

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Construction

**ANALYSE NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES
POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR
MATERIAUX COMPOSITES**

Par

Fatiha HADDOUCHE

Devant le jury composé de :

A. BOUAFIA	Professeur, U. de Blida	Président
A. BALI	Professeur, ENP, Alger	Examineur
M. ABED	Professeur, U. de Blida	Examineur
S. KENAI	Professeur, U. de Blida	Rapporteur
M. ABDESSEMED	Maitre-Assistant, U. de Blida	CO-Rapporteur

Blida, Décembre 2007

RESUME

La problématique du renforcement ou de la réparation des structures en béton armé endommagées par des sollicitations plus ou moins sévères, qui se présente comme une alternative à leur démolition pure et simple, se pose avec acuité aux maîtres d'ouvrages. Ceci est du aux implications financières et fonctionnelles qui découlent de l'une ou l'autre de ces décisions qui dépendent autant de la précision des diagnostics établis que du coût des techniques de réparations disponibles sur le marché.

Parmi ces techniques, celle qui s'impose économiquement et techniquement de plus en plus grâce au développement des adhésifs synthétisés basés sur les résines époxydes est la technique de collage extérieur des plaques de FRP. Cependant et malgré ses succès pratiques, certains aspects liés au comportement des structures réparées par ces techniques ne sont pas encore maîtrisés de façon satisfaisante. Par conséquent, plusieurs chercheurs se sont penchés sur la question en proposant des modèles analytiques et numériques traitant divers aspects du problème.

Notre étude consiste à élaborer un modèle numérique non linéaire basé sur la MEF et utilisant le logiciel bien connu **ANSYS** capable de prendre en compte le comportement non linéaire des poutres en béton armé renforcées par collage extérieur de composites du FRP. Un modèle numérique non linéaire a été élaboré et validé. Les résultats du modèle numérique ont été validé par rapport aux résultats expérimentaux d'autres études et ont conforté les observations concernant le comportement des poutres renforcées par des composites.

ملخص

إن مسألة ترميم الهياكل الخرسانية المتضررة بسبب تعرضها لتأثيرات حادة تعتبر بديل لأمناص منه عوضا عن إعادة إنشائها من جديد. إن تنوع تقنيات الترميم يحتم على أصحاب المشاريع اختيار الوسيلة الأنجع من حيث الكلفة والنوعية في آن واحد، وهذا إنطلاقا من دراسة تشخيصية دقيقة . من بين هذه التقنيات تقنية الإلصاق الخارجي لصفائح من ال FRP التي عرفت نجاحا كبيرا بسبب التطور الملحوظ لمواد الإلصاق المصنعة .

رغم النجاح التطبيقي لهذه التقنية إلا أن الجانب النظري بقي لحد الآن يستدعي البحث عن نماذج تحليلية ورقمية لمعالجة مختلف الجوانب المتعلقة بسلوك الهياكل الخرسانية المرممة بهذه التقنية. تتمثل مساهمتنا في هذا الميدان في إعداد نموذج رقمي غير خطي يعتمد على طريقة العناصر المنتهية واستعمال برمجيات ال ANSYS القادرة على دراسة السلوك غير الخطي لعوارض من الخرسانة المسلحة و مقواة خارجيا بواسطة لصق صفائح من ال FRP. لقد قمنا بإثبات صحة النماذج المنجزة بمقارنة النتائج المتحصلة عليها مع نتائج بعض الدراسات التجريبية التي أجريت سابقا. تؤيد النتائج المتحصل عليها من خلال هذه النماذج الخصائص و الملاحظات التجريبية الخاصة بسلوك هذه العوارض .

ABSTRACT

Strengthening and repairing severely damaged reinforced concrete structures constitutes a viable alternative to their demolition and replacement. However, deciding on the way to proceed with such structures; repair or demolish depends on a prior establishing of an accurate diagnostic of the structure and the cost of repairing it. The technique of repairing structures by external bonding of FRP plates is considered as one of the most economically and technically method that are available nowadays. This is due to the development of synthesized adhesives that are based on epoxy resins.

Even though, considerable progress has been achieved in enchanting the performance of this technique, many aspects related to the behaviour of structures repaired using this technique remained unclear. These have incited researchers into carrying experimental, analytical and numerical studies that culminated in proposing various models that are capable of predicting different aspects of this behaviour. The study presents a numerical model developed using FEM and the **ANSYS** software that is capable of simulating the non linear behaviour of reinforced concrete beams strengthened by bonded plates. The models developed were validated with experimental results found in the literature. It was found that the models reproduced most of the experimentally observed behaviour of these beams.

REMERCIEMENTS

Je saisis cette occasion pour remercier tous ceux qui ont contribué de prêt ou de loin à la réalisation de ce travail et en particulier :

- Mon Dieu qui m'a donné la force, la volonté et le courage à achever ce travail.

- Mon directeur de thèse Pr. Saïd KENAI et mon co-promoteur Mr. ABDESSEMED Mouloud pour tous leurs efforts dévoués, et pour leurs suivi tout au long de l'élaboration de ce travail.

- Les enseignants de la graduation et post – graduation ainsi que le personnel de département de génie civil de l'université de Blida et en particulier le chef de département Mr. N. CHEMLLEL.

- Le personnel du centre de recherche « CNERIB », ainsi que du Ministère de l'Habitat, du Ministère de Travaux Public, et du l'Ecole Nationale Polytechnique pour nous avoir ouvert les portes et leur aide précieuse.

- Les membres du jury à savoir : Pr. A.BOUAFIA, Pr. A.BALI, Pr. M.ABED dont la présence donne une dimension supplémentaire à ce travail. Je vous prie d'accepter du fond du cœur mes remerciements et toute ma reconnaissance.

- Ma famille et mes amis pour leur soutien et leur aide tout le long de mes études en post-graduation.

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1	Renforcement des éléments en flexion	23
Figure 1.2	Renforcement des éléments à l'effort tranchant	24
Figure 1.3	Principe de la technique des plats collés (technique de l'HERMITE)	24
Figure 1.4	Matériau composite	27
Figure 1.5	Représentation schématique de divers arrangements dans un composite renforcé par des fibres	29
Figure 1.6	Collage d'un lit de 2 lamelles	34
Figure 1.7	Charges-flèches : influence du nombre de lits de lamelle	35
Figure 1.8	Dimension du spécimen	35
Figure 1.9	Comportement de fissuration et modes de rupture	36
Figure 1.10	Configuration des poutres renforcées	37
Figure 1.11	Essais de flexion d'une dalle renforcée par des lamelles en composite CFK	39
Figure 1.12	Rupture d'une lamelle en composite CFK	40
Figure 1.13	Essais sur les ancrages des lamelles CFK	40
Figure 1.14	Essais de compression sur des colonnes confinées	41
Figure 1.15	Rupture d'une colonne carrée avec confinement en carbone	41
Figure 1.16	Rupture de colonnes renforcées par des confinements en fibres d'aramide (Kevlar R) et de carbone 640	41
Figure 1.17	Essais de flexion sur des colonnes renforcées par des tissus en Kevlar R	42
Figure 1.18	Essais d'effort tranchant sur des colonnes en béton avec ou sans renforcements par des tissus en Kevlar R	42
Figure 1.19	Chambre à atmosphère contrôlée	45
Figure 1.20	Essai de flexion quatre point	45
Figure 1.21	Poutres endommagées (choc véhicules)	52
Figure 1.22	Poutres traitées par mortier de réparation et renforcées par lamelles de fibres de carbone	52

Figure 1.23	Renforcement par lamelle en fibres de carbone d'une poutre endommagée par le séisme du 21 mai 2003	52
Figure 1.24	Pose de tissu en fibres de carbone sur la même poutre	53
Figure 1.25	Aspect final de la poutre renforcée	53
Figure 1.26	Renforcement des poteaux cisailé par procédé TFC	53
Figure 1.27	Vue générale de l'ouvrage	54
Figure 1.28	Dégradation du béton du tablier	54
Figure 1.29	Apparition des armatures et corrosion	55
Figure 1.30	Dégradation du béton des montants	55
Figure 1.31	Détérioration des plaques d'appuis au niveau des culées et de la pile	55
Figure 1.32	Enlèvement des bétons dégradés et piquage des surfaces dénudées	56
Figure 1.33	Projection du béton	56
Figure 1.34	Traitement par mortier pré dosé	56
Figure 1.35	Préparation du support	57
Figure 1.36	Préparation de la résine de collage	57
Figure 1.37	Mise en place du tissu sur les âmes des poutres (bandes à l'effort tranchant)	57
Figure 1.38	Mise en place du tissu sur les fibres inférieures des poutres (bandes de moments fléchissant)	57
Figure 1.39	Couche de fermeture	58
Figure 2.1	Montage expérimental	59
Figure 2.2	Poutre renforcée fissurée	61
Figure 2.3	Présentation de l'élément Q.P.E au voisinage de la fissure	61
Figure 2.4	Essais de flexion	64
Figure 2.5	Modélisation numérique	64
Figure 2.6	Modèle du béton utilisé	65
Figure 2.7	Modèle de l'acier utilisé	66
Figure 2.8	Modèle de l'aramide utilisé	66
Figure 2.9	Comparaison entre les essais et le calcul numérique	67
Figure 2.10	Modèle d'élément fini	69
Figure 2.11	Courbes charge-déplacement	70
Figure 2.12	La discrétisation par la MEF pour un quart de la poutre	71
Figure 2.13	Courbes charge-déplacement pour les poutres de références	71
Figure 2.14	Courbes charge-déplacement pour les poutres renforcées à la flexion	72
Figure 2.15	Courbes charge-déplacement pour les poutres renforcées au cisaillement	72

Figure 2.16	Types de fissures dans le modèle d'élément finis	73
Figure 3.1	Elément solid65 à 3D	78
Figure 3.2	Elément link8 à 3D	78
Figure 3.3	Elément solid46 à 3D	79
Figure 3.4	Elément solid45 à 3D	79
Figure 3.5	Courbe contrainte-déformation de compression et traction uniaxial pour le béton	80
Figure 3.6	Courbe contrainte-déformation simplifiée pour le béton en compression uniaxial	82
Figure 3.7	Courbe contrainte-déformation pour l'acier de renforcement	84
Figure 3.8	Un schéma des composites FRP	85
Figure 3.9	Courbe contrainte-déformation pour les composites de FRP dans la direction des fibres	85
Figure 3.10	Dimensions de la poutre (unité mm)	87
Figure 3.11	Un quart de la poutre	87
Figure 3.12	Dimensions et ferrailage de la poutre modélisée	88
Figure 3.13	Modélisation de la couche d'adhésif.	89
Figure 3.14	Type d'élément d'interface utilisé.	89
Figure 3.15	L'acier dans les modèles pour un quart de la poutre	91
Figure 3.16	Connectivité d'élément	91
Figure 3.17	Les composites FRP de renforcement	92
Figure 3.18	Dimensions modifiées du composites FRP pour un quart des poutres	93
Figure 3.19	Résultats de l'étude de convergence	94
Figure 3.20	Discrétisation par la MEF pour un quart de la poutre en béton non renforcée	95
Figure 3.21	Dimensions des plaques aux endroits de chargements et des l'appuis	96
Figure 3.22	Condition à la limite pour l'appui	96
Figure 3.23	Condition à la limite pour les plaques aux endroits de chargement	97
Figure 3.24	Conditions aux limites dans les plans de symétrie	97
Figure 3.25	Solution par d'itération de Newton-Raphson.	98
Figure 4.1	Endroits des jauges sélectionnées pour les modèles	100
Figure 4.2	Courbe charge-déplacement pour la poutre de référence	101
Figure 4.3	Progression des fissures pour la poutre de référence	102
Figure 4.4	Courbe charge-déplacement pour la poutre renforcée à la flexion	103

Figure 4.5	Courbe charge-déplacement pour la poutre renforcée à l'effort tranchant	103
Figure 4.6	Comparaison P ultime/ P 1 ^{ère} fissure	105
Figure 4.7	Comparaison gain en P rupture des procédés de renforcement	105
Figure 4.8	Courbe charge-déformation du béton comprimé pour la poutre de référence.	106
Figure 4.9	Courbe charge-déformation du béton comprimé pour la poutre renforcée à la flexion par du CFRP	106
Figure 4.10	Courbe charge-déformation du béton comprimé pour la poutre renforcée à l'effort tranchant par du GFRP	107
Figure 4.11	Courbe charge-déformation d'aciers pour la poutre de référence	108
Figure 4.12	Courbe charge-déformation d'aciers pour la poutre renforcée à la Flexion	109
Figure 4.13	Courbe charge-déformation d'aciers pour la poutre renforcée à l'effort tranchant	110
Figure 4.14	Courbe charge-déformation du composite CFRP pour la poutre renforcée à la flexion	110
Figure 4.15	Courbe charge-déformation du composite GFRP pour la poutre renforcée à l'effort tranchant	111
Figure 4.16	Comparaison gain en déformations d'aciers des procédés de Renforcement	112
Figure 4.17	Points d'intégration dans l'élément en béton (Solid)	113
Figure 4.18	Signe de fissure	113
Figure 4.19	Schéma statique de chargement.	114
Figure 4.20	Différents mode de renforcement.	115
Figure 4.21	Comparaison des courbes force-flèche à mi-travée	116
Figure 4.22	Courbes charge-flèche à mi-travée pour les poutres de référence	119
Figure 4.23	Courbes charge-flèche à mi-travée de la poutre RA1	120
Figure 4.24	Courbes charge-flèche à mi-travée de la poutre RA2	120
Figure 4.25	Comparaison des courbes charge-flèche à mi-travée pour les trois modèles.	121
Figure 4.26	Courbes charge-déformation du béton des poutres de référence.	122
Figure 4.27	Courbes charge-déformation du béton de la poutre RA1	122
Figure 4.28	Courbes charge-déformation du béton de la poutre RA2	122
Figure 4.29	Courbes charge-déformation d'acier des poutres de références.	123
Figure 4.30	Courbes charge-déformation d'acier de la poutre RA1	123

Figure 4.31	Courbes charge-déformation d'acier de la poutre RA2	124
Figure 4.32	Développement de la force de traction dans l'acier pour les modèles d'élément finis.	125
Figure 4.33	Variation de la force de traction dans l'acier pour la poutre en béton armé.	125
Figure 4.34	Montage de la poutre F01 et F11.	126
Figure 4.35	Montage de la poutre renforcée par une plaque de CFRP (S6-PRE3).	126
Figure 4.36	Modélisation numérique de la poutre F01.	127
Figure 4.37	Modélisation numérique de la poutre F11.	127
Figure 4.38	Modélisation numérique de la poutre S6-PRE3.	127
Figure 4.39	Comparaison des courbes pour la poutre en béton armé non renforcée (F01).	129
Figure 4.40	Comparaison des courbes pour la poutre en béton armé renforcée par une plaque d'acier (F11).	130
Figure 4.41	Comparaison des courbes pour la poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP (S6-PRE3).	131
Figure 4.42	Comparaison des courbes charge-flèche à mi-travée des poutres de références.	132
Figure 4.43	Comparaison des courbes charge-flèche à mi-travée des poutres renforcées a l'effort tranchant.	132
Tableau 1.1	Répartition des réalisations des logements selon des périodes	19
Tableau 1.2	Répartition d'ouvrages d'art par wilaya	20
Tableau 1.3	Répartition des ponts selon l'âge	21
Tableau 1.4	Principales caractéristiques mécaniques des fibres de base	32
Tableau 1.5	Principales caractéristiques mécaniques des résines	33
Tableau 1.6	Propriétés mécaniques des tissus de FRP	44
Tableau 1.7	Propriétés mécaniques des adhésifs	44
Tableau 1.8	Résultats expérimentaux et notation des poutres examinés	46
Tableau 2.1	Propriétés des matériaux	60
Tableau 2.2	Validation du modèle numérique utilisé	62
Tableau 2.3	Renforcement des poutres d'essai	63
Tableau 2.4	Caractéristiques du béton	65
Tableau 2.5	Sommaire de propriétés du béton armé	68
Tableau 2.6	Sommaire des propriétés matérielles pour le composite de GFRP	69
Tableau 3.1	Processeurs disponibles dans le logiciel ANSYS 5.4	76

