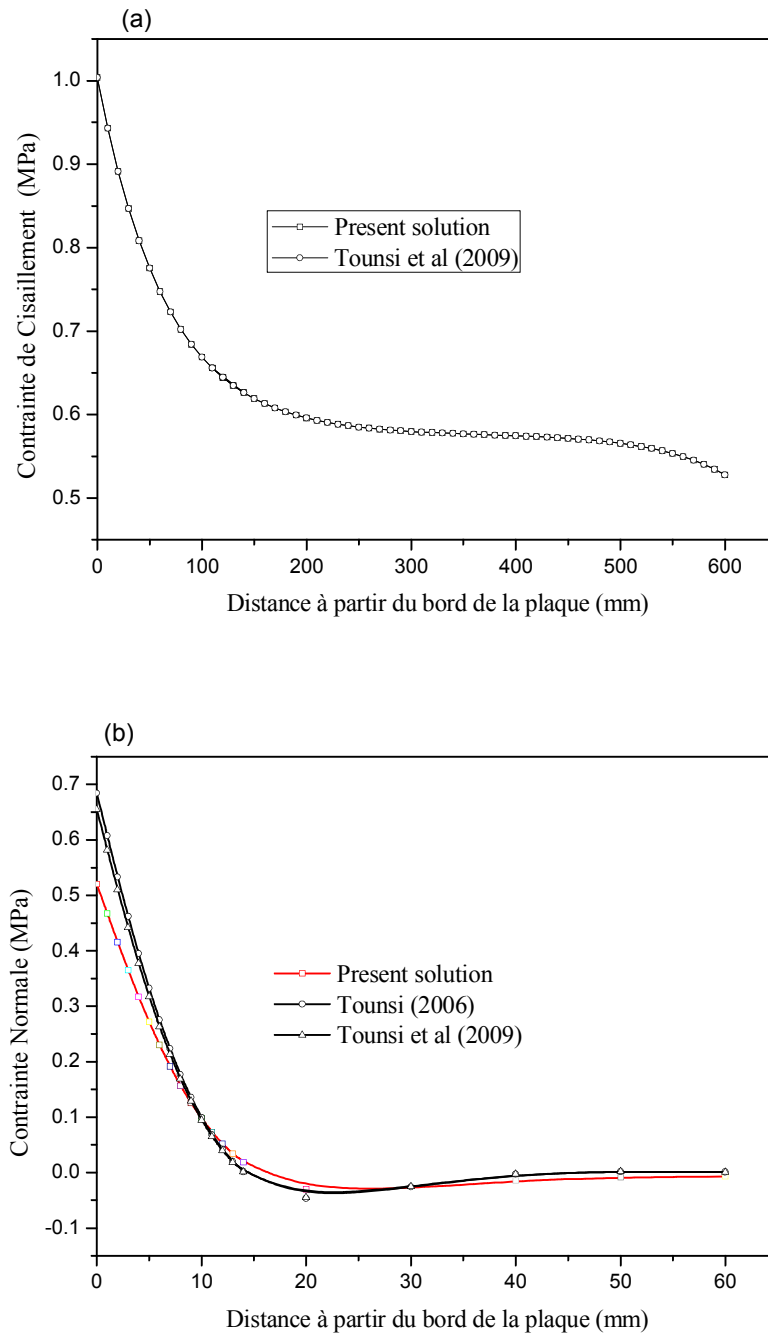


Figure IV. 4. Comparaison de la contrainte normale d’interface de la poutre en BA renforcée par une plaque en acier selon différentes approches Tounsi(2006) ; Tounsi et al(2009).

IV.5.2 Comparaisons numériques :

Dans cette section, les résultats numériques des efforts d'interface dans une poutre renforcée par plaque FRP sont analysés en tenant compte l'effet des déformations de cisaillement. Afin de démontrer l'exactitude de la présente méthode d'analyse, une comparaison de présents résultats avec celles déterminées par la méthode de Tounsi et al (2009) est établie.

Pour mieux comprendre le comportement des réparations des poutres renforcées, ce qui aidera les ingénieurs à optimiser leurs paramètres de conception, des effets de plusieurs paramètres ont été étudiés.



Figures IV.5 : Comparaison de la contrainte d'interface normale dans une poutre renforcée par une plaque d'acier : (a) contraintes de cisaillement, (b) les contraintes normales

D'après les figures IV.5 la présente analyse donne des contraintes d'interface normales maximales plus petites que celles prédites par Tounsi (2006), Tounsi et al (2009), montrant ainsi que l'effet de la déformation de cisaillement des adhérents sur la contrainte normale de l'adhésif inclut a travers la théorie de la poutre Timoshenko conduit à des valeurs plus faibles de σ_{\max} . Ainsi que les contraintes d'interface normales maximales donnée par la présente solution, sont faibles par rapport aux résultats calculés par Tounsi (2006), Tounsi et al (2009). Cette différence est due à l'hypothèse de la théorie des poutres Temoshenko utilisée dans la présente théorie.

On constate que la contrainte normale d'interface change de signe à une courte distance de l'extrémité de la plaque. Par conséquent, on note que la déformation de cisaillement sur l'adhérent réduit la concentration des contraintes d'interface.

IV.5.3 Etude paramétrique:

Dans cette partie en va présenter l'influence des différents paramètres sur la distribution des contraintes d'interface dans une poutre en béton renforcée par une plaque en FRP ou acier on tient en compte l'effet de déformation de cisaillement pour déterminer la contrainte normale adhésif

IV.5.3 a) Matériaux Utilises :

Les matériaux utilisés pour la présente solution sont une poutre rectangulaire en béton renforcés avec des plaques d'acier, des plaques de FRP de verre (GFRP), de carbone CFRP. La poutre est simplement appuyée, sous flexion de quatre points avec deux charges symétriques transversales de 30 kN chacun comme indiqué la Figure IV.3. Un résumé de la géométrie et les propriétés des matériaux qui sont prises à partir d'une étude expérimentale rapportée par Jones et al. (1988) [95] est présenté dans le Tableau -IV.2. La portée de la poutre BA est de 2300 mm, la distance entre l'appui et le point d'application de la force $P=F/2$ est de 767mm, la longueur de la région renforcée de la poutre est $L_p=2200$ mm et la charge $P=F/2=30$ kN.