Tableau 3.2	Propriétés du béton	83
Tableau 3.3	Propriétés de l'acier du béton armé et les plaques en acier	84
Tableau 3.4	Propriétés du composites FRP	86
Tableau 3.5	Modèle de rupture pour l'interface	90
Tableau 3.6	Nombres des éléments utilisés pour un quart de la poutre	95
Tableau 4.1	Tableau représentatif des résultats charges-déplacements	104
Tableau 4.2	Influence du procédé de renforcement sur les déformations.	111
Tableau 4.3	Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.	115
Tableau 4.4	Récapitulation des différents résultats du renforcement.	116
Tableau 4.5	Récapitulation des résultats apportés par le renforcement sur les déformations.	117
Tableau 4.6	Valeurs à mi-travée des poutres de références.	118
Tableau 4.7	Valeurs à mi-travée de la poutre RA1.	118
Tableau 4.8	Valeurs à mi-travée de la poutre RA2.	118
Tableau 4.9	Topologie de la maille (poutre F01).	127
Tableau 4.10	Topologie de la maille (poutre F11).	128
Tableau 4.11	Topologie de la maille (poutre S6-PRE3).	128
Tableau 4.12	Valeurs limites à mi-travée des poutres.	128

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

A_s	: Section d'armatures.
C	: Cohésion.
E	: Module élastique (module de Young).
E_c	: Module élastique de béton.
E_s	: Module élastique de l'acier.
E_0	: Module d'élasticité initiale du béton.
F_c	: Charge totale.
F_m	: Charges agissant sur la matrice.
F_f	: Charges agissant sur les fibres.
G	: Module de cisaillement du béton.
G_a	: Module de cisaillement de la couche adhésif.
G_f	: Energie de rupture.
I	: Moment d'inertie.
K	: Modules volumiques tangents (module de glissement).
K_N	: Rigidité normale de l'interface.
K_s	: Rigidité tangentielle.
f_c'	: Résistance maximale du béton comprimé.
f_{cu}	: Résistance ultime du béton comprimé.
f_{ct}	: Résistance maximale du béton tendus.
f_y	: Limite élastique des aciers.
f_u	: Résistance ultime de l'acier.
f_t	: Résistance à la traction du béton.
α	: Dilatation thermique.
β_t	: Coefficient de transfert de cisaillement.
β	: Facteur de conservation de cisaillement.
Φ	: Angle de frottement interne.
γ	: Déformation tangentiel.

ν : Coefficient de poisson.
 ε : Déformation du béton.
 ε_{c2} : Déformation maximal du béton comprimé.
 ε_{cu} : Déformation ultime du béton comprimé.
 ε_{ct} : Déformation maximale du béton tendus.
 ε_{ctu} : Déformation ultime du béton tendus.
 ε_y : Déformation élastique de l'acier.
 ε_u : Déformation ultime de l'acier.
 ε_f : Déformation des fibres.
 ε_0 : Déformation maximale de la compression du béton.
 ε_u : Déformation ultime de la compression du béton.
 ε_t : Déformation à la traction.
 ρ : Masse volumique.
 σ_f : Contrainte des fibres.
 σ_c : Contrainte de composites.
 σ_m : Contrainte de la matrice.
 σ_c : Contrainte du béton.
 σ_0 : Contrainte maximale de la compression du béton.
 τ : Contrainte tangentielle.

BAEL : Béton armé aux états limites.
BHP : Béton haute performance.
CFRP : Carbon fiber reinforced plastic.
CFK : Fibres de carbone dans une matrice d'époxy.
DTP : Direction des travaux publics.
FRP : Fiber reinforced polymer.
GFRP : Glass fiber reinforced plastic.
Q.P.E : Quarter Point Elément.
RC : Reinforced concrete.
SFRP : Sprayed fiber-reinforced polymer.
T.F.C : Tissu de fibres de carbone.
UCAS : Unresin Carbon-fibre Assembly System.

TABLE DES MATIERES

RESUME	02
REMERCIEMENTS	05
TABLE DES MATIERES	06
Liste des illustrations, graphiques et tableaux	08
Liste des symboles et des abréviations	14
INTRODUCTION	16
1. SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE	18
1.1 Généralités	18
1.2 Pathologie des structures en béton armé	18
1.3 Techniques traditionnelles de réparation et renforcement	21
1.4 Renforcement et réparation par matériaux composites	25
1.5 Conclusion	58
2. ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES POUTRES RENFORCÉES PAR DES COMPOSITES	59
2.1 Introduction	59
2.2 Modèles pour les poutres avec tôles collées	59
2.3 Modèles pour les poutres avec tissus d'aramide	62
2.4 Modèles pour les poutres avec le matériau composite GFRP	67
2.5 Modèles pour les poutres avec le matériau composite CFRP	70
2.6 Conclusion	73
3. MODÉLISATION DES POUTRES EN BÉTON ARMÉ RENFORCÉES PAR MATERIAUX COMPOSITES PAR LE BIAIS DU LOGICIEL ANSYS	74
3.1 Introduction	74
3.2 Présentation du logiciel ANSYS 5.4	74
3.3 Modélisation par le logiciel ANSYS 5.4	76
3.4 Conclusion	99
4. ÉTUDES NUMÉRIQUES DE POUTRES EXPÉRIMENTALES ET DISCUSSIONS	100
4.1 Introduction	100
4.2 Diagrammes charge-déplacement	101

4.3 Déformations du béton en compression	105
4.4 Déformations des aciers	107
4.5 Déformations des composites FRP	110
4.6 Effet du procédé de renforcement sur les déformations	111
4.7 Développement des modèles de fissure	113
4.8 Etude comparative avec d'autres recherches	114
4.9 Conclusion	133
CONCLUSIONS	134
REFERENCES	137

INTRODUCTION

Les structures en béton armé sont soumises à des conditions environnementales agressives (pluie, gel, embruns marins...) ou à des surcharges pour lesquelles elles n'avaient pas été conçues. Ceci peut entraîner la détérioration des ouvrages principalement par fissuration du béton et par corrosion des armatures. Par conséquent, il est indispensable de réparer et/ou renforcer ces ouvrages. C'est ainsi que des méthodes de réparation et de renforcement d'ouvrages en béton armé prennent de plus en plus d'importance dans la construction, et plusieurs techniques sont utilisées dans les bâtiments et les ponts.

C'est au début des années soixante qu'est apparu en Afrique du sud le premier cas d'ouvrages renforcés par collage de tôles au acier afin de remplacer des aciers accidentellement omis. Ceci avait été rendu possible grâce à l'apparition d'une nouvelle génération de colle fabriquée à base de résine époxy [1]. En France, cette technique a particulièrement été étudiée par l'HERMITE et BRESSON, afin d'assurer la réparation et le renforcement de structures en béton armé présentant des insuffisances à la flexion et aux sollicitations tangentes. Toutefois, cette technique présente quelques désavantages liés à l'acier. En effet, le poids propre de ce matériau est important et il présente une certaine vulnérabilité à la corrosion et aux agressions chimiques. C'est pourquoi, dans de nombreux pays, les recherches se sont orientées vers des matériaux composites pour lesquels le problème de la corrosion ne se pose pas et qui permettent de renforcer des portées de longueurs considérables.

Plusieurs ponts et ouvrages ont été réparés et/ou renforcés par matériaux composites au Canada, Etats-Unis, Japon et en Europe. En Algérie, cette technique a montré son efficacité dans le domaine des ouvrages d'art depuis plus de dix ans puisqu'un nombre important d'ouvrages d'art a été renforcé par des matériaux composites comme le pont sur

oued Bill Braguettz à Constantine, le pont blanc d'El Harrach, le pont d'Ighezer Amokrane à Béjaia, et le pont sur oued oumazer à Tipaza [34].

Cependant, le calcul analytique ou par modélisation en éléments finis des éléments des structures renforcées permettant à l'ingénieur d'apprécier l'efficacité de cette technique ne sont pas toujours disponibles. D'une part, cette analyse peut constituer un outil sophistiqué pour la prévision du comportement des éléments des structures renforcées. D'autre part, elle permet d'enrichir les résultats issus des études expérimentales en donnant accès à des endroits difficilement mesurables. Actuellement, des logiciels de calcul extrêmement puissants, tels ANSYS, ADINA, ABAQUS et bien d'autres, nous permettent de modéliser le comportement de structures complexes sont disponibles.

Le présent travail se propose d'étudier le comportement à la fissuration des poutres en béton armé, renforcées et/ou réparées après endommagement, par collage de matériaux composites sous la flexion quatre points. A cet effet, la méthode des éléments finis sera utilisée, avec le logiciel **ANSYS** (version 5.4) qui permet de prendre en compte le comportement non linéaire des différents matériaux.

Après une introduction générale, le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur les cas pathologiques des structures en béton armé et les méthodes de réparation et renforcement ainsi que quelques travaux antérieurs. Le second chapitre présente une synthèse sur la modélisation numérique par la méthode des éléments finis et les différents modèles étudiés. Nous présentons dans le troisième chapitre le modèle adopté et des applications sur des exemples simples, basés sur le logiciel **ANSYS** pour simuler le comportement non linéaire d'une poutre en béton armé renforcée par matériaux composites soumise à la flexion quatre points jusqu'à la rupture. L'analyse et discussion des résultats numériques obtenus sont traitées dans le quatrième chapitre. Nous terminerons notre mémoire par une conclusion générale et quelques recommandations pour futurs travaux.

CHAPITRE 1

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Généralité

L'étude du comportement pathologique des ouvrages d'art et des bâtiments en béton armé, met en évidence des phénomènes de dégradation des matériaux (vieillessement, corrosion...), des erreurs de conception ou de mise en œuvre et des désordres induits par des sollicitations à caractère accidentel (choc, séismes). Vis-à-vis des différentes causes de désordre, le renforcement et/ou réparation externe des ouvrages en béton armé par collage de composites semble une alternative possible pour améliorer la rigidité et augmenter la résistance des constructions existantes [2].

Dans ce chapitre, une revue bibliographique sur l'utilisation et la performance des matériaux composites dans la réparation et le renforcement des structures en béton armé sera présentée.

1.2 Pathologie des Structures en Béton Armé

1.2.1 Introduction

Les ouvrages en béton subissent, au cours de leur vie de service, des modifications structurelles importantes selon leur importance, leur exploitation et leur position environnementale (zone humide, saline, sismique, etc....). Ces modifications sont principalement, le vieillissement des matériaux, la corrosion des aciers, des chocs, etc. Dans la plupart des cas, ces modifications sont néfastes à la stabilité des ouvrages, ce qui amène les maîtres d'ouvrages à prévoir de nombreux renforcements et réparations [3].

1.2.2 Cas des Bâtiments

Les études statistiques sur le parc algérien d'ouvrages d'habitation en béton armé et sur les cas pathologiques des bâtiments ont montré le nombre très important des structures en béton armé qui doivent être rénovées, ou renforcées.

Le rapport du CTC sur le parc national du bâtiment établi en 2003, a permis de constater des défaillances très importantes dans les villes suivantes : Annaba, Constantine, Oran, et Alger, en particulier à Sidi-Mhamed et la casbah où 170 immeubles sont déclarés en état de ruine. Le rapport de l'office national des statistiques (ONS) montre aussi la vétusté du parc de logements en Algérie (tableaux 1.1).

Tableau 1.1 : Répartition des réalisations des logements selon des périodes [4].

Période	Avant 1945	Entre 1945- 1954	Entre 1954- 1962	Entre 1962- 1977	Entre 1977- 1987	Entre 1987- 1998	Entre 1999- 2003
Nombre de logements	850000	950000	148000	342600	708400	2025977	768354
Taux (%)	14.67	16.40	2.55	5.91	12.23	34.97	13.26

Le tableau 1.1 montre bien que le nombre le plus élevé (34.97 % du total) sont des constructions réalisées entre les années 1987 et 1998, et que le nombre de ceux réalisées avant 1954 (c.à.d ont plus de 50 ans d'âge) est d'environ 30%. Ces statistiques montrent le nombre élevé des constructions qui doivent être réhabilités ou réparées en raison du vieillissement. Les matériaux composites grâce à leurs bonnes caractéristiques mécaniques et leur faible poids propre, peuvent contribuer au renforcement et confortement de ces bâtiments.

1.2.3 Cas des Ponts

Les ponts en béton armé constituent une partie importante du patrimoine d'ouvrages d'art en Algérie. Le parc algérien d'ouvrage d'art est composé de 3352 ponts routiers répartis sur le territoire national selon le tableau 1.2 ci-après [5].

Tableaux 1.2 : Répartition d'ouvrages d'art par wilaya [5]

Wilaya	Nombres	Taux (%)	Wilaya	Nombres	Taux (%)
ADRAR	3	0.09	CONSTANTINE	108	3.22
CHLEF	97	2.89	MEDEA	84	2.51
LAGHOUT	24	0.72	MOSTAGANEM	57	1.7
O.E.BOUAGHI	69	2.06	M'SILA	231	6.89
BATNA	169	5.04	MASCARA	113	3.37
BEJAIA	106	3.16	OUARGLA	1	0.03
BISKRA	101	3.01	ORAN	34	1.01
BECHAR	22	0.66	EL BAYADH	20	0.6
BLIDA	70	2.09	ILLIZI	0	0
BOUIRA	103	3.07	B.B.ARRERIDJ	61	1.82
TAMARASSET	1	0.03	BOUMERDES	101	3.01
TEBESSA	54	1.61	EL TARF	38	1.13
TLEMCEN	99	2.95	TINDOUF	1	0.03
TIARET	52	1.55	TISSEMSIL	46	1.37
TIZI OUZOU	110	3.28	EL OUED	6	0.18
ALGER	214	6.38	KHENCHELA	20	0.60
DJELFA	126	3.76	SOUK AHRAS	33	0.98
JIJEL	60	1.79	TIPAZA	51	1.52
SETIF	223	6.65	MILA	52	1.55
SAIDA	46	1.37	AIN DEFLA	116	3.46
SKIKDA	94	2.8	NAAMA	6	0.18
SIDI BEL ABESS	63	1.88	A.TEMOUCHENT	58	1.73
ANNABA	51	1.52	GHARDAIA	0	0
GUELMA	91	2.71	RELIZANE	67	2.00

La majorité de nos ponts se trouvent dans les zones sismiques II et III, et par conséquent une surveillance continue et un entretien régulier sont indispensables. Le tableau 1.3 présente la répartition des ponts selon l'âge.