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

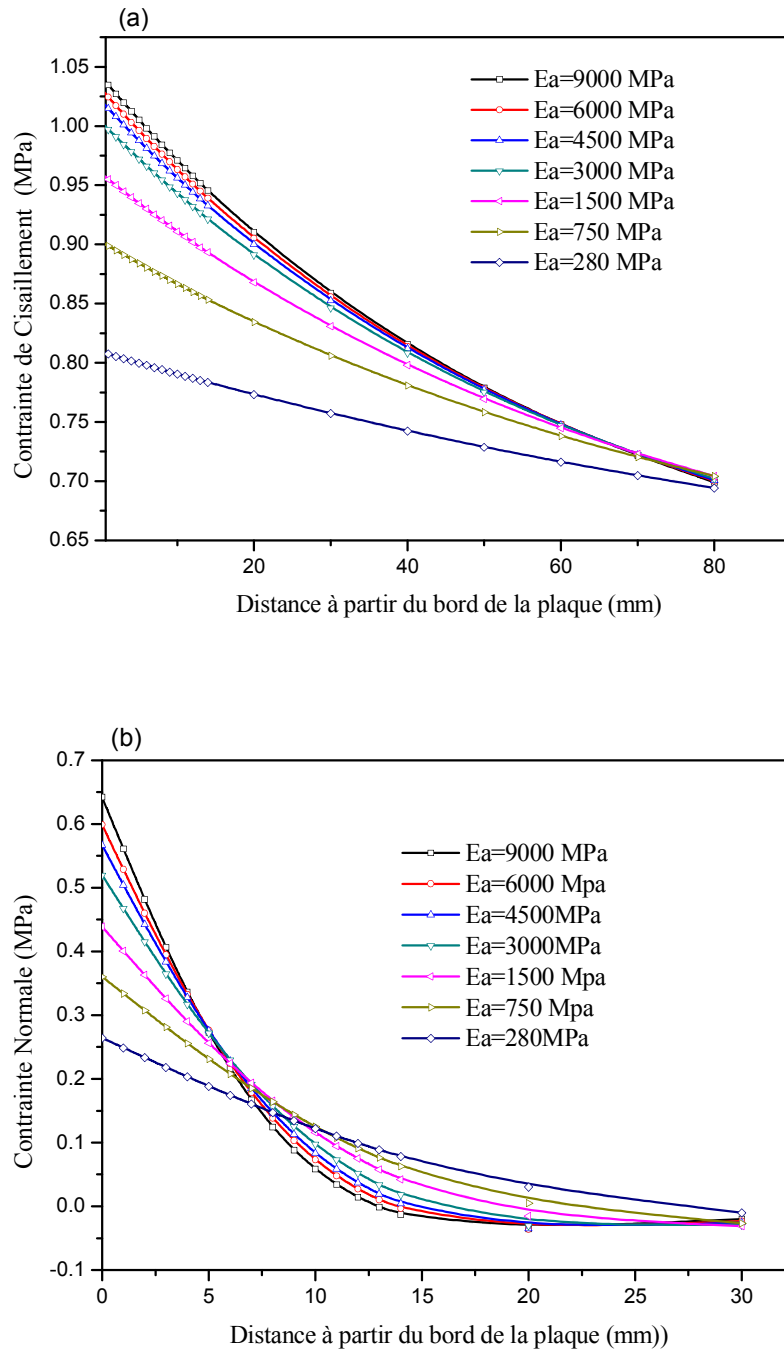
Matériaux	Largeur (mm)	Hauteur (mm)	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson	Module de cisaillement (MPa)
Poutre renforcée	$b_1 = 155$	$t_1 = 225$	$L_1 = 2300$	$E_1 = 31$	$G_1 = 31$
Plaque d'acier	$b_2 = 125$	$t_2 = 125$	$L_2 = 2200$	$E_2 = 200$	$G_2 = 200$
Adhésif	$b_a = 125$	$t_a = 125$	$L_a = 2200$	$E_a = 3$	$G_a = 3$
Plaque de CFRP	$b_2 = 125$	$t_2 = 125$	$L_2 = 2200$	$E_2 = 100$	$G_2 = 100$
Plaque de GFRP	$b_2 = 125$	$t_2 = 125$	$L_2 = 2200$	$E_2 = 50$	$G_2 = 50$

Tableau -IV.2. Caractéristiques géométriques et mécaniques des composants

IV.5.3 b) Effet du module d'élasticité de la couche d'adhésif :

Les résultats numériques représentés dans les Figures IV.6 prouvent que les contraintes maximales adhésives sont fortement influencés par l'ampleur du module d'élasticité E_a ils sont plus élevés pour les adhésifs rigides et les concentrations de contraintes dans l'adhésif au bord de plaque croit avec l'augmentation module d'Young de l'adhésif.

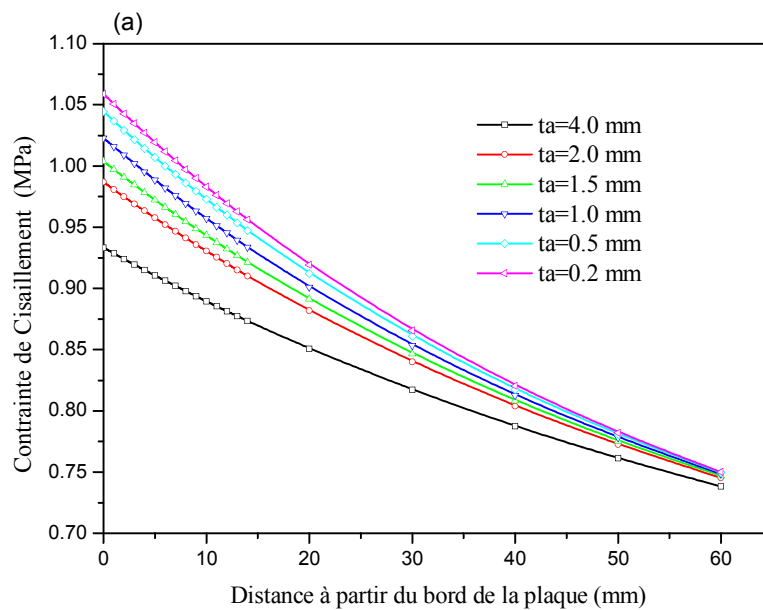
CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques

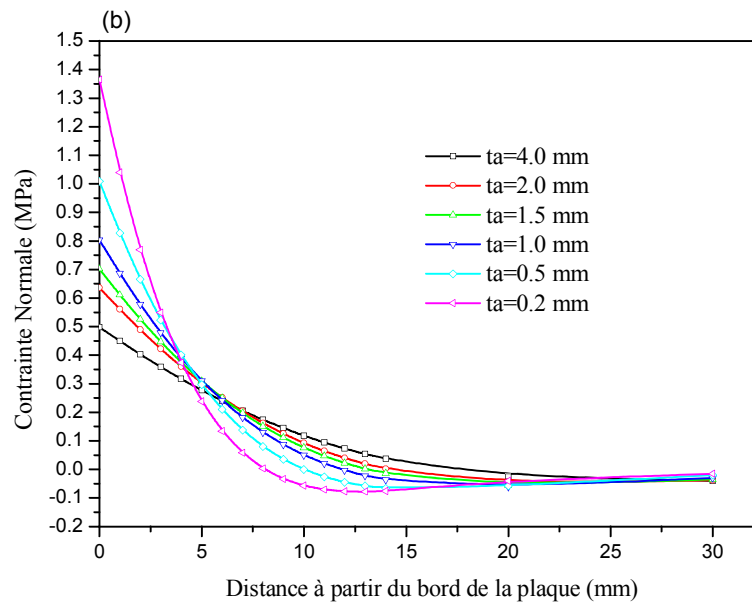


Figures IV.6: Effet du module d'Young de l'adhésif sur les contraintes d'interfaces de la poutre en BA renforcée par une plaque en acier : (a) contrainte de cisaillement; (b) contrainte normale

IV.5.3 c) Effet de l'épaisseur de la Couche de l'Adhésif :

Les figures IV.7 illustre la variation des contraintes d'interface pour différentes épaisseurs de la couche d'adhésive. Les contraintes d'interface sont plus petites pour les couches d'adhésif épaisses. Cependant, la conception des propriétés et de l'épaisseur de l'adhésif est un problème difficile. Une conception d'optimisation de l'adhésif est recommandée.



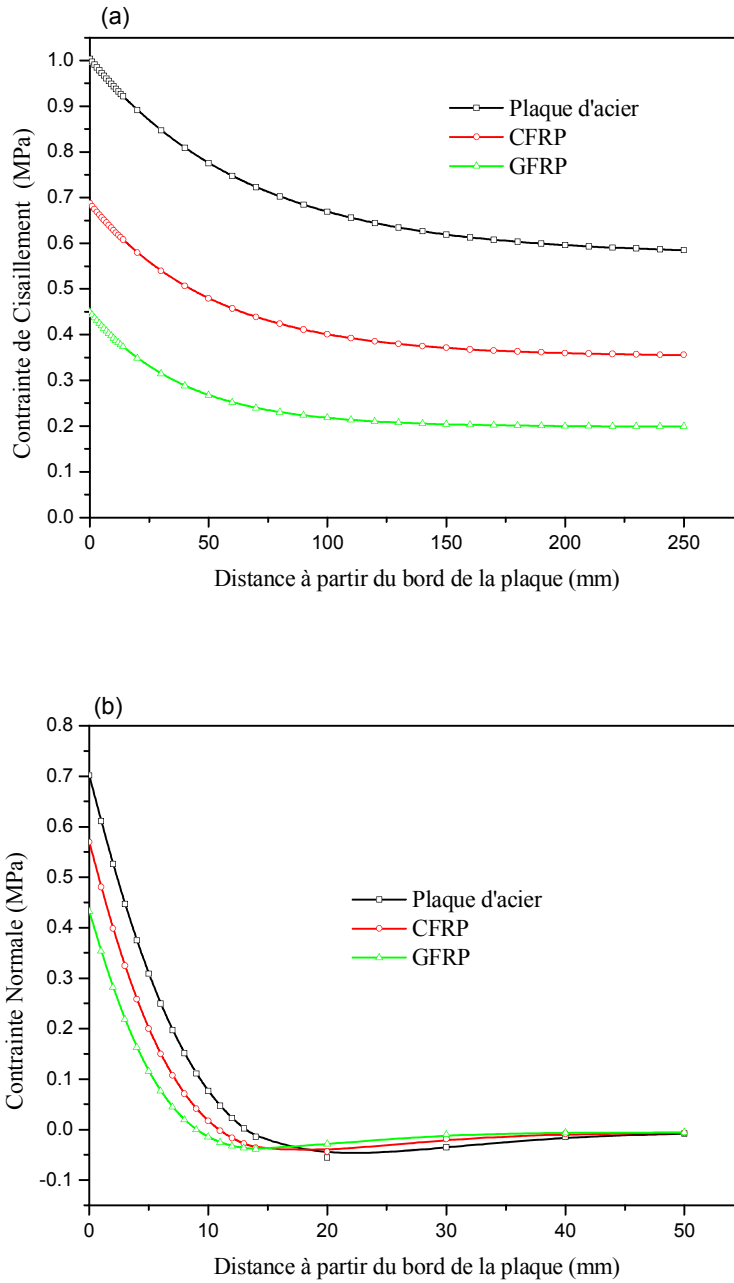


Figures IV.7 : Effet de l'épaisseur de la couche d'adhésive sur les contraintes d'interface ((a) contrainte de cisaillement (b) contraintes normales).