Tableau 1.3 : Répartition des ponts selon l'âge [5]

Année	Nombre de ponts
1836 à 1950	318
1950 à 1962	206
1962 à 1980	318
1980 à 1996	708

On constate que plus de 50% de nos ponts ont un âge dépassent 50 années et par conséquent, nécessitant un renforcement pour résister aux charges et surcharges élevées actuelles.

1.3 Techniques traditionnels de réparation et renforcement

1.3.1 Introduction

Des solutions de réparation graduelles peuvent être envisagées, des réparations non structurales sont mises en œuvre lorsque les désordres sont peu importants et dans le cas de désordres affectant la stabilité de l'ouvrage, des techniques de réparation plus lourdes doivent être envisagées. Les réparations et/ou renforcements structuraux des ouvrages en béton armé peuvent être effectués soit par ajout de forces (cas de la précontrainte additionnelle), soit par ajout de matière (béton projeté et plats métalliques collés). La technique du collage acier-béton s'est développée au début des années 1960 suite à l'apparition sur le marché de colles, en particulier des résines époxy possédant des caractéristiques d'adhésion élevées, susceptibles de reprendre des efforts non négligeables. En France, cette technique a été particulièrement étudiée par l'HERMITE et BRESSON et est fréquemment utilisée. Elle connaît néanmoins quelques limites, en grande partie dues à la corrosion de l'acier et au poids des plaques mises en œuvre, ce qui nécessite un étaieement lors de la mise en œuvre. Insensibles à la corrosion et plus légers, les matériaux composites ou FRP (fiber reinforced polymer) constituent une alternative à l'acier [6].

1.3.2 Béton projeté

La technique de béton projeté, malgré son ancienneté, reste la technique, la plus utilisée dans la réparation et le renforcement des ouvrages de construction. Les différents désordres rencontrés dans les ouvrages en béton justifiant un traitement par béton projeté sont essentiellement les suivants [7] :

- Décollement d'enduits

L'utilisation du béton projeté est réservée, dans ce type de désordres, au cas où il est nécessaire d'obtenir une bonne adhérence ou lorsque les surfaces à traiter sont importantes. La réfection consiste à remplacer l'enduit par une couche de mortier ou de micro-béton projeté de 2 cm d'épaisseur au minimum.

- Dégradation des aciers

La dégradation des aciers, par corrosion ou pour toute autre cause, peut entraîner des éclatements du béton plus ou moins prononcés, dus à l'expansion de la rouille, puis la réduction de la section des aciers. Les travaux à envisager généralement sont les suivants :

- Enlèvement du béton dégradé ;
- Renforcement si nécessaire ou, le cas échéant, remplacement des armatures attaquées ou détruites ;
- Projection d'une couche protectrice de béton, d'épaisseur suffisante pour empêcher le renouvellement des désordres.

- Dégradation du béton

Lorsque la dégradation est superficielle, la réparation consiste à appliquer une couche adhérente de béton projeté d'épaisseur suffisante.

Dans le cas où le béton est altéré sur une grande épaisseur et s'il s'avère que la stabilité est en cause, le béton projeté peut être utilisé en tant que béton de structure participant à la reprise des efforts. Un doublage ou un ceinturage de l'élément à réparer peut également être envisagé.

Il existe deux techniques principales de projection du béton, dont la différence principale réside dans la chronologie des opérations élémentaires :

- la projection par voie sèche ;
- la projection par voie humide ou mouillée.

1.3.3 Ajout de forces ou de déformations

Afin d'augmenter la capacité portante ou prolonger la durée d'exploitation d'un ouvrage existant, on applique des efforts d'une intensité connue et suivant des directions définies par le biais de câbles précontraints, qu'on appelle précontrainte additionnelle.

Cette précontrainte, qui en général extérieure, permet de renforcer la structure. Son application suppose un traitement préalable des fissures par injection car elle ne peut, à elle seule, refermer les fissures [7]. Parmi ces applications, on distingue :

a) Renforcement des ouvrages en flexion

On applique ce renforcement en particulier dans les tabliers de ponts, qui visent à augmenter leur résistance à la flexion. Le tracé des câbles précontraints additionnels peut être rectiligne ou polygonal. On peut soit renforcer et/ou réparer les éléments porteurs (poutres, dalles, caissons, etc.) ou les éléments secondaires (entretoises, éléments de tablier) [7]. La figure 1.1 résume quelques cas de renforcement des éléments en flexion dans le cas des éléments en précontraint.

b) Renforcement des ouvrages vis à vis de l'effort tranchant

Lorsque le problème majeur, dans une structure en béton précontraint, est celui de l'effort tranchant, et si l'inclinaison de câbles de précontrainte additionnelle n'est pas possible, on recourt à l'emploi d'étriers actifs, généralement verticaux et constitués de fils, de barres ou de mono torons (figure 1.2).

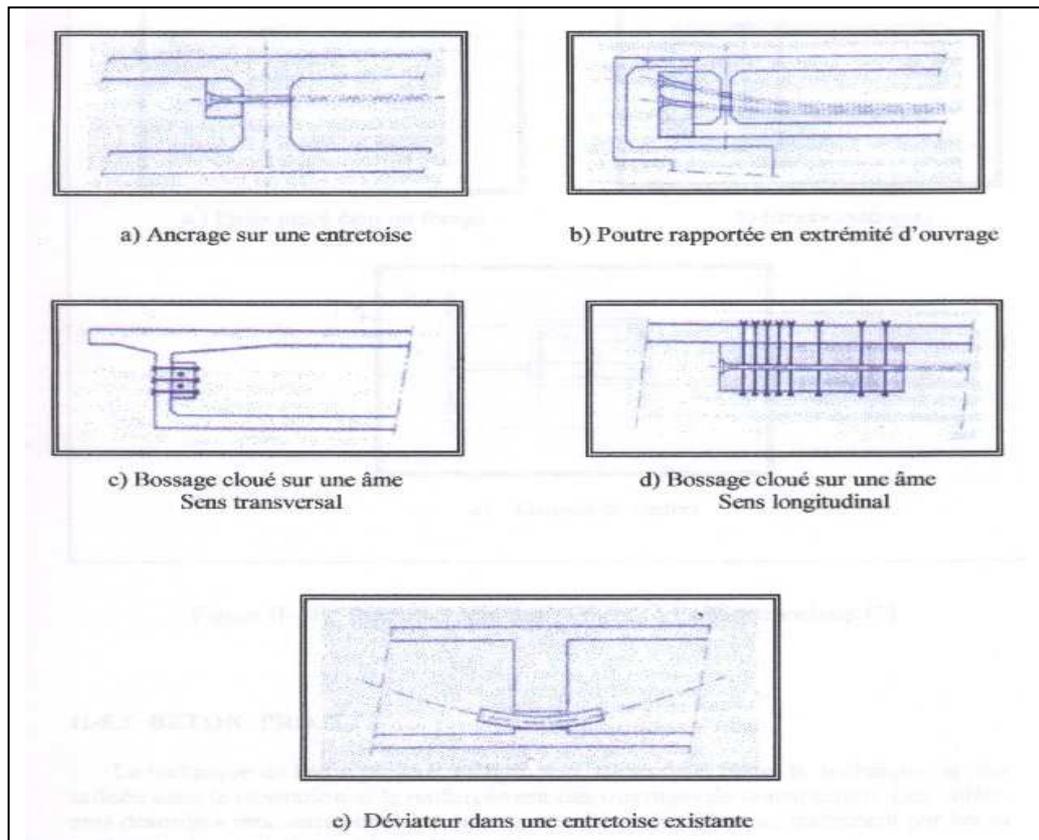


Figure 1.1 : Renforcement des éléments en flexion [7].

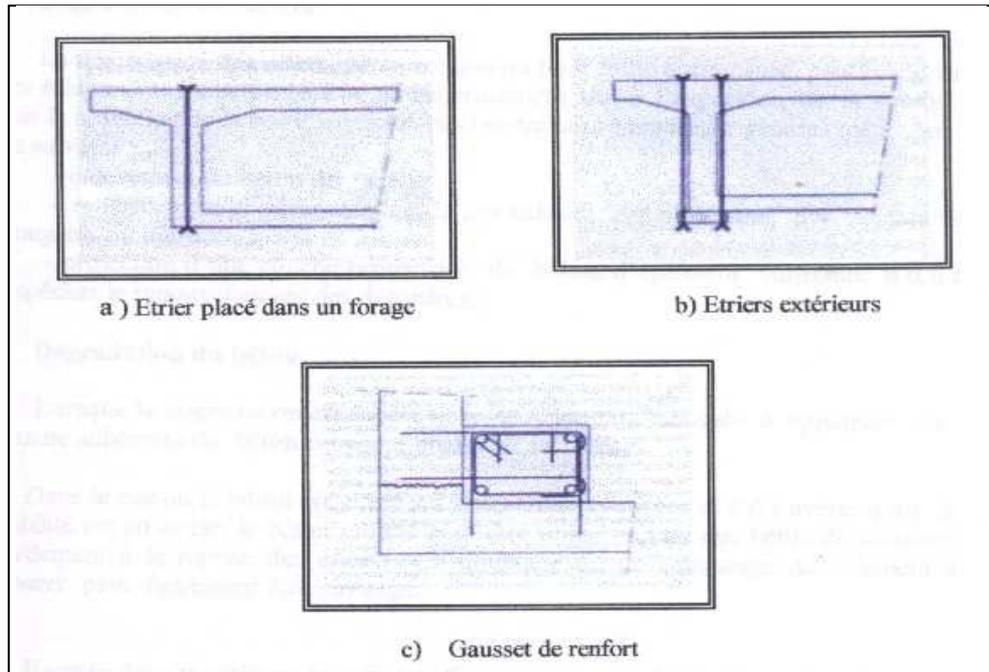


Figure 1.2 : Renforcement des éléments à l'effort tranchant [7].

1.3.4 Collage de tôles d'acier

Le béton plaqué est une technique qui consiste à coller sur des éléments en béton armé, en béton précontraint ou même en métal, des plaques métalliques dans le but de renforcer ou de restaurer des éléments de structures qui peuvent être des poteaux, des poutres ou des planchers. Les recommandations du STRRES, préconisent l'emploi de plaques ou tôles de 3 mm d'épaisseur. Des plaques d'épaisseur inférieure à 3 mm seraient plus sensibles à la corrosion et des tôles plus épaisses seraient difficiles à plaquer sur la surface du béton, compte tenu des irrégularités de surface [1].

Il est possible de superposer plusieurs tôles de 3 mm sans dépasser trois épaisseurs de plaque (Fig.1.3).

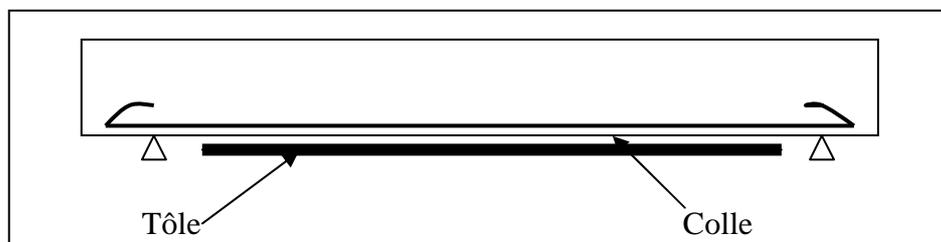


Figure 1.3 : Principe de la technique des plats collés (technique de l'HERMITE) [1]

Ce procédé est aujourd'hui une technique maîtrisée et parfaitement au point. Sa simplicité la rend attractive. De plus, les dimensions de la structure réparée sont très peu modifiées. D'un point de vue technique, il est à souligner que la distribution globale des contraintes dans le système varie peu à condition que le dimensionnement de la plaque rende possible une rupture de type ductile en flexion.

Un des grands avantages de ce procédé de réparation est la possibilité de renforcer la structure sans interrompre l'exploitation de l'ouvrage. Toutefois, cette technique connaît quelques limites. Le premier problème rencontré est celui de la corrosion de l'acier qui rend nécessaire la protection des surfaces (peinture anti-corrosion) ainsi que son entretien. Cette corrosion est dangereuse, en particulier si elle se produit à l'interface plaque-colle, car elle risque de provoquer un décollement de la tôle. En outre, la manipulation des plaques sur chantier peut être rendue difficile et coûteuse si la structure à renforcer est localisée dans un espace confiné (restriction imposée par les dispositifs de levage).

A toutes ces difficultés s'ajoutent la préparation des surfaces des tôles pour le collage et la nécessité d'appliquer une pression de contact non négligeable et bien répartie sur toute la surface de celles-ci, afin d'éviter la présence de bulles d'air dans l'épaisseur de la colle, ce qui exige des moyens importants. Enfin, les longueurs de tôles sont limitées à 5 m et il est nécessaire de réaliser un joint entre deux plaques consécutives pour des portées plus grandes.

1.4 Renforcement et réparation par matériaux composites

1.4.1 Introduction

La technique de renforcement ou de réparation des structures en béton armé par collage de matériaux composites, permet d'augmenter considérablement la résistance des structures présentant des défaillances, et principalement celles présentant des insuffisances à la flexion et à la rupture par cisaillement.

Les matériaux composites présentent de nombreux avantages liés à :

- un bon comportement à la fatigue et des propriétés mécaniques élevées ;
- leur légèreté, ce qui se traduit par une plus grande facilité dans la mise en place ;

- une bonne résistance à la corrosion et aux produits chimiques tels que les graisses, les peintures, les solvants et le pétrole.

L'inconvénient majeur que présentent ces matériaux est leur coût de fabrication encore élevé comparé à celui de l'acier. Cependant, une partie de cette contrainte économique peut être équilibrée par une réduction du coût de mise en place et de maintenance.

Il existe un grand nombre de fibres, naturelles et synthétiques. Dans la pratique de la construction, ce sont surtout trois types de fibres qui se sont imposées : les fibres de verre, de carbone ou d'aramide. Le choix entre les différentes fibres dépend de leurs caractéristiques intrinsèques ainsi que des aspects économiques. Il est aussi nécessaire, pour chaque utilisation, de définir sous quelle forme, lamelle ou tissu, la fibre sera mise en œuvre.

Dans cette partie, on présente les différents matériaux composites et une synthèse bibliographique sur le comportement des éléments structuraux renforcés par ces matériaux.

1.4.2 Définition d'un matériau composite

On appelle matériau composite, tout matériau constitué de l'assemblage de deux ou plusieurs matériaux de natures différentes complétant et permettant d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément [8].

Un matériau composite consiste dans le cas le plus général d'une ou plusieurs phases discontinues réparties dans une phase continue. La phase discontinue est habituellement plus dure avec des propriétés mécaniques supérieures à celles de la phase continue. La phase continue est appelée la matrice. La phase discontinue est appelée le renfort ou matériaux renforçant, la matrice elle-même composée d'une résine (polyester, époxyde, etc) et de charges dont le but est d'améliorer les caractéristiques de la résine tout en diminuant le coût de production. Du point de vue mécanique, l'ensemble résine-charges se comporte comme un matériau homogène, et le composite est considéré comme constitué d'une matrice et d'un renfort (Fig.1.4).

Le renfort apporte au matériau composite ses performances mécaniques élevées, alors que la matrice a pour rôle de transmettre aux fibres les sollicitations mécaniques extérieures et de protéger les fibres vis-à-vis des agressions extérieures.

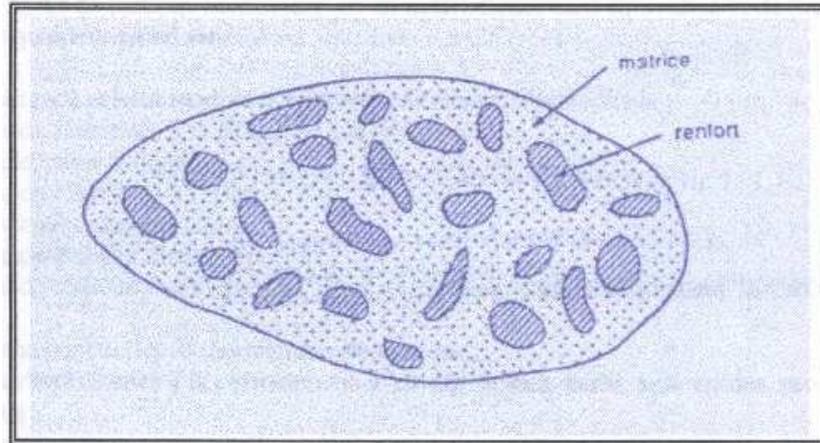


Figure 1.4 : Matériau composite [8].

Parmi les matériaux composites de renforcement ou de réparation, on peut citer :

- lamelle de fibres de carbone.
- lamelle de fibres de verre.
- tissu de fibres de verre.
- tissu de fibres de carbone appelé T.F.C.
- composite de résidus plastiques.

1.4.3 Classification des matériaux composites

Les composites peuvent être classés suivant la forme des composants ou suivant la nature des composants :

i) Classification suivant la forme des constituants

En fonction de la forme des constituants, les composites sont classés en deux grandes classes : les matériaux composites à particules et les matériaux composites à fibres [8].

a) Composites à fibres

Un matériau composite est un composite à fibres si le renfort se trouve sous forme de fibres. Les fibres utilisées se présentent soit sous forme de fibres continues, soit sous forme de fibres discontinues : fibres coupées, fibres courtes, etc. L'arrangement des fibres

et leur orientation permettent de moduler à la carte les propriétés mécaniques des matériaux composites, pour obtenir des matériaux allant de matériaux fortement anisotropes à des matériaux isotropes dans un plan. Le concepteur possède donc là un type de matériaux dont il peut modifier et moduler à volonté les comportements mécaniques et physiques en jouant sur la nature des constituants ; la proportion des constituants ; ou l'orientation des fibres.

b) Composites à particules

Un matériau composite est un composite à particules lorsque le renfort se trouve sous forme de particules. Une particule, par opposition aux fibres, ne possède pas de dimension privilégiée. Les particules sont généralement utilisées pour améliorer certaines propriétés des matériaux ou des matrices, comme la rigidité, la tenue à la température, la résistance à l'abrasion et la diminution de retrait. Dans de nombreux cas, les particules sont simplement utilisées comme charges pour réduire le coût du matériau, sans en diminuer les caractéristiques.

ii) Classification suivant la nature des constituants

Selon la nature de la matrice, les matériaux composites sont classés comme composites à matrice organique, à matrice métallique ou à matrice minérale. Divers renforts sont associés à ces matrices. Seuls certains couples d'associations ont actuellement un usage industriel, d'autres faisant l'objet d'un développement dans les laboratoires de recherche. Parmi ces composites, nous pouvons citer :

- Les composites à matrice organique (résine, charges), avec des fibres minérales (verre, carbone, etc.); des fibres organiques (kevlar, polyamides, etc.); ou des fibres métalliques (bore, aluminium, etc.).
- Les composites à matrice métallique (alliages légers et ultra-légers d'aluminium, de magnésium, de titane), avec des fibres minérales (carbone, carbure de silicium (sic)); des fibres métalliques (bore); ou des fibres métallo minérales (bore revêtu de carbure de silicium (BorSiC)).

- Les composites à matrice minérale (céramique), avec des fibres métalliques (bore); des particules métalliques (cermets); ou des particules minérales (carbures, nitrures, etc.).

Les matériaux composites à matrice organique ne peuvent être utilisés que dans le domaine des températures ne dépassant pas 200 à 300°C, alors que les matériaux composites à matrices métallique ou minérale sont utilisés jusqu'à 600°C pour une matrice métallique et jusqu'à 1000°C pour une matrice minérale [8].

1.4.4 Rôle de l'orientation et de la concentration des fibres

La disposition des fibres les unes par rapport aux autres dans la matrice influe grandement sur les propriétés finales du composite, et notamment sur sa résistance. L'orientation, la concentration et la répartition des fibres sont donc importantes. L'orientation des fibres présente l'un des deux arrangements suivants :

1) une orientation selon une même direction,

2) une orientation aléatoire. Habituellement, les fibres continues sont alignées (Fig. 1.5a). Les fibres discontinues peuvent être alignées (Fig.1.5b), orientées aléatoirement ou partiellement alignées (Fig.1.5c). La répartition uniforme des fibres dans la matrice donne des composites aux propriétés optimales.

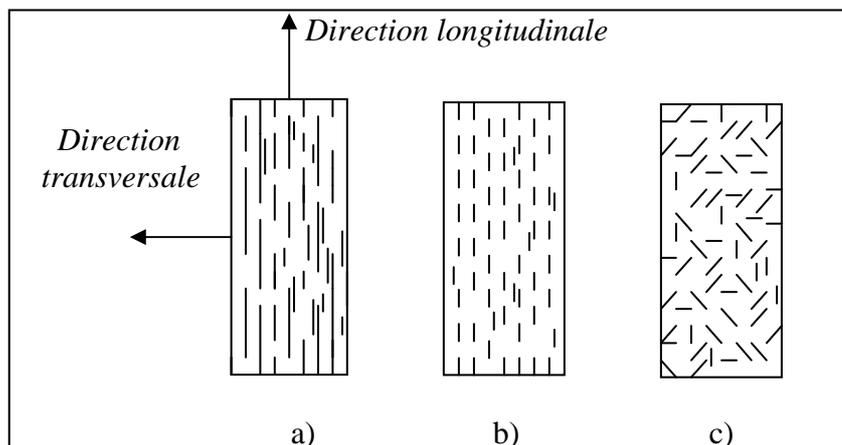


Figure 1.5 : Représentation schématique de divers arrangements dans un composite renforcé par des fibres [9].

i) Composites à fibres continues et alignées

a) Comportement en traction charge longitudinale

Plusieurs facteurs déterminent le comportement mécanique des composites à fibres continues et alignées. Le mode de réaction de ces matériaux à une contrainte qui les déforme dépend notamment du comportement et de la fraction volumique de chacune de leurs phases (matrice et fibres). Il dépend aussi de la direction d'application de la contrainte. En outre, les composites à fibres alignées sont hautement anisotropes, ce qui signifie que leurs propriétés varient en fonction de la direction selon laquelle on les mesure.

b) Comportement élastiques-charge longitudinal

Le comportement élastique d'un composite à fibres continues et alignées soumis à une charge est orientée dans le sens des fibres. Supposons que les fibres adhèrent fortement à la matrice et que les fibres et la matrice se déforment identiquement (iso déformation). Dans ces conditions, la charge totale F_c supportée par le composite est égale à la somme des charges agissant sur la matrice et sur les fibres. Donc, $F_c = F_m + F_f$

c) Comportement élastique-charge transversal

La charge appliquée à un composite à fibres continues et alignées peut être transversale, ce qui signifie qu'elle s'exerce perpendiculairement à la direction de l'alignement des fibres. Dans ce cas, la contrainte σ est identique pour le composites, la matrice et les fibres, soit $\sigma_c = \sigma_m = \sigma_f = \sigma$.

ii) Composites à fibres discontinues et alignées

Même si les fibres discontinues procurent un renfort inférieur à celui des fibres continues, l'importance commerciale des composites à fibres discontinues et alignées ne cesse de croître. On utilise de plus en plus les fibres de verre, de carbone et des fibres d'aramide courtes. On produit même des composites à fibres courtes dont le module d'élasticité est presque égale à celui de leurs homologues à fibres longues et dont la résistance à la traction équivaut à environ la moitié de celle des meilleurs composites à fibres longues [9].

iii) Composites à fibres discontinues et orientées aléatoirement

On fabrique habituellement les matériaux composites à fibres discontinues et orientées aléatoirement à l'aide de fibres courtes pour les matériaux destinés à subir des contraintes pluridimensionnelles dans la matrice. L'efficacité de renforcement résultant correspond à un cinquième seulement de celui qu'on obtient avec des fibres continues et alignées, mais ces matériaux sont isotrope.

Pour fabriquer un matériau composite, on choisit l'orientation et la longueur des fibres en fonction de la nature et de l'intensité des contraintes à supporter et des coûts de fabrication. Les cadences de production des composites à fibres courtes, alignées ou orientées aléatoirement sont rapides et on peut fabriquer des objets de formes complexes, ce qui est impossible avec les fibres continues. En outre, le coût de production est nettement plus bas que celui des composites à fibres continues et alignées. Les matériaux composites à fibres courtes se fabriquent en moulage par compression, injection ou extrusion [9].

iv) Composites stratifiées

On peut superposer des couches de composites unidirectionnelles et les coller les unes aux autres selon plusieurs orientations pour produire un matériau stratifié capable de supporter des contraintes pluridirectionnelles dans le plan.

1.4.5 Développements de la technique collage de matériaux composites

La technique de renforcement ou de réparation des structures en béton par collage de matériaux à haute résistance par rapport au béton a été appliquée pour la première fois par l'HERMITE et BRESSON (l'HERMITE et al, 1967) dans les années 60. Depuis, cette technique a fait l'objet de nombreux thèmes de recherche dans différents pays, elle est apparue comme efficace et fiable et permet d'augmenter considérablement la résistance des structures (donc leur durée de vie en service et leur capacité portante) [3].

Les caractéristiques mécaniques finales de matériaux composites dépendant de celles des fibres. Les matériaux traditionnels tels l'acier, les alliages d'aluminium, le bois, le verre ont des modules spécifiques comparables. Par contre, la contrainte spécifique du verre est nettement supérieure à celle de l'acier et des alliages d'aluminium. Le verre sous forme massive est caractérisé par une très grande fragilité, attribuée à une sensibilité élevée

à la fissuration. Par contre, élaboré sous forme de fibres de faibles diamètres (quelques dizaines de microns), le verre perd ce caractère et possède alors de bonnes caractéristiques mécaniques [8]. Les caractéristiques mécaniques des fibres aramides sont généralement plus faibles, présentent un faible module, une résistance à la fatigue limitée en milieu aqueux et une tenue thermique limitée.

Les fibres de carbone bénéficient de caractéristiques sans équivalent et des propriétés physiques très étendues [10] :

- Grande résistance et haut module d'élasticité en traction longitudinale,
- Grande résistance à la fatigue et à la déformation et faible masse volumique ;
- Grande résistance à l'usure et absorption des vibrations ;
- Grande stabilité dimensionnelle ;
- Grande résistance à la corrosion vis-à-vis des acides, des bases, des sels et des produits organiques ;

Le tableau 1.4 donne les principales caractéristiques mécaniques des fibres de base.

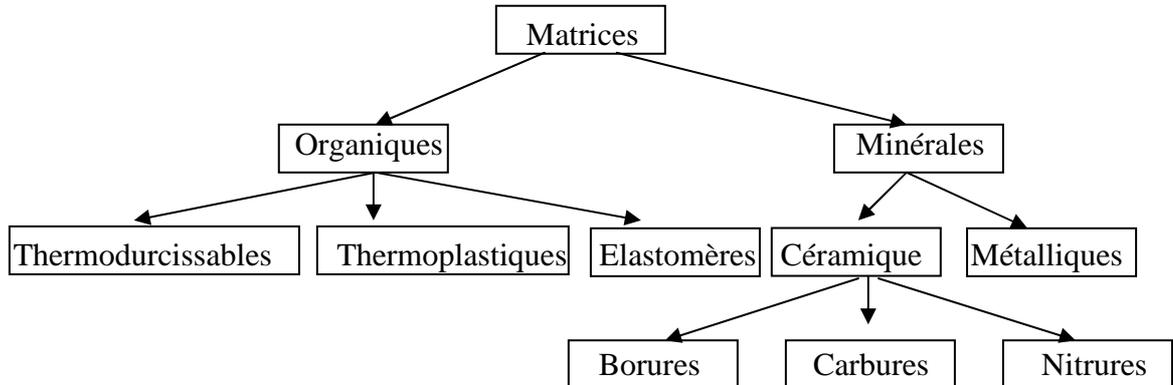
Tableau 1.4 : Principales caractéristiques mécaniques des fibres de base [35].

Fibre	Densité	f_t (MPa)	f_c (MPa)	Allong. à la rupture (%)	E (MPa)	Diamètre du filament élémentaire (mm)	Prix indicatif (euros/Kg)
Verre E	2.54	3400	1200	4.8	73000	3 – 30	1.83
Verre R	2.48	4400	1300	5.4	86000	3 – 30	7.62
Aramide Bas module	1.45	3100	500	2	70000	12	22.87
Aramide Haut module	1.45	3100	500	1	130000	12	30.50
Carbone haute ténacité	1.78	2800	1800	0.5	200000	8	45/152
Carbone haut module	1.8	2200	1300		400000	8	45/152
Bore	2.63	3500	3500	0.8	400000	100 - 200	450
Acier XC10	7.85	1000	/	/	210000	/	/
Aluminium	2.63	358	/	/	69800	/	1.52

La matrice lie les fibres du renfort entre eux et assure la répartition de la contrainte.

C'est l'emballage, elle assure également une protection chimique ou contre la corrosion.

On distingue différentes familles de matrice :



Les plus répandus actuellement sont les matériaux composites à matrice organique. L'emploi de composites à matrice minérale restant très limité.

Les matrices organiques sont obtenues à partir de polymères thermoplastiques (TP) ou thermodurcissables (TD). Pour la résine plastique, la mise en forme est assurée par un simple chauffage de la résine, puis le matériau prend sa forme voulue lors du refroidissement. Cette méthode est largement utilisée dans l'industrie automobile pour les grandes séries. Pour les résines thermodurcissables, la mise en forme est assurée avant la polymérisation, avant que le matériau devienne définitivement rigide. Le tableau 1.5 donne les principales caractéristiques mécaniques des résines.

Tableau 1.5 : Principales caractéristiques mécaniques des résines [35].

Résines	Nom	ρ (Kg/m ³)	E (MPa)	ν	R (MPa)	α ($\mu\text{m}/\text{m}^\circ\text{C}$)	Prix indicatif (euros/Kg)
TD	Polyester	1300	3800	0.37	88	100	2.30
	Vinylester	1200	3500	0.35	81	65	2.70
	Epoxyde	1220	5200	0.38	121	40	6.0
	Silicone	1550	1000	0.45	3	30	30
	Polymide	1217	3450	0.35	80	36	23
	Phénolique	1350	3000	0.36	70	80	1.5
	Polyamide	1130	1900	0.33	70	85	3.8
TP	Polycarbonate	1100	2300	0.33	60	70	4.5
	Polyester saturé	1310	2800	0.33	55	90	/
Métaux	Aluminium	2630	69000	0.33	358	23	2
	Acier XC10	7850	210000	0.29	1000	10	1.5
	Cuivre	8940	119000	0.30	350	17	1.7
	Magnésium	1660	42000	0.30	280	25	4.10

Les matériaux composites de FRP (fiber reinforced polymer) ont un certain nombre d'avantages une fois comparés aux matériaux de construction traditionnels tels que l'acier, le bois et le béton. Le FRP offre une résistance excellente à la corrosion aux agents environnementaux aussi bien que les avantages des rapports élevés de rigidité-poids et de force-poids une fois comparé aux matériaux de construction conventionnels. Cependant, le coût élevé apparent de FRP compare aux matériaux conventionnels a été un obstacle important. Mais, une comparaison directe de la base de prix unitaire peut ne pas être appropriée quand l'installation est incluse dans la comparaison des coûts, le FRP peut concurrencer les matériaux conventionnels. Le bas poids de FRP réduit des dépenses de transport et permet à une certaine préfabrication d'avoir lieu à l'usine.