IV.5.3 d) Effet de la raideur de la plaque :

Les figures IV.8 donne les contraintes d'interfaces normales et de cisaillement pour une poutre en béton armé renforcée avec une plaque d'acier, une plaque CFRP ou une plaque GFRP, respectivement, qui illustrent l'effet des propriétés physiques des différents renforcements sur les contraintes d'interface. La longueur de la plaque est $L_p = 2200$ mm et l'épaisseur de la plaque ainsi que celle de la couche adhésive sont égales à 6 mm.

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques



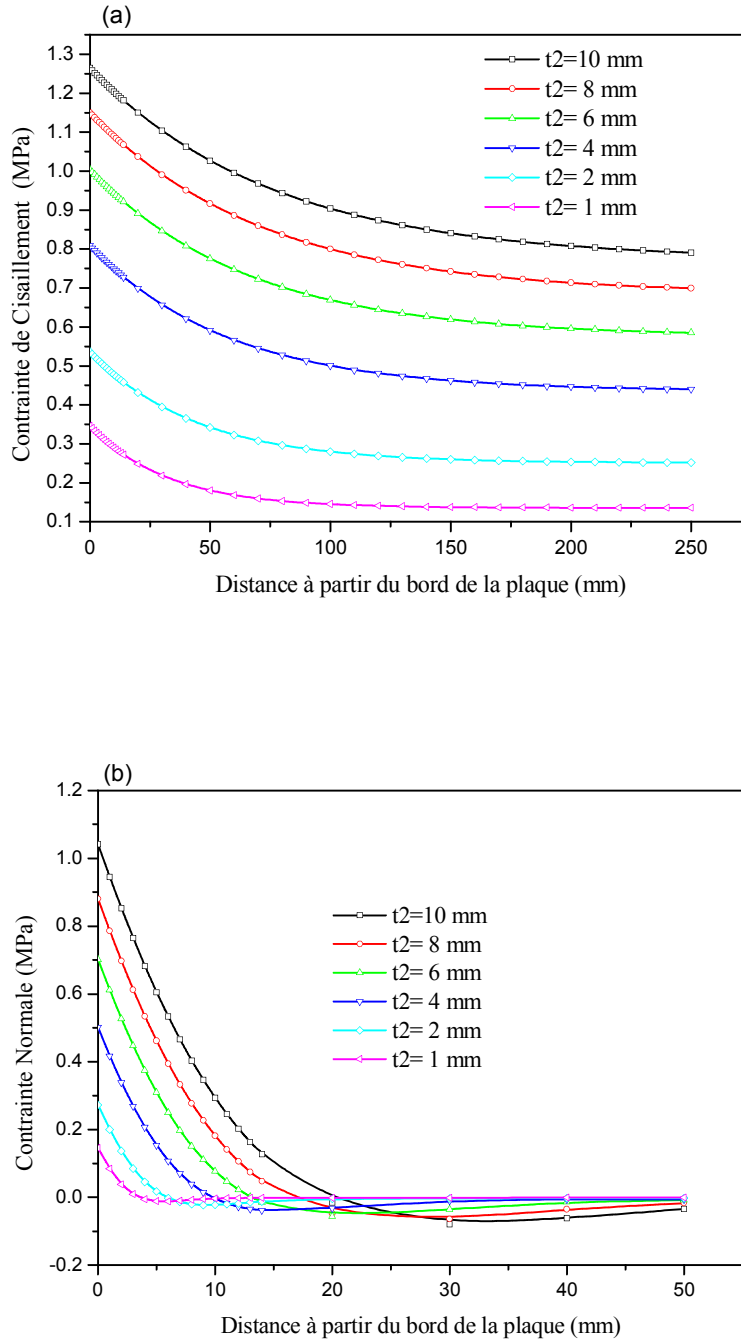
Figures IV.8 : Effet de la raideur de la plaque de composite sur la poutre renforcée
(a) contrainte de cisaillement ; (b) contrainte normale

Figures IV.8 montrent que les plaques d'acier; CFRP et GFRP produisent contraintes d'interface dans un ordre décroissant. Les résultats démontrent que, comme le matériau de la plaque devient plus doux (à partir de l'acier au CFRP et ensuite GFRP), les contraintes d'interface deviennent plus petites. C'est parce que, sous la même charge, la force de traction développée dans la plaque est plus petite, ce qui conduit à des contraintes d'interface réduites. La position du pic de contrainte d'interface de cisaillement se rapproche du bord libre de la plaque comme elle devient moins rigide.

IV.5.3 e) Effet de l'épaisseur de la plaque :

L'influence de l'épaisseur de la plaque de renforcement sur les contraintes d'interface est indiquée dans les Figures IV.9. Une diminution de l'épaisseur de la plaque diminue les contraintes d'interface, le niveau et la concentration de contraintes d'interface sont considérablement influencés par l'épaisseur de la plaque d'acier, généralement l'épaisseur de plaques d'acier utilisée dans le génie civil est élevée, comparée à celle de la plaque FRP. Par conséquent, le fait du niveau plus faible et la concentration des contraintes d'interface doit être l'un des avantages de la modernisation de la plaque FRP par rapport à une plaque d'acier.

CHAPITRE IV Effet de la déformation de cisaillement sur les contraintes d'adhésif dans les poutres renforcée par une plaque : Solutions analytiques



Figures IV.9 : Effet de l'épaisseur de la plaque de renforcement sur les contraintes d'interface (a) contrainte de cisaillement (b) contraintes normales).

IV.5.3 f) Effet de la hauteur de la poutre :

Lorsque la hauteur de la poutre diminue les contraintes d'interface augmentent en raison de la rigidité relative de la plaque par rapport à la poutre augmente.

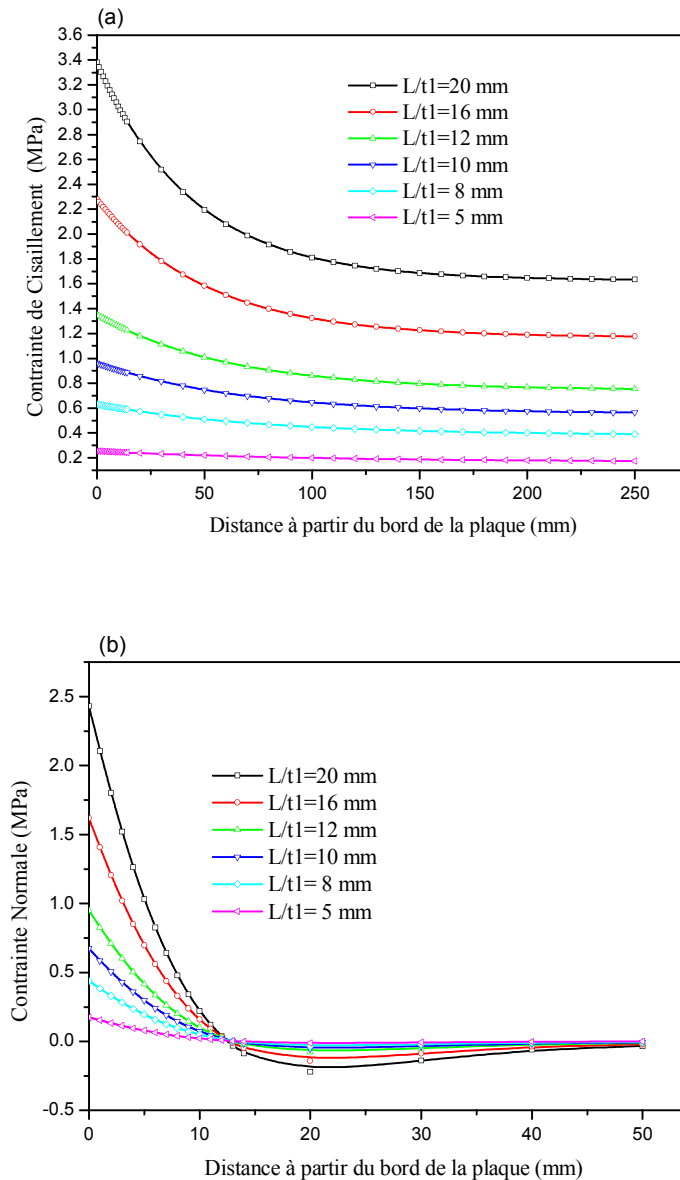


Figure IV.10 : Effet du rapport longueur-hauteur de la poutre sur les efforts d'interface dans une poutre en béton renforcée par une plaque sous flexion quatre points:

(a) contrainte de cisaillement (b) contraintes normales).

IV.6 Conclusion :

Dans la présente étude, une nouvelle méthode d'analyse des contraintes d'interfaces a été présentée dans laquelle la déformation de cisaillement des deux adhérents a été prise en considération. Supposant que la contrainte de cisaillement varie d'une manière parabolique à travers l'épaisseur de la poutre et la plaque, son effet sur la contrainte normale est inclus à travers la théorie de poutre de Timoshenko.

Après une comparaison avec d'autres résultats des études précédentes, cette solution fournit des prédictions appropriées des contraintes d'interface dans la poutre renforcée.

Une étude paramétrique a été effectuée en utilisant la nouvelle solution pour renforcer les poutres. Les observations faites sur la base des résultats numériques déduits des conclusions importantes sur les contraintes d'interfaces.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

En Algérie comme ailleurs dans le monde, une grande partie du patrimoine national et des infrastructures de transport ont atteint la fin de leur durée de vie utile ou désuète suite aux erreurs d'exécution, aux utilisations dans d'autres fonctions que celles prévues initialement, aux attaques chimiques ou aux sollicitations exceptionnelles. Ces contraintes réduisent la capacité de résistance du béton et par conséquent la capacité résiduelle de la structure peut ne plus être adaptée à son utilisation ou pour tout nouveau usage.

Des études et expertises ont montré l'urgence de développer des techniques de réhabilitation permettant de redonner aux structures telles que les anciens édifices et les ponts, les capacités structurales nécessaires pour résister aux sollicitations auxquelles elles sont soumises. Parmi les techniques envisagées, l'utilisation des plaques en acier ou des matériaux composites qui sont très engageante.

Dans le cadre de ce travail, nous avons développé une solution analytique de contrainte plane pour le calcul des contraintes d'interface de cisaillement et les contraintes d'interface normales dans les poutres renforcées par des plaques. Les principales caractéristiques de cette méthode comprennent l'examen de l'effet de l'effort axial, de flexion et déformations de cisaillement dans les adhérents. L'influence des déformations de cisaillement dans les surfaces à coller sur la contrainte de cisaillement d'interface est introduite en supposant que la contrainte de cisaillement varie d'une manière parabolique à travers l'épaisseur de la poutre et la plaque. Son effet sur la contrainte normale est inclus à travers la théorie de poutre de Timoshenko. L'étude paramétrique montre l'influence de différentes propriétés géométriques et matérielles de la poutre renforcée sur contraintes d'interface.

En plus, il a été constaté que :

Comme premières constatations les contraintes d'interface sont concentré aux bords de la plaque, ces contraintes diminuent ensuite rapidement vers le mi travée ;

De même les résultats montre que :

- Les contraintes d'interface sont fortement influencées par l'ampleur de module de Young de l'adhésif.
- L'augmentation de l'épaisseur de la couche d'adhésif réduit l'intensité des contraintes d'interface;
- La diminution de l'épaisseur de la plaque de renforcement diminue les contraintes d'interface ;
- Comme le matériau de la plaque devient plus doux, les contraintes d'interface deviennent plus petites.

Les résultats obtenus dans ce travail ouvrent des perspectives sur l'utilisation d'autres théories de poutre tels que les théories d'ordre supérieur devraient être inclus dans les surfaces d'interface des effets de déformation de cisaillement pour déterminer la contrainte normale d'interface.