1.4.6 Renforcement et réparation des poutres en flexion par les matériaux composites

Une étude a été entreprise à l'école d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg (Suisse) à la fin de l'an 2000 par l'utilisation des tissus d'aramide. Les performances de ce type de renforcement ont été très satisfaisantes, avec des augmentations significatives de la résistance et de la déformabilité des colonnes testées [11].

D'autres travaux ont utilisés le renforcement à l'aide d'un ou de deux lits de lamelles de carbone. Après préparation des supports béton et lamelles, et soigneusement enduit de colle les deux supports, les lamelles sont appliquées manuellement et pressées à l'aide d'un rouleau à pression afin d'évacuer l'excès de colle par les bords des lamelles (Fig.1.6).

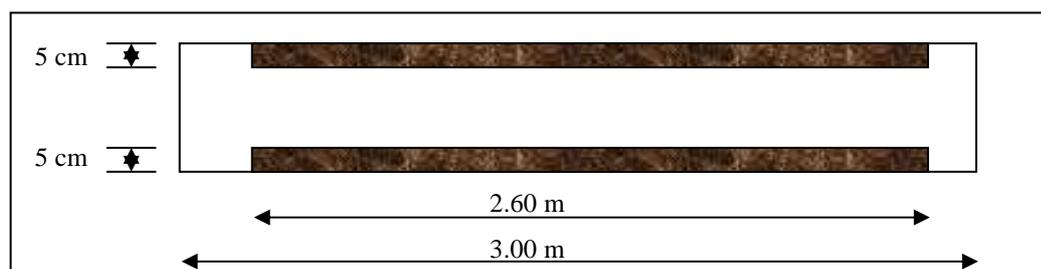


Figure 1.6 : Collage d'un lit de 2 lamelles [1].

Les poutres ont été testées en flexion quatre points.

La figure 1.7 montre les variations de la charge en fonction de la flèche pour la poutre de référence et la poutre renforcées par un lit et celle renforcées par deux lits.

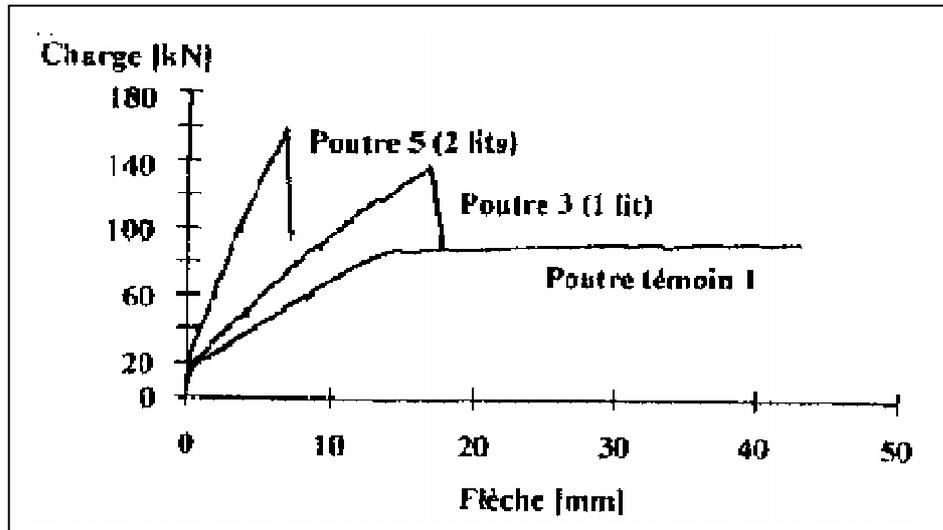


Figure1.7 : Charges-flèches : influence du nombre de lits de lamelle [1].

Les résultats des essais ont montré que de grandes différences de comportement apparaissent entre la poutre témoin et les poutres renforcées par 1 et 2 lits. Le palier plastique observé dans le cas de la poutre témoin est absent dans les poutres renforcées. De plus l'ajout d'un second lit de lamelles de carbone conduit à une élévation importante de la charge de rupture tandis que la flèche est fortement réduite [1].

H.K.LEE, L.R.HAUSMANN [12] ont étudiés des poutres en béton armé renforcées par du tissu renforcé pulvérisé de polymère (SFRP). Les résultats ont montré que le SFRP a sensiblement augmenté la capacité de charge, la ductilité et l'absorption d'énergie.

En 2002, ZHISHEN WU, JUN YIN [13] ont étudiés le comportement de la fissuration du béton et la rupture de l'interface de collage des poutres en béton renforcées à la flexion par FRP. Les figures (1.8) et (1.9) montrent les dimensions du spécimen et les modes de rupture observés : rupture de FRP, rupture de l'interface et délaminage de FRP.

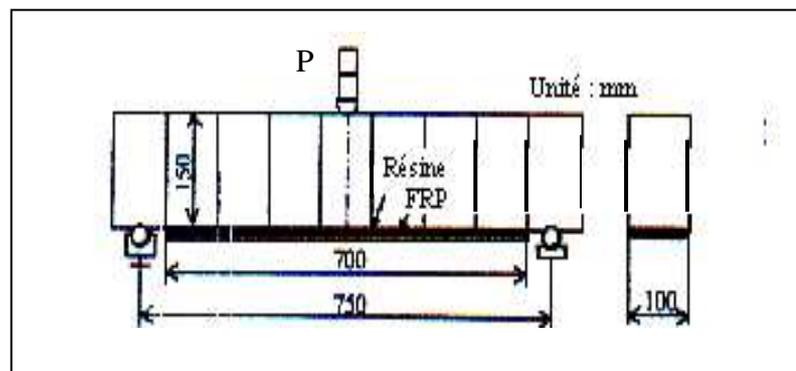


Figure 1.8 : Dimension du spécimen [13].

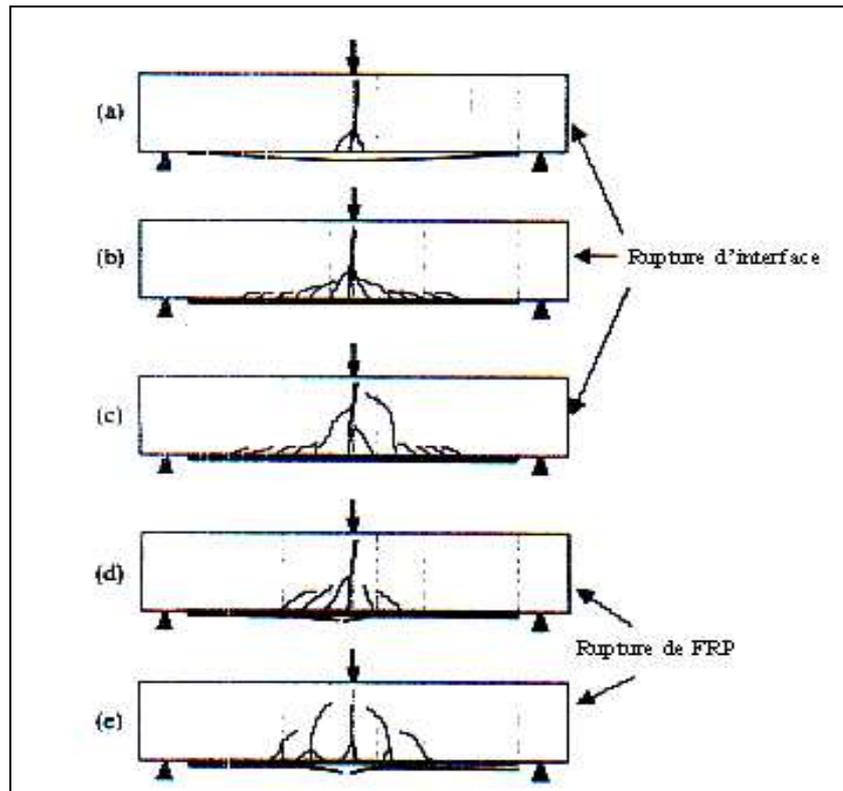


Figure 1.9 : Comportement de fissuration et modes de rupture [13].

Une autre étude expérimentale a été effectuée pour examiner le comportement en flexion des poutres en béton renforcées avec un nouveau système de fibre en carbone appelé le système unresin carbon-fibre assembly system (**UCAS**). Les résultats ont indiqué que les poutres en béton renforcé avec UCAS ont un meilleur comportement mécanique [14].

1.4.7 Renforcement et réparation des poutres à l'effort tranchant par les matériaux composites

Plusieurs études ont été menées sur le renforcement et la réparation des poutres en béton armé à l'effort tranchant, pour collage latéral de tissus en fibres de carbone (TFC). Dans une étude menée par C.DIAGANA et al [3], dix poutres en béton armé identiques ont été réalisées. Les deux premières sont des poutres de référence, elles ne sont pas renforcées, les huit autres poutres sont renforcées de différentes façons par collage de bandes de TFC. Les renforcements sont réalisés de telle sorte que la rupture par cisaillement soit prédominante.

Les poutres ont 1800 mm de portée et $130 \times 450 \text{ mm}^2$ de section. Elle sont armées par deux barres d'acier HA16 et deux barres HA14 dans la partie tendue et par deux barres

HA8 dans la partie comprimée de la poutre. Pour les aciers verticaux (cadres en acier), on a utilisé un acier doux lisse de diamètre 6 mm, ils sont espacés de 300 mm. Pour toutes les poutres renforcées, la largeur et l'épaisseur des bandes sont respectivement égales à 40 et 0.43 mm. L'orientation et l'espacement des bandes et le mode d'ancrages du TFC sur la poutre sont présentés sur la figure (1.10) :

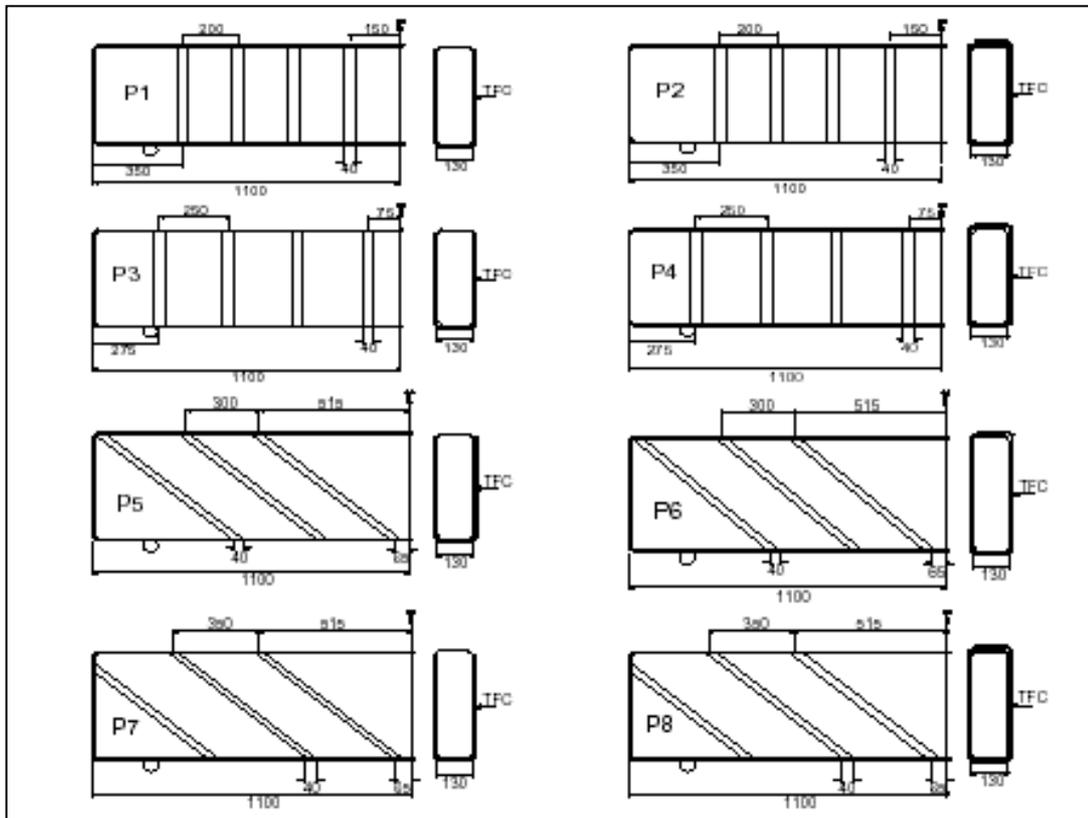


Figure 1.10 : Configuration des poutres renforcées [3]

Les poutres sont testées en flexion trois points sur un bâti avec un vérin d'une capacité maximale de 500 kN. La charge est appliquée au milieu de la poutre.

Les résultats des essais ont montré que par ce procédé on peut augmenter la charge de ruine des poutres. Les gains en charge par rapport à la poutre de référence varient entre 18% et 61% selon le mode de renforcement et l'orientation des bandes. Il a été constaté aussi que la contribution du TFC à la charge de rupture de la poutre varie avec l'espacement des bandes de TFC et le mode de renforcement. Les poutres renforcées par bandage présentent des charges de rupture plus élevées par rapport à celles renforcées par des bandes en forme de U. Ceci a été justifié par le fait que le renforcement par bandage exclut le problème d'ancrage. L'exclusion de ce problème fait que les bandes offrent le maximum de leur résistance à l'assemblage. Par contre, pour les poutres renforcées par des

bandes inclinées, le TFC contribue plus dans le cas du renforcement en U. Il a été constaté lors des essais pour les poutres renforcées par bandage inclinées une torsion des bandes de TFC au niveau des fissures diagonales ce qui a pu provoqué la rupture de celles-ci avant qu'elle n'atteignent leur résistance maximale de traction [3].

Dans le cas des poutres renforcées par des bandes en forme de U quel que soit l'orientation des celles-ci et leur espacement, il a été constaté que ce sont les bandes inclinées qui ont le plus contribué à la résistance au cisaillement de la poutre, contrairement au cas du renforcement par bandage où elles contribuent le moins. De plus deux modes de rupture de poutres ont été observés ; la rupture par arrachement du TFC lorsque les bandes sont en forme de U et la rupture du composite dans le cas du renforcement par bandage.

D'autres chercheurs [16 - 18], ont aussi constaté que l'ancrage est essentiel pour la capacité accrue de cisaillement quand des feuilles ou les bandes de FRP sont employées pour le renforcement de cisaillement.

Des essais réalisés par CHAJES et al [19] sur des poutres renforcées par des fibres en verre, d'aramide et de carbone ont montré l'importance de l'orientation des fibres de tissu dans la résistance au cisaillement. Pour les poutres examinées ici, une augmentation de la capacité finale de cisaillement de 60–150% a pu être montrée. L'effet de l'orientation des fibres sur la capacité portante et mode de rupture a été également adressée par NORRIS et al [20]. Quand les fibres de CFRP étaient placées perpendiculaire aux fissures dans une poutre en béton, une grande augmentation de rigidité, et de résistance a été observée et la rupture fragile s'est produite par rupture du béton en raison des concentrations d'effort aux extrémités de l'enveloppe de CFRP. Quand les fibres de CFRP ont été placées oblique aux fissures dans la poutre, on a observé une plus petite augmentation de résistance et de rigidité. Cependant, le mode de rupture associé à cette application était moins brutale et s'est produit après des signes tels que le cisaillement du CFRP.