Références Bibliographiques

- (01) **A.Boudjakdji** et A. Laichaoui, Des poutres en béton armé soumises à la flexion par matériaux composites », ENPA Juin 2003
- (02) **Abdessemed**, S. Kenai, A. Bali, A. Kibboua, B.Guillier, J.L.Chatelain : Suivi et comportement des poutres de ponts en béton renforcées par composites collés
- (03) **Lelli et all** Utilisation du TFC dans la réparation et le renforcement des poutres en B.A 2003
- (04) **Lacroix et al. 1999**
- (05) **A.Benachour** : Analyse des contraintes d'interface dans les poutres renforcées par des plaques composites collées sous précontrainte, thèse de doctorat, 2010 UDL de Sidi Bel Abbes
- (06) **J.BARON** Le béton hydraulique - connaissance et pratique 1982
- (07) **Bertolini**, Elsener et al. 2004 Etude diagnostique d'une structure en béton, précontrainte par pos-tension
- (08) **Guillaume Arsenault**, 2011, Etude diagnostique d'une structure en béton, précontrainte par pos-tension.
- (09) **Chaussadent**, 1997, Contribution l'étude de la corrosion par carbonatation du béton armé.
- (10) **Ngoc Tru** 2011, Contribution à l'étude de la corrosion par carbonatation du béton armé : approche expérimentale et probabiliste
- (11) **Matala, S. (1995)**. Effects of carbonation on the pore structure of granulated blast furnace slag concrete. Espoo, Helsinki University of Technology. PhD.
- (12) **Ferrier E.**, Comportement de l'interface composite-béton sous des sollicitations de fluage thermostimulé et en fatigue oligocyclique. Application au calcul previsionnel de la durabilité de poutres BA renforcées, thèse de doctorat, Université Lyon1, 1999
- (13) **Fagerlund, G. 1975**, Studies of the destruction mechanisms at freezing of porous materials, Proceeding of the sixth international congress on the problems raised by frost action, Le Havre, France, Foundation française d'études nordiques
- (14) **GULIKERS J.** "Theoretical considerations on the supposed linear relationship between concrete resistivity and corrosion rate of steel reinforcement". Materials and Corrosion
- (15) **CALGARO (J.-A.), LACROIX (R.) et al.** – Maintenance et réparation des ponts. Presses de l'École des ponts et chaussées (1997).
- (16) **CGS1 92** Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique Recommandations techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages",

Références Bibliographiques

premier semestre 1992

- (17) **CGS2 92** Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique Catalogue des Méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages", Deuxième semestre 1992
- (18) Guide technique du STRRES FABEM2 et 3
- (19) Guide technique du STRRES FABEM 8
- (20) **A.PLUMIER**, pathologie et réparations structurelles des constructions, ArGenCo, édition 2006.
- (21) Méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages", Deuxième semestre 1992.
- (22) **Meier U**; strengthening of structures using carbone-fiber- epoxy Composites; Construction and Building Materials; 1995;
- (23) **Garden et al. (1997)**
- (24) **Saadatmanesh et al. (1991)** et **Meier et al. (1992)**
- (25) **M. ABDESSEMED**, « Comportement des poutres isostatiques en béton armé renforcées par tissu et lamelle de fibre de carbone », Université de Blida, 2003.
- (26) **Berthelot J-M**, Matériaux Composites; Comportement mécanique et analyse des structures; 2eme édition; Edition Masson 1996
- (27) **J. Aboissière (2003)** Propagation de dommages d'impact dans un matériau composite stratifié à fibres de carbone et résine époxyde. Thèse de l'Université Paul Sabatier, Toulouse.
- (28) **J. Rouchon. (1995)** Fatigue and damage tolerance aspects for composite aircraft structures. Fatigue and damage tolerance of aircraft structures Delft,
- (29) **Abir AL-MAGHRIBI** Comportement des matériaux composites a fibres courtes : applications à l'impact bas vitesse
- (30) **AMEUR Mohammed** Analyse et modélisation des effets de vieillissement des matériaux composites sur les contraintes d'interface des poutres métalliques renforcées par des plaques FRP, thèse de doctorat, 2009 UDL de Sidi Bel Abbas
- (31) **Daniel Gay.1997-** Matériaux composites
- (32) **Laurent Gornet.** Généralistes sur les matériaux composites. Ecole d'ingénieur 2008.
- (33) **A. RASKIN** © Université Médicale Virtuelle Francophone 2009-2010
- (34) **Steven S., Guy V.A, Bruno V.M.,** « Reaction Kinetics Modeling and Thermal Properties of Epoxy-Amines as Measured by Modulated-Temperature DSC. I. Linear

Références Bibliographiques

- Step-Growth Polymerization of DGEBA + Aniline », Journal of Applied Polymer Science, vol. 91, (2004), pp. 2798-2813.
- (35) **Laarej Merad** Etude Par Spectroscopie Raman Et Modelisation D'une Resine Composite Rtm, thèse de doctorat, 2010, l'Université Abou Bakr BELKAID de Tlemcen
- (36) **Glossaire des matériaux composites 2006 CARMA**
- (37) **CAROLIN, Anders.** 2003. Carbon Fibre Reinforced Polymers for Strengthening of Structural Elements. Lulea : Lulea University of Technology, 2003
- (38) **Foo, S., Naumoski, N. et Saatcioglu, M.** (2001) "Aléas sismiques, codes du bâtiment et opinions d'atténuation des risques pour les immeubles canadiens", Bureau de la Protection des Infrastructures Essentielles et de la Protection Civil, Ministère des Travaux Publics et Service Gouvernementaux, N° du Catalogue : D 82-73/2002F-IN.
- (39) **Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T., Lam, L.** (2002), "FRP-strengthened RC Structures", West Sussex: Wiley; 2002.
- (40) **Ahmed, O. et van Gemert, D.** (1999) "Effect of longitudinal carbon fiber reinforced plastic laminates on shear capacity of reinforced concrete beams", Proceedings of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures,
- (41) **Teng, J.G., Lam, L. Chan, W. et Wang, J.** (2000) "Retrofitting of deficient RC cantilever slabs using GFRP strips", Journal of Composites for Construction,
- (42) DEPARTMENT OF THE ARMY U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000 Engineering and Design composite materials for civil engineering structures
- (43) **Meier, U. et Winistorfer, A.** (1995) " Retrofitting of structures through external bonding of CFRP sheets", Non-Metallic FRP Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of The Second International RILEM Symposium, Ghent, Belgium, edited by Taerwe, L., pp.509-516, London, UK.
- (44) **S.P Timoshenko** [Tim21], [Tim22], [Tim68]
- (45) **Panajiotis Kotronis** cisaillement dynamique de mur en béton armé modèle simplifier 2D et 3D (2000)
- (46) **Maekawa z, Hamada H, yokoyama a, lee K. and Ishibashi S.**(1991) 6th int. conf.on Mechanical behavior of Matériaux
- (47) **Hull.**(1981) An Introduction to Composite Matériaux .Cambridge University Press, Cambridge.

Références Bibliographiques

- (48) **Naoyuki O.** and Hiroyuki H.(1997) Mechanical proprieties and Failure Mechanisms of CarbonFiber Reinforced Thermoplastic Laminates. composite
- (49) **Effendi R.** et Guedra-Degeorges D.(1992),Etude expérimentale de la dégradation en compression des composites unidirectionnelles fibres de Carbone-matrice organique et simulation numérique associée .proc.8ièmesjournées nationales sur les composites
- (50) **Guynn E.G** (1992) A Parametric Study of Variables That Affect Fiber Microbuckling Initiation in Composite Laminates
- (51) **Winsnom M.R.** (1993) Analysis of shear instability in compression due to Fibre Waviness.J.Reinf.Plast.comp
- (52) **Imen Kallel-Kamoun** analyse mécanique de l'essai de flexion par flambement post-critique, 1999
- (53) **Philippe Duquette**, renforcement en flexion de poutres en béton armé a l'aide de plaques en matériau composite réalisées in-situ 1989)
- (54) **Saadatmanesh, H.,** Ehsani, MR (1991), « RC Beams Strenahntened with FRP Plates. I : Experimental Snidv », Journal of Structurai Engineering,
- (55) **Triantafillou, TC,** Plevlis, N. (1991), «Post-Strenehtenine of WC Beams with Epxy-Bonded Fiber Composite Materials», Proceeding, Advanced Composite Materials in CivilEngineering Structures
- (56) **Philippe Duquette 1998**, Renforcement en flexion de poutres en béton armé a l'aide de plaques en matériau composite réalisées in-situ
- (57) **Tounsi, A. (2006)**, “Improved theoretical solution for interfacial stresses in concrete beams strengthened with FRP plate”, International Journal of Solids and Structures.
- (58) **Benyoucef S,** Tounsi A, Meftah SA, Adda Bedia EA. Approximate analysis of the interfacial stress concentrations in FRP – RC hybrid beams. Composite Interfaces 2006.
- (59) **Tsai MY,** Oplinger DW, Morton J. Improved theoretical solutions for adhesive lap joints. Inter J Solids and Structures 1998;
- (60) **A. Tounsi,** T. Hassaine Daouadji, S. Benyoucef, E.A. Adda Bedia; Interfacial stresses in FRP-plated RC beams: Effect of adherent shear deformations; International Journal of Adhesion and Adhesives (2009).
- (61) **FAHSI Bouazza,** Etude expérimentale et modélisation du comportement rhéologique des matériaux composites utilisés dans le renforcement des ouvrages en génie civil. thèse de doctorat, 2010 UDL de Sidi Bel Abbas
- (62) **Buyukozturk O** (1998). Imaging of concrete structures. NDT&E Int.,

Références Bibliographiques

- (63) **Buyukozturk, O.** Gunes, e. Karaca. 2004. Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites. *Construction and Building Materials*
- (64) **B.Y Gao, Q.Y Yue, B.J Wang, Y.B Chu** Poly-aluminum-silicate-chloride (PASiC)–a new type of composite inorganic polymer coagulant
- (65) **P.Mukhopadhyaya, Swamy, N.** (2001), Interface shear stress: A new design criterion for plate debonding, *Journal of Composites for Construction*
- (66) **Tumialan, G., Tinazzi, D., Myers, J., and Nanni, A.** (1999), "Field Evaluation of Masonry Walls Strengthened With FRP Composites at the Malcolm Bliss Hospital", Report CIES 99-8, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO.
- (67) **Quantrill, L. C.** Holloway, A. M. Thorne. Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response. *Magazine of Concrete Research*, 1996
- (68) **Sebastian.** Significance of mid span debonding failure in FRP-plated concrete beams. *Journal of Composites for construction ASCE*. July 2001
- (69) **Philippe Sanchez** Mise en œuvre et illustrations de la théorie exacte des poutres 2001 à Cachan, Ecole normale supérieure.
- (70) **Teng, J.G.,** Chen, J.F., Smith, S.T., Lam, L. (2001), "FRP strengthened RC structures", Chichester, UK: Wiley; 2001.
- (71) **Cadei, J.M.C.,** Stratford, T.J., Holloway, L.C., Duckett, W.G. (2004), "C595-Strengthening metallic structures using externally-bonded fibre-reinforced-polymers", London: CIRIA; 2004.
- (72) **Nehdi, M.,** Omeman, Z., El-Chabib, H. (2008), "Optimal efficiency factor in strut-and-tie model for FRP-reinforced concrete short beams with $(1.5 < a/d < 2.5)$," *Materials and Structures*, 41(10), 1713–1727.
- (73) **Belakhdar, K.,** Tounsi, A., Adda Bedia E., Redha, Y., (2011), "Effect of tapered-end shape of FRP sheets on stress concentration in strengthened beams", *Steel and Composite Structures*, 11(6), 435-454.
- (74) **Lee, H.K.,** Cheong, S.H., Ha, S.K., Lee, C.G. (2011), "Behavior and performance of RC T-section deep beams externally strengthened in shear with CFRP sheets," *Composite Structures*, 93(2), 911–922.
- (75) **Panjehpour, M.,** Ali, A.A.A., Voo, Y.L., Aznieta, F.N. (2014a), "Effective compressive strength of strut in CFRP-strengthened reinforced concrete deep beams following ACI 318-11", *Computers and Concrete*, 13(1), 135-165.
- (76) **Mukhopadhyaya, P.,** Swamy, N. (2001), "Interfacial shear stress: a new design