CHAALLAL et al [21] ont aussi testé des poutres renforcées par des bandes continues de CFRP collées et ont montré une meilleure performance à la fissuration et au

cisaillement des poutres renforcées par bandes diagonales en comparaison à ceux renforcées par bandes latérales verticales.

1.4.8. Renforcement de dalles au moyen de lamelles collées

Le comportement de cinq dalles en béton armé, d'une portée de six mètres et renforcées au moyen de lamelles en acier ou en matériau composite à base de fibres de carbone dans une matrice d'époxy CFK (Fig.1.11) a été réalisé à l'Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg [24]. L'étude a mis en évidence que la valeur de 2000 MPa pour la résistance des lamelles, mentionnée dans plusieurs recommandations, doit être jugée comme trop optimiste. Le dimensionnement ne peut pas se limiter à la seule prise en compte de la résistance des lamelles, il faut également considérer leurs allongements relatifs qui doivent être limités à des valeurs entre 6 ‰ et 8 ‰.

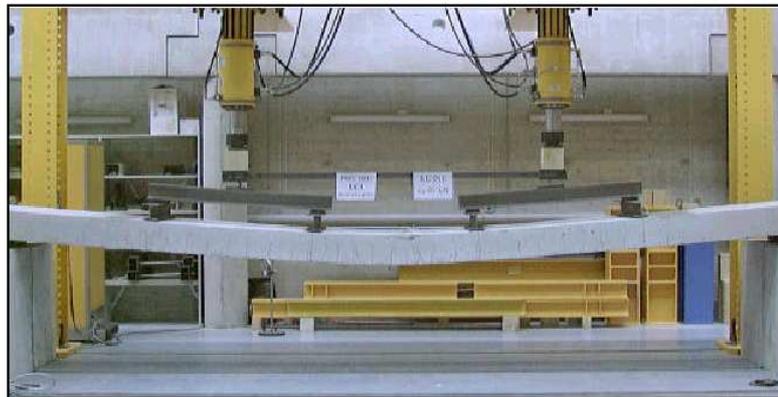


Figure 1.11 : Essais de flexion d'une dalle renforcée par des lamelles en composite CFK [24].

Les essais ont également montré qu'une mise en précontrainte des lamelles serait intéressante. Elle permettrait d'exploiter de façon optimale le grand potentiel de résistance du matériau CFK. A l'état d'utilisation, l'élément en béton devrait rester plus longtemps en stade, non fissuré, ce qui réduirait fortement les déformations. A la ruine, on pourrait s'attendre à ce que la précontrainte se répercute de façon positive sur l'adhérence entre la lamelle et le béton, ce qui permettrait d'augmenter la résistance de l'élément renforcé.



Figure 1.12 : Rupture d'une lamelle en composite CFK [24]



Figure 1.13 : Essais sur les ancrages des lamelles CFK [24]

1.4.9 Précontrainte des lamelles en composite CFK

Le comportement de 4 dalles en béton armé, renforcées par des lamelles de différentes dimensions et niveau de précontrainte a été analysé, ainsi que l'ancrage des lamelles (Fig.1.12 et 1.13). Cette étude expérimentale a mis en évidence l'influence positive qu'engendre la précontrainte des lamelles sur le comportement des structures en béton, aussi bien à l'état de service qu'à la ruine. A l'état de service, une forte diminution des déformations et de l'ouverture de fissures a été constatée. A la ruine, une augmentation considérable de la résistance a été observée [24].

1.4.10 Renforcement et réparation en compression

Une meilleure résistance à la compression et une meilleure ductilité pour les éléments confinés par des matériaux composites est observée [22].

La performance du confinement dépend du type de composite (carbone, aramide, verre, etc...), sa fabrication (enveloppes continues ou bi-directionnelles), la forme de la section transversale des membres, les dimensions et la forme des spécimens, la résistance du béton, et les types et pourcentages de renforts en acier.

Des essais sur des éléments ayant une section transversale circulaire ou rectangulaire renforcés avec des enveloppes continues de FRP ont montré une augmentation de la résistance du béton, mais ce phénomène est fortement influencé par la forme de la section transversale. L'efficacité du renfort de FRP est moins dans le cas d'une section carrée comparée à une section circulaire en raison de la concentration des efforts

aux angles de la section carrée. La performance du confinement dépend aussi de l'orientation des fibres [23].

a) Confinement d'éléments comprimés

L'effet de confinement de colonnes au moyen de tissus en matériaux composites sur plus de 90 éléments de section ronde et carrée a été étudié (Figs.1.14 et 1.15).



Figure 1.14 : Essais de compression sur des colonnes confinées [24].



Figure 1.15 : Rupture d'une colonne carrée avec confinement en carbone [24].

Les colonnes sont confinées avec une ou plusieurs couches de tissu en aramide (Kevlar R), en fibre de carbone et en fibre de verre (Fig.1.16). Les résultats ont montré une forte augmentation de la charge de ruine et de la ductilité des éléments confinés.



Figure 1.16 : Rupture de colonnes renforcées par des confinements en fibres d'aramide (Kevlar R) et de carbone 640 [24].

b) Renforcement de piles de ponts contre le choc de véhicules

Suite à l'effondrement accidentel de plusieurs piles de ponts en bordure d'autoroutes, une analyse générale de la résistance aux chocs de piles dans différents pays a montré que plusieurs centaines de piles doivent être renforcées pour prévenir de futurs accidents [24].



Figure 1.17 : Essais de flexion sur des colonnes renforcées de tissus en Kevlar R [24].

Un renforcement au moyen de tissus collés en aramide (Kevlar R) fut proposé comme alternative aux méthodes de renforcement traditionnelles. Pour prouver la faisabilité et l'efficacité de cette nouvelle méthode, une campagne expérimentale a été réalisée.



Figure 1.18 : Essais d'effort tranchant sur des colonnes en béton avec ou sans renforcements par des tissus en Kevlar R [24].

L'étude expérimentale était menée sur quatre colonnes de 5.20 m de long et d'une section de 400*400 mm. Ces colonnes étaient soumises à des moments de flexion (Fig.1.17), des efforts tranchants (Fig.1.18) et des efforts normaux. Les essais ont montré une forte augmentation de la résistance et de la déformabilité des colonnes renforcées, et par conséquent ce type de renforcement constitue une technique très efficace contre le choc de véhicules lourds.

1.4.11 Renforcements parasismiques au moyen de matériaux composites

Dans le cas d'un séisme, la structure porteuse subit des actions qui génèrent des déformations dépassant le domaine élastique. Ces déformations inélastiques et plastiques s'appliquent de façon cyclique ; leur direction varie continuellement. Ces différences fondamentales demandent de l'ingénieur une adaptation des méthodes de dimensionnement pour des actions dues aux séismes. Cette adaptation concerne les projets de constructions neuves, mais également les interventions sur des constructions existantes [24].

Des études américaines ont commencé, en vue de renforcements antisismiques, suite aux conséquences du séisme de Loma Prieta (Californie) d'octobre 1989, qui avait détruit les appuis de trois tabliers de ponts. De nombreuses photos avaient été publiées à l'époque montrant les tabliers écroulés posés les uns sur les autres tel un immense « sandwich ». Depuis, de nombreuses études parasismiques ont été entreprises pour comprendre les phénomènes de mise en résonance des ponts et leur mode de destruction [10].

Des essais de renforcements à l'aide de tissus pré imprégnés, basés sur les méthodes japonaises, ont été développés dans de très nombreuses universités dont l'université de Californie à San Diego. À partir de 1994, des tests sismiques en laboratoire, sur des prototypes de plus en plus grandes, ont démontré l'intérêt de l'utilisation des fibres de carbone. Depuis, des renforcements ont été effectués sur des sites sensibles, comme en Californie, par exemple. Les ouvrages sont généralement renforcés par addition de structures externes en composites à base de fibres de carbone. Ces composites sont obtenus par polymérisation in situ de la matrice des fibres pré imprégnées [10].

1.4.12 Effet de climat (température et l'humidité relative)

Les structures soumises à des environnements agressifs peuvent se détruire rapidement. La résistance à la corrosion et aux produits chimiques des matériaux composites leurs donnent un avantage appréciable.

HOUSSAM et al [25] ont étudié la durabilité de poutres en béton armé renforcées par des composites FRP sous des cycles mouillage-séchage avec de l'eau salée. Deux fibres de carbone (C1 et C2) et deux fibres de verres (G1 et G2) ont été étudiés. Les propriétés des composites et des adhésifs utilisés sont résumées dans les tableaux 1.6 et 1.7.

Tableau 1.6 : Propriétés mécaniques des tissus de FRP [25].

Tissus de FRP	Résistance à la traction (MPa)	E (GPa)	Déformation ultime (%)	Epaisseur (mm)
C1	3485	228	1.5	0.165
C2	2940	373	0.8	0.165
G1	1518	69	2.1	0.118
G2	2270	72	3.2	1.30

Tableau 1.7 : Propriétés mécaniques des adhésifs [25].

Propriétés	Epoxyde I	Epoxyde II	Epoxyde III
Densité (g/cm ³)	1.1	1.11	N/A
Viscosité à 25°C (cPs)	12350	9415	18000
Résistance à la traction (MPa)	55.9	69.7	54
Résistance de flexion (MPa)	78.7	79.4	69
Module de traction (GPa).	2.35	3.06	2.3
Allongement (%)	2.4	3.5-5.0	2.68

Un total de 56 poutres a été testé. La moitié des poutres ont été exposées à 300 cycles de mouillage-séchage dans la chambre à atmosphère contrôlée (Fig.1.19) et l'autre moitié a été maintenue à une température ambiante constante. Tous les spécimens ont été laissés à la température ambiante pendant au moins 3 jours avant exposition pour assurer une cure complète de la résine.

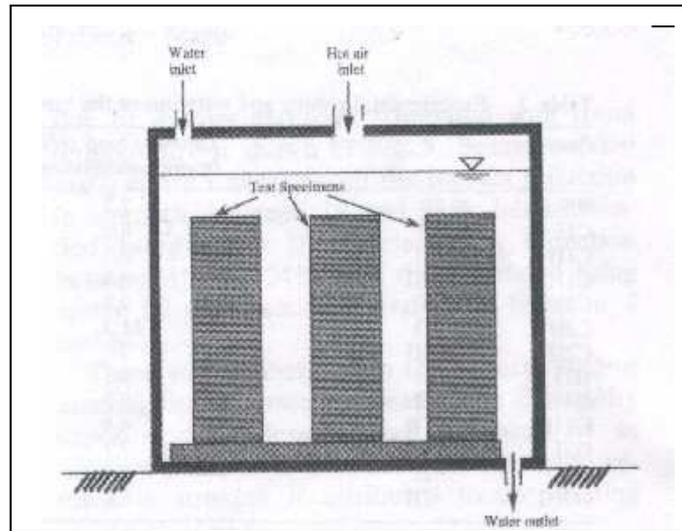


Figure 1.19 : Chambre à atmosphère contrôlée [25].

Après exposition, les poutres ont été testé sous une charge de flexion quatre point (Fig.1.20).

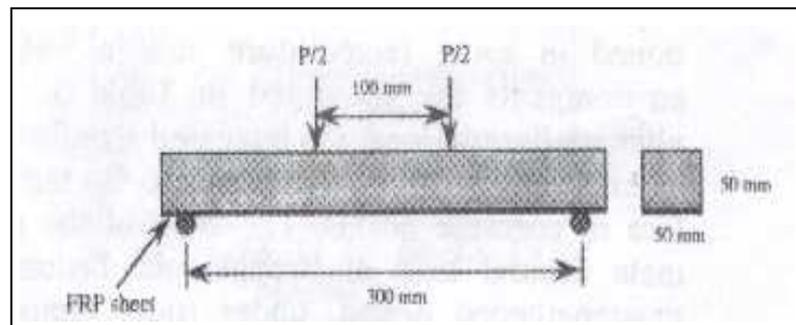


Figure 1.20 : Essai de flexion quatre point [25].

Une amélioration de la charge ultime a été observé pour toutes les poutres qu'elle que soit l'environnement de conservation. Cependant, l'amélioration était moins importante avec les poutres soumises aux cycles de mouillage-séchage. La réduction de l'amélioration de résistance peut être attribuée à la dégradation de l'époxyde, qui a mené à l'affaiblissement du lien entre les spécimens en béton et le renfort FRP. L'époxyde type II a donné la meilleure performance en comparaison aux époxydes I et III montrant l'importance du choix de l'époxyde approprié dans un environnement marin. Le tableau 1.8 résume les résultats de l'étude expérimentale.

Tableau 1.8 : Résultats expérimentaux et notation des poutres examinés [25].

Poutre	Types d'époxyde	Charge ultime (kN) (température ambiante)	Fr*/Fr ^a	Charge ultime (kN) (mouillage-séchage)	Fr*/Fr ^b
000	–	2.2	–	2.7	–
C1 I	I	8.0	3.7	6.7	2.5
C1 II	II	8.7	4.0	9.6	3.6
C1 III	III	6.8	3.1	7.8	2.9
C2 I	I	9.8	4.5	8.9	3.3
C2 II	II	11.3	5.1	12.0	4.4
C2 III	III	7.9	3.6	9.0	3.3
G1 I	I	6.3	2.9	5.5	2.1
G1 II	II	6.5	3.0	6.1	2.3
G1 III	III	4.8	2.2	5.8	2.1
G2 I	I	7.7	3.5	7.7	2.9
G2 II	II	8.9	4.1	9.9	3.7
G2 III	III	8.0	3.6	9.2	3.4

Fr*/Fr^a : le rapport de la charge ultime des poutres collés par FRP à la charge ultime à la température ambiante.

Fr*/Fr^b : le rapport de la charge ultime des poutres collés par FRP à la charge ultime après cycles de mouillage-séchage.

FERRIER et al [26] ont analysé le comportement à long terme d'une réparation par composite. Le fluage de l'interface entre le composite de renforcement et la couche adhésive dans des poutres en béton renforcées par FRP a été étudié. Ces essais ont montré que les propriétés de la couche adhésive varient en fonction du temps et de la température et que la résistance à la traction dans le composite devrait être limité à 30-40% de la résistance ultime de composite en cas d'exposition de la structure à la température.

D'autres études évaluées à l'université de Sans Diego [27] ont montré une diminution de 50% des caractéristiques mécaniques du composite une fois immergées dans l'eau pendant deux mois. Ces mêmes études ont prouvé que les composites exposés au gel n'ont pas subi une réduction significative de leurs caractéristiques.

1.4.13 Fatigue des matériaux composites

Les propriétés de tenue à la fatigue des structures composites sont très différentes de ceux des métaux, et même de ceux des alliages, d'abord, parce que leurs constituants eux-mêmes (fibres, matrices) présentent des propriétés individuelles en fatigue, et d'un autre côté la dégradation avant rupture n'est pas ponctuelle.

La fatigue des matériaux composites est assez complexe et dépend de plusieurs facteurs [28]:

- Les propriétés de résistance à la fatigue des structures composites sont très dépendantes des fibres utilisées, ainsi, les stratifiés à base de fibres de verre s'endommagent d'avantage que ceux à base de fibre de carbone. Les composites à base de fibres de verre perdent de l'ordre de 10% de leur résistance par décade de cycle contre 2 à 3% pour des stratifiés à base de fibres de carbone.
- Certaines fibres montrent une baisse de leur aptitudes vis à vis de l'humidité comme par exemple les fibres de verre.
- La résistance à la fatigue d'une structure dépend aussi de la manière dont elle est sollicitée par rapport à l'arrangement de ses couches.

1.4.14 Utilisations industrielles des composites à base de fibres de carbone dans le génie civil

Par rapport aux autres fibres telles que: les fibres de verre; les fibres aramides; les fibres de polyéthylène; les fibres de carbone possèdent un ensemble de propriétés physiques ou mécaniques qui en font un matériaux de renforcement de toute première qualité dans certaines applications liées au bâtiment et aux ouvrages de génie civil. A partir des débuts des années 90, plusieurs travaux de recherches ont été effectués et plusieurs ouvrages ont été renforcés par cette technique dans plusieurs pays. Au Japon et en Europe, les renforcements de colonnes et des piles de ponts se font aussi bien avec des fibres de carbone qu'à l'aide de fibres de verre ou d'aramide. Cependant, pour des raisons de durabilité et de résistance à la fatigue, les fibres de carbone commencent à dominer ce marché naissant [10].

L'utilisation de fibres de carbone en génie civil représentait aux Etats-Unis et au Canada environ 30 tonnes en 1996 et un peu moins de 50 tonnes en 1997. Un résumé de l'utilisation de cette technique dans différents pays est donné dans ce qui suit :

a) Au Canada

Au Canada, des études ont été menées pour renforcer extérieurement des ponts anciens corrodés ou ne pouvant supporter l'augmentation des surcharges de calcul. Le procédé l'Hermitte devient peu applicable dans ce pays, du fait de la très forte corrosion saline liée aux énormes quantités de sels répandues sur l'ensemble du réseau routier pendant la longue période hivernale.

A partir du début des années 1990, de nombreuses universités (Alberta, Laval, Manitoba, Royal Military College, Sherbrooke, Queen's et Waterloo) commencèrent à travailler sur les renforcements et les frettages des piles de ponts et des colonnes de bâtiments. Les matériaux de base principalement utilisés étaient les fibres de verre, d'aramide et de carbone. Des exemples de « chantiers expérimentaux » sont résumés dans ce qui suit [10] :

i) Ponts

- En 1993, renforcement du pont de Calgary (Alberta) par des câbles de 6 m de long.
- En 1996, renforcement par l'équipe de recherche de l'université de Sherbrooke de 12 colonnes (sur un total de 18) d'un pont de l'autoroute A10 à Saint Etienne de Bolton (Québec) par des tissus à base de fibres de verre, d'aramide et de carbone, et instrumentation de l'ensemble pour suivi dans le temps ;
- En 1996, renforcement des bases des ponts Jacques Cartier et Champlain qui enjambent le Saint-Laurent à Montréal.
- En 1997, renforcement d'un pont âgé de 27 ans à Winnipeg (Manitoba) par pose de tissus de fibres de carbone.
- En 1997, renforcement et instrumentalisation d'un pont autoroutier, traversant l'Assiniboine River à Headingley (Manitoba) à l'aide de tissus et de câbles en fibres de carbone.

ii) Bâtiments

- En 1995, à Sherbrooke, renforcement par frettage à l'aide de tissus pré imprégnés de plusieurs colonnes de bâtiment dans l'enceinte de l'Université ;
- En 1996, développement d'un programme spécifique de réhabilitation des bâtiments par les gouvernements fédéral, provincial et municipal de Sherbrooke. A ce

titre, le premier bâtiment renforcé fut un garage en sous-sol (Webster parking garage), en utilisant des produits pultrudés ;

- En 1997, dans le centre de Winnipeg (Manitoba), une structure de toiture a été renforcée par le même procédé.

b) Aux Etats-Unis

Aux Etats-Unis, un intérêt particulier au renforcement par composites s'est développé suite à l'effondrement de plusieurs ponts après le séisme de Loma en 1989.

c) En Europe

En Europe, de nombreuses universités ont travaillé sur les renforcements à base de matériaux composites dans le cadre du projet « Brite » qui a réuni plusieurs pays sur ce sujet. En Europe, les applications industrielles sont apparues plus rapidement qu'aux Etats-Unis et qu'au Canada, grâce à des groupes de travail plus restreints et, en particulier, grâce au professeur MEIER de l'EMPA de Dübendorf (Suisse) [10].

Le premier test en vraie grandeur fut la construction d'un pont, au début des années 1990, avec des câbles de précontrainte à base de composite en fibres de carbone, où passent toujours des dizaines de camions de livraison par jour dans l'usine de BASF à Ludwigshaf-fen.

Parallèlement à ce travail, U.MEIER a travaillé sur la conception des haubans sous forme de câbles en fibres de carbone et sur les ancrages. Il avait déjà publié, dans les années 1989-1990, des articles qui faisaient état de la possibilité de relier l'Europe à l'Afrique sous la forme d'un pont à haubans, passant au-dessus du détroit de Gibraltar, d'une portée de plus de 8 km en utilisant des câbles à base de composites de carbone.

En 1998, au Danemark, un projet de construction d'une passerelle (longueur 80 m, largeur 3.5 m) munie de haubans et de torons de précontrainte, le tout en composite époxyde-fibres de carbone a été réalisé.

Fin 1997, plus d'une centaine de ponts ont été renforcés en utilisant des produits pultrudés comme renforcement externe, dont le premier pont anglais, à Dales town of Skipton, au nord du Yorkshire, en octobre 1997.

d) Au Japon

Les japonais vivent dans une région particulièrement touchée par les tremblements de terre et possèdent la grande majorité des lignes de fabrication des fibres de carbone. Il était donc normal que, dans un souci de développement, ils s'intéressent un jour au renforcement des bâtiments. Dans ce but, ils formèrent une association (ACC club) qui regroupe aujourd'hui les principaux producteurs de fibres et les utilisateurs potentiels [10].

Après les premiers tests dans les laboratoires des universités spécialisées dans le génie civil, à partir de 1988, des ponts contenant des câbles à base de composites en fibres de carbone furent construits. Si les premiers ponts étaient relativement étroits et à usage piétonnier, petit à petit, avec l'expérience acquise, dès 1990, les japonais furent capables de construire des ponts de plusieurs kilomètres de long, sous forme d'assemblage d'éléments contenant de plus en plus de câbles de précontrainte en fibres de carbone.

En 1977, pour la construction du pont suspendu de Kurushima (longueur totale 1307 m), 4 haubans de plus de 500 m de longueur en fibres de carbone ont été utilisés pour stabiliser la passerelle de montage des câbles de suspension en acier.

Au Japon, pays qui regroupe plus de 1000 îles dont quatre principales, les phénomènes de corrosion saline sont souvent observés. Dans les trois dernières années, de nombreux ponts en béton précontraint ont dû être renforcés extérieurement en raison de la corrosion des aciers. Ces renforcements ont été appliqués sur les piles ou sur les faces inférieures des tabliers en utilisant des pré-imprégnés à base de fibres de carbone comme renfort, et suivant le même principe que le procédé L'HERMITE.

e) En Algérie

L'application du procédé de renforcement par matériaux composites a commencé en 1999, dans la réhabilitation de quelques ouvrages d'art tels que le pont routier voûté sidi Rached et l'ouvrage rail PK 459 sur oued Bill Braguettz (Constantine), avec le partenariat SAPTA-Freyssinet-France (fourniture et pose de TFC) d'une part, et la sous-traitance avec SIKA-outre-mer d'autre part avec l'application des produits de colmatage et d'injection des fissures sur la maçonnerie et le béton [7].

D'autres projets ont été aussi réparé et renforcé récemment par les matériaux composites, comme le renforcement d'un pont en béton armé à Laghouat. Le pont est situé sur la route nationale reliant LAGHOUAT à AFLOU. Il est constitué de 3 travées identiques de 15.5 m chacune. Le tablier est constitué de poutres en béton armé (4 à chaque travée), et d'une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur [40]. Cet axe routier devenu stratégique est très fréquenté par les poids lourds et les convois exceptionnels à causes des nouvelles installations pétrolières réalisées dans cette zone. Cette nouvelle surexploitation et l'étanchéité défectueuse de l'ouvrage ont engendré des désordres sur toute la structure parmi lesquelles: la fissuration au niveau de la dalle; la fissuration des poutres; la corrosion avancée des armatures; et l'éclatement des bétons; etc. Des réparations ont été effectuées d'après le mode opératoire suivant :

- Dépose de toutes les parties non adhérentes des bétons et des enduits ;
- Sablage de toute la structure (poteaux, poutres, dalle) et de toutes les armatures corrodées ;
- Injection des fissures par une résine époxydique (SIKADUR 52 INJECTION) afin de reconstituer le monolithisme des éléments ;
- Protection des armatures sablées par un inhibiteur (SIKA MONOTOP 610 AC) de corrosion ;
- Réparation et profilage des bétons par un mortier (SIKATOP SF 126) de réparation à haute performance et avec fumée de silice ;
- Renforcement des poutres soumises aux efforts de la flexion par les lamelles SIKA SIKA CARBODUR[®] : 540 ml ;
- Renforcement des poutre soumises aux efforts tranchants par les tissus SIKA SIKA WRAP HEX 230C[®] :120 m² ;
- Protection des bétons par un revêtement (SIKAGARD 680S) méthacrylates contre les agressions atmosphériques.

Des réparations et renforcement des ponts par le tissu en fibres de carbone (TFC) ont été effectués, suite aux conséquences du dernier séisme de Boumerdes, de mai 2003, qui avait détruit les poutres et les poteaux de ponts. Les figures 1.21 à 26 montrent l'état de désordres et le mode de renforcement de quelques ponts [44].

- Pont sur échangeur Tidjelabine (DTP Boumerdes)

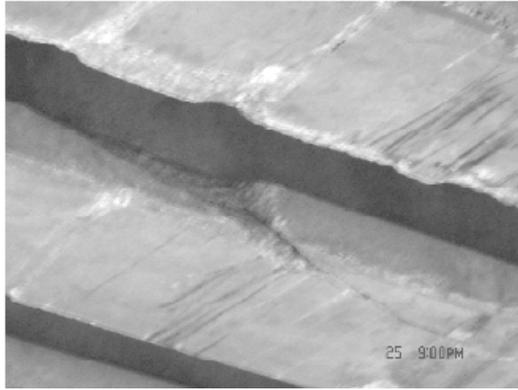


Figure 1.21 : Poutres endommagées (choc véhicules) [44].



Figure 1.22 : Poutres traitées par mortier de réparation et renforcées par lamelles de fibres de carbone [44].

- Pont du 11 décembre Boumerdes (DTP Boumerdes)



Figure 1.23 : Renforcement par lamelle en fibres de carbone d'une poutre endommagée par le séisme du 21 mai 2003 [44].



Figure 1.24 : Pose de tissu en fibres de carbone sur la même poutre [44].

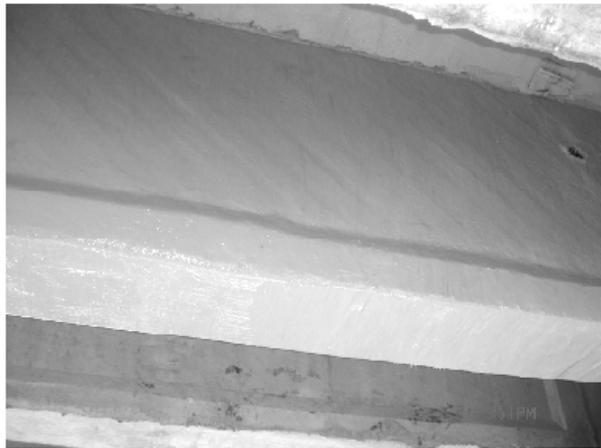


Figure 1.25 : Aspect final de la poutre renforcée [44].

- Pont sur voie ferrée Tidjelabine (DTP Boumerdes)



Figure 1.26 : Renforcement des poteaux cisailé par procédé TFC [44].

Le Pont Blanc d'EL Harrach a été aussi réparé et renforcé par le procédé (TFC). L'ouvrage permet le franchissement au niveau du centre ville, de l'oued EL HARRACH, construit au début du siècle (Fig.1.27) [45].



Figure 1.27 : Vue générale de l'ouvrage [45].

Des dégradations ont été observées sur les différentes parties de l'ouvrage (Fig.1.28-31). L'analyse des désordres a montré que les causes sont: d'origine atmosphériques; le vieillissement de la structure; l'attaque de l'eau dû au défaut de l'étanchéité du tablier et perte importante des sections d'acier.



Figure 1.28 : Dégradation du béton du tablier [45].



Figure 1.29 : Apparition des armatures et corrosion [45].



Figure 1.30 : Dégradation du béton des montants [45].



Figure 1.31 : Détérioration des plaques d'appuis au niveau des culées et de la pile [45].

L'expertise a conclu que l'ouvrage a subi des dégradations avancées et graves pour la stabilité de l'ouvrage pouvant entraîner le péril de l'ouvrage et en tout cas sa pérennité est fortement remise en cause si, des actions urgentes de réparation et de renforcement ne sont pas lancées immédiatement.

Des travaux de confortement ont été effectués sur toutes les parties de l'ouvrage: la remise en état des bétons dégradés (Fig.1.32-34); le renforcement par le procédé (TFC) dans les parties où la perte de sections résistantes est significative (Fig.1.35-39). Des travaux d'étanchéité du tablier ont été exécutés sur la surface totale de la chaussée. Le remplacement des plaques d'appui a nécessité l'exécution de consoles courtes en béton armé ancrées dans la pile pour servir de support aux vérins de soulèvement du tablier.



Figure 1.32 : Enlèvement des bétons dégradés et piquage des surfaces dénudées [45].

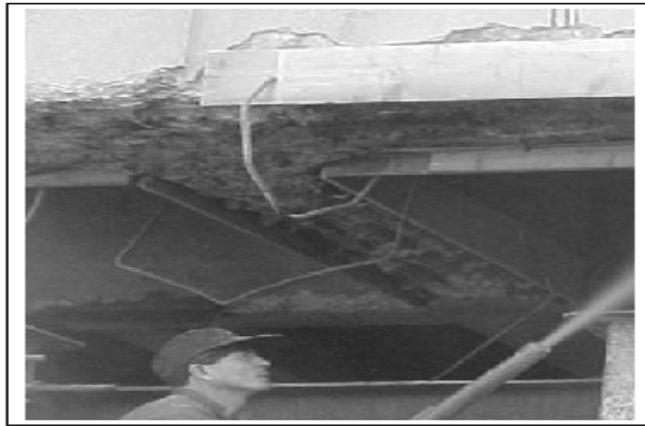


Figure 1.33 : Projection du béton [45].