Références Bibliographiques

- criteria for plate debonding”, *J Compos Constr*, 5, 35–43.
- (77) **Triantafillou, T.C.**, Deskovic, N. (1991), “Innovative prestressing with FRP sheets: mechanics of short-term behavior”, *J Eng Mech ASCE*, 117(7), 1652–1672.
- (78) **Ye, J.Q.** (2001), “Interfacial shear transfer of RC beams strengthened by bonded composite plates”, *Cement Concrete Compos*, 23, 411–417.
- (79) **Roberts, T.M.** (1989), “Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams”, *Structure Engineering*, 67(12), 229–233.
- (80) **Roberts, T.M.**, Haji-Kazemi, H. (1989), “Theoretical study of the behavior of reinforced concrete beams strengthened by externally bonded steel plates”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 87(2), 39–55.
- (81) **Vilnay, O.** (1988), “The analysis of reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates”, *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 10(2), 73–78.
- (82) **Taljsten, B. (1997)**, “Strengthening of beams by plate bonding”, *J Mater Civil Eng ASCE*, 9(4), 206–212.
- (83) **Malek, A.M.**, Saadatmanesh, H., Ehsani, M.R. (1998), “Prediction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end”, *ACI Structural Journal*, 95(1), 142–152.
- (84) **Maalej, M.**, Bian, Y. (2001), “Interfacial shear stress concentration in FRP strengthened beams”, *Composite Structures*, 54(4), 417–426.
- (85) **Smith, S.T.**, Teng, J.G. (2001), “Interfacial stresses in plated beams”, *Engineering Structures*, 23(7), 857–871.
- (86) **Tounsi, A.**, Benyoucef, S. (2007), “Interfacial stresses in externally FRP plated concrete beams”, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 27, 207–215.
- (87) **Cai, C.S.**, Nie, J., Shi, X.M. (2007), “Interface slip effect on bonded plate repairs of concrete beams”, *Engineering Structures*, 29, 1084–1095.
- (88) **Benachour, A.**, Benyoucef, S., Tounsi, A., Adda bedia, E.A. (2008), “Interfacial stress analysis of steel beams reinforced with bonded prestressed FRP plate”, *Engineering Structures*, 30, 3305–3315.
- (89) **Guenaneche, B.**, Tounsi, A, Adda Bedia, E.A. (2014), “Effect of shear deformation on interfacial stress analysis in plated beams under arbitrary loading”, *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 48, 1–13.

Références Bibliographiques

- (90) **Narayanamurthy, V.**, Chen, J.F., Cairns, J., Ramaswamy, A. (2011), “Effect of shear deformation on interfacial stresses in plated beams subjected to arbitrary loading”, *International Journal of Adhesion & Adhesives*, 31, 862–874
- (91) **Berrabah, H.M.**, Tounsi, A., Semmah, A., Adda Bedia, E.A. (2013), “Comparison of various refined nonlocal beam theories for bending, vibration and buckling analysis of nanobeams”, *Structural Engineering and Mechanics*, 48(3), 351 – 365.
- (92) **Liu Z**, Zhu B. Analytical solutions for R/C beams strengthened by externally bonded steel plates. *J Tongji Univ* 1994;22(1):21– 6 (in Chinese).
- (93) **Taljsten, B.** (1997), “Strengthening of beams by plate bonding”, *J Mater Civil Eng ASCE*, 9(4), 206–212.
- (94) **Malek, A.M.**, Saadatmanesh, H., Ehsani, M.R. (1998), “Prediction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end”, *ACI Structural Journal*, 95(1), 142–152.
- (95) **Jones, K.R.**, Swamy, R.N., Charif, A. (1988), “Plate separation and anchorage of reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates”, *Struct Engr*, 66(5/1), 85–94.
- (96) **Tounsi A**, Benyoucef S., *Interfacial stresses in externally FRP – plated concrete beams*. *Inter J Adhesion & Adhesives* 2007; 27:207 –15.
- (97) **Benyoucef S**, Tounsi A, Meftah SA, Adda Bedia EA. *Approximate analysis of the interfacial stress concentrations in FRP – RC hybrid beams*. *Composite Interfaces* 2006; 13(7):561 – 71.
- (98) **Benrahou, K.H.**, Adda Bedia, Benyoucef, S., E.A., Tounsi, A., Benguediab, M., *Interfacial Stresses in Damaged RC Beams Strengthened with Externally Bonded CFRP Plate*. *Materials Science & Engineering part: A*, Vol 432, 2006, pp. 12 – 19.
- (99) **Benyoucef, S.**, Tounsi, A., Adda Bedia, E. A., Meftah, S. A., *Creep and Shrinkage Effect on Adhesive Stresses in RC Beams Strengthened with Composite Laminates*. *Composites Science and Technology*, Vol 67(6), 2007, pp. 933 – 942.
- (100) **Kerboua, B.**, Adda Bedia, E.A., Tounsi, A., *Contraintes Interfaciales des Structures Renforcées par Composites: Effets Thermiques et Shear Lag*. *Matériaux & Techniques*, Vol 95, 2007, pp. 205 – 214.
- (101) **Kerboua, B.**, Adda Bedia, E.A., Tounsi, A, Benyoucef, S. *Solution théorique améliorée pour étudier les interfaces des structures hybrides déformables, renforcées par composites FRP*. *Matériaux & Techniques*.
- (102) **Benyoucef, S.**, Tounsi, A., Benrahou, K.H., Adda Bedia E.A. *Time – Dependent Behavior of RC Beams Strengthened with Externally Bonded FRP Plates: Interfacial Stresses Analysis*. *Mechanics of Time – Dependent Materials*, Vol 11, 2008, pp.

Références Bibliographiques

1573 – 2738.

- (103) **Hassaine Daouadji, T.**, Benyoucef, S., Tounsi, A., Benrahou, K.H., Adda Bedia, E.A. *Interfacial stress concentrations in FRP-damaged RC hybrid beams*. *Composites Interfaces*, Vol 15 (4), 2008, pp 425 – 440.
- (104) **Benachour, A.**, Benyoucef, S., Tounsi, A., Adda Bedia, E. A. *Interfacial stress analysis of steel beams reinforced with bonded prestressed FRP plate*. *Engineering Structures*, (In press).