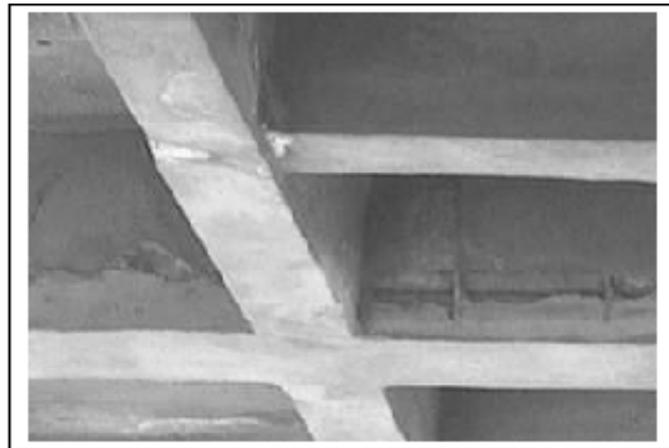


Figure 1.34 : Traitement par mortier pré dosé [45].



Figure 1.35 : Préparation du support [45].



Figure 1.36 : Préparation de la résine [45].



Figure 1.37 : Mise en place du tissu sur les âmes des poutres (bandes à l'effort tranchant) [45].



Figure 1.38 : Mise en place du tissu sur les fibres inférieures des poutres (bandes de moments fléchissant) [45].



Figure 1.39 : Couche de fermeture [45].

1.5 Conclusion

L'étude du comportement pathologique des ouvrages d'art et des structures en béton armé renforcées et/ou réparées extérieurement par différents matériaux composites réalisés a montré les effets bénéfiques de ces matériaux et cette technique comparativement aux techniques traditionnelles.

CHAPITRE 2

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA MODELISATION NUMERIQUE DES POUTRES RENFORCEES PAR DES COMPOSITES

2.1 Introduction

Dans ce chapitre une synthèse des études sur des poutres en béton armé renforcées par des composites et soumises à la flexion avec l'application de la modélisation en éléments finis (MEF) est présentée.

2.2 Modèles pour les poutres avec tôles collées

M.BENMILOUD et al [29] ont étudié expérimentalement et numériquement une série des poutres isostatiques en béton armé soumises à un essai de flexion quatre points (Fig.2.1). Deux types de poutres (F_1 et F_2) ont été étudiés.

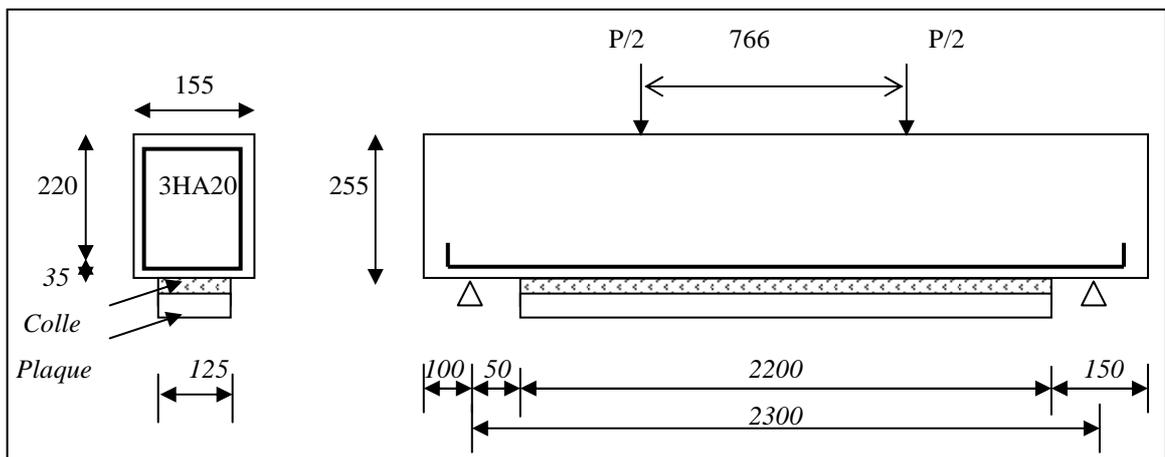


Figure 2.1 : Montage expérimental [29].

- F_1 : poutre pré-chargée à 31% de sa capacité flexionnelle ultime, puis déchargée (poutre fissurée non renforcée).

- F_2 : poutre F_1 renforcée par une plaque d'acier de 1.5 mm d'épaisseur par l'intermédiaire d'une couche de résine de 1.5mm d'épaisseur à l'âge de 28 jours et testée jusqu'à la rupture.

Les propriétés des matériaux sont données dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Propriétés des matériaux [29].

Matériaux	E (MPa)	ν
Béton	32050	0.16
Colle	1200	0.499
Acier	200000	0.30

Afin de pouvoir faire la modélisation, il a été nécessaire d'élaborer deux types de programmes de calcul :

- Un programme d'éléments finis, utilisant l'élément isoparamétrique à 8 nœuds.
- Un programme servant à la génération automatique des mailles et qui a été à chaque fois modifié de façon à pouvoir représenter les deux cas de poutre étudiée et préparer les fichiers de données nécessaires pour l'exécution du programme principal d'éléments finis.

Le générateur utilisé est un peu compliqué, à cause de l'existence d'un nombre considérable de fissures présentant des longueurs variables selon leurs positions (Fig.2.2). Chaque fissure est représentée par le biais de deux linges nodaux capables de prendre en compte la discontinuité du champ de déplacements. Ces fissures qui s'initient dans la face tendue et se prolongent vers la pointe sont traversées par les barres d'acier.

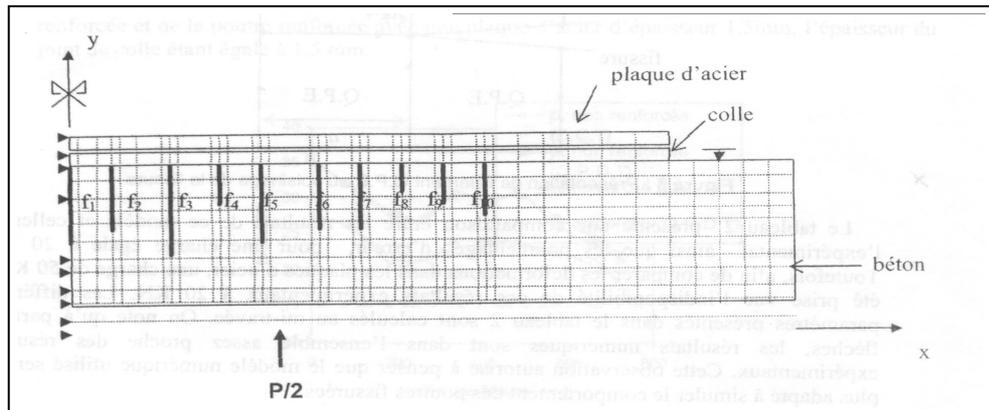


Figure 2.2 : Poutre renforcée fissurée [29].

Afin de faire le choix des éléments, il est utile d'indiquer que du point de vue mécanique, une structure endommagée peut être subdivisée en deux régions :

- Zones non fissurée pour lesquelles les éléments finis traditionnels donnent une approximation satisfaisante.
- Zones fissurées ou zones singulières qui nécessitent l'utilisation des éléments particuliers capables de représenter de façon correcte la singularité et de reproduire la discontinuité.
- La discrétisation de la zone dernière a été faite à l'aide des éléments Q.P.E. (Quarter Point Élément) compte tenu de leurs capacité à simuler fidèlement la singularité au voisinage de la fissure (Fig.2.3).

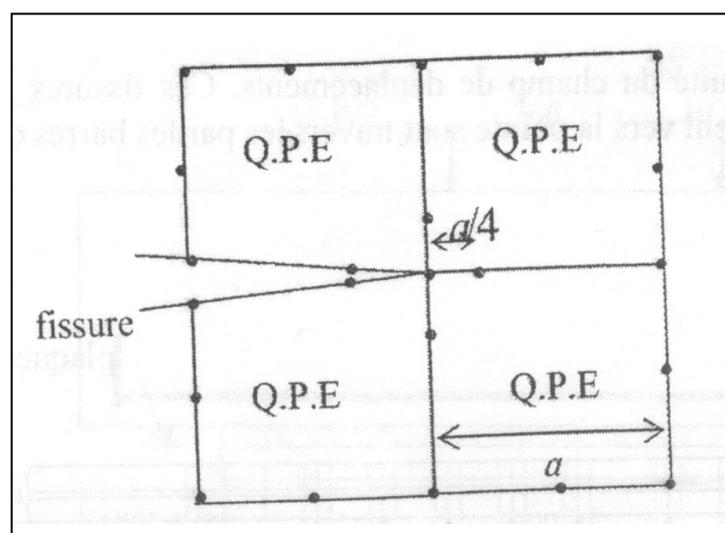


Figure 2.3 : Présentation de l'élément Q.P.E au voisinage de la fissure [29].

Le tableau 2.2 présente une comparaison entre les résultats de ce modèle et celles de l'expérimental ainsi que les pourcentages d'erreur, pour une charge égale à 20 kN. Toutefois, afin de comparer les déformations dans les plaques d'acier, une charge de 50 kN a été prise vu l'indisponibilité de ces résultats expérimentaux à 20 kN. Les différents paramètres présentés dans le tableau sont calculés à mi-travée. On note qu'à part les flèches, les résultats numériques sont dans l'ensemble assez proche des résultats expérimentaux. Cette observation autorise à penser que le modèle numérique utilisé semble plus adapté à simuler le comportement des poutres fissurées.

Tableau 2.2 : Validation du modèle numérique utilisé [29].

Paramètres	poutre	numérique	expérimental	Erreur %
Flèche (mm)	F ₁	0.736	0.97	19%
	F ₂	0.644	0.87	21%
Profondeur de l'axe neutre (mm)	F ₁	126.49	139	9%
	F ₂	121.14	118.2	2%
Déformation du béton comprimé (10 ⁻³)	F ₁	0.15314	0.17105	8%
	F ₂	0.13948	0.164	11%
Déformation de l'acier (10 ⁻³)	F ₁	0.468	0.48	2%
	F ₂	0.385	0.34	-13%
Déformation de plaque (10 ⁻³)	F ₂	0.469	0.45	-4%
Rigidité de flexion (10 ¹² N.mm ²)	F ₁	6.0676	5.3	-14%
	F ₂	6.955	6.5	-7%

On peut conclure que l'élément Q.P.E est non seulement un élément efficace mais aussi économique car il peut être intégré sans difficulté majeure dans les programmes courants des éléments finis. Le renforcement des poutres par collage de plaques améliore le comportement de la poutre en réduisant les déformations et les ouvertures des fissures existantes.

2.3 Modèle pour les poutres avec tissus d'aramide

Une étude expérimentale et numérique a été entreprise à l'Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg (Suisse) à la fin de l'an 2000 avec des tissus d'aramide [11]. La

modélisation par éléments finis a été basée sur un modèle en deux dimensions avec le logiciel ADINA.

Les poutres de l'étude sont de section carrée (400×400 mm) en béton armé renforcées par des tissus en aramide (Kevlar[®]) appliqués en différentes couches dans les directions longitudinale et transversale.

Les poutres d'essais se distinguent essentiellement par la quantité de tissu appliqué dans la direction longitudinale (Tableau 2.3). La poutre PK₁ constitue l'élément de référence, non renforcé. Les poutres PK₂, PK₃, PK₄, sont renforcées par 2, 3, 4 couches de tissus en aramide (Kevlar AK-60) dans la direction longitudinale, et de 2 couches de tissus dans la direction transversale.

Tableau 2.3 : Renforcement des poutres d'essai [11].

/	PK ₁	PK ₂	PK ₃	PK ₄
Armature	8Ø20	8Ø20	8Ø20	8Ø20
Etriers espacement (mm)	Ø8 S =300	Ø8 S =300	Ø8 S =300	Ø8 S =300
Renforcement	-	Kevlar [®] Type AK-60	Kevlar [®] Type AK-60	Kevlar [®] Type AK-60
Longitudinal	-	2 couches	3 couches	4 couches
Transversal	-	2 couches	2 couches	2 couches

Les tissus unidirectionnels en Kevlar AK-60 ont une épaisseur théorique de 0.29 mm ; la résistance garantie des fibres est de 2100 N/mm² et le module d'élasticité de 120 kN/mm².

Les poutres d'une longueur de 5.20 m sont sollicitées par deux charges concentrées aux tiers de la portée (Fig.2.4).

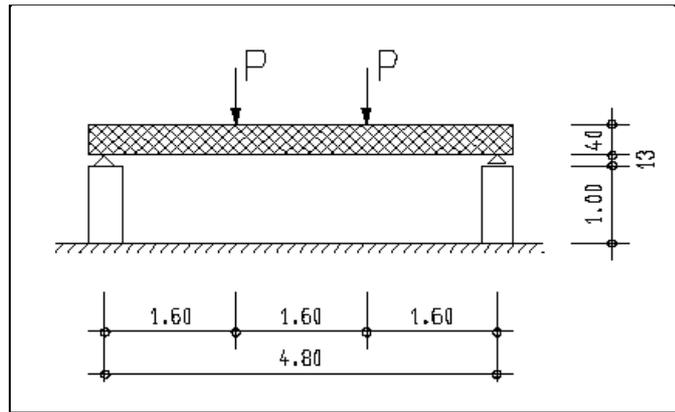


Figure 2.4 : Essais de flexion [11].

La poutre étant symétrique, seule une moitié a été modélisée (Fig.2.5). Le modèle est composé de 24 éléments plans à 8 nœuds représentant le béton, 18 éléments de barre à 3 nœuds représentant l'acier d'armature et 6 éléments de barre représentant le tissu d'aramide. Leurs comportements sont illustrés aux figures 2.6-2.8. Les liaisons entre les différents éléments sont considérées comme rigides.

Le mode de chargement choisi est d'imposer un déplacement vertical à l'endroit du point d'appui du vérin. Le déplacement imposé est divisé en pas de 1 mm jusqu'à la plastification de l'acier, puis de 0.2 mm jusqu'à ce que le programme détecte la rupture de l'élément.

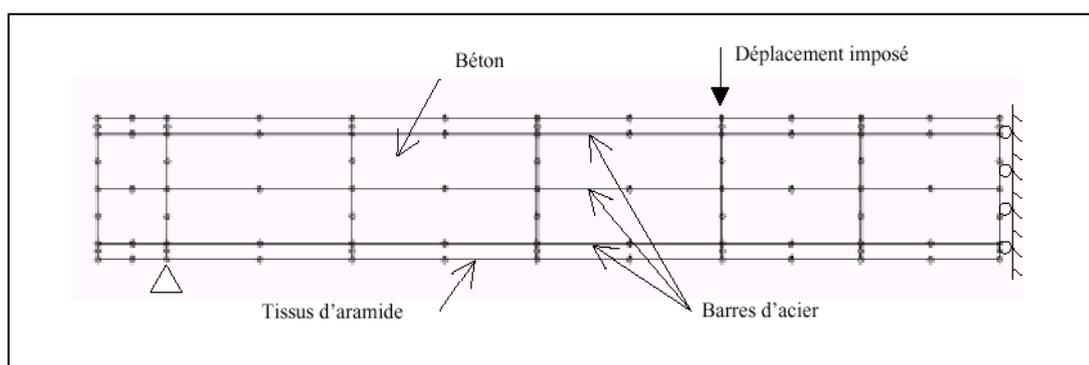


Figure 2.5 : Modélisation numérique [11].

Le comportement des différents matériaux a été modélisé à partir des résultats expérimentaux obtenus sur des échantillons. Le modèle du béton utilisé dans cette étude est

un modèle élasto-plastique avec prise en compte de la résistance à la traction. La figure 2.6 montre le comportement contrainte-déformation du béton utilisé dans la modélisation.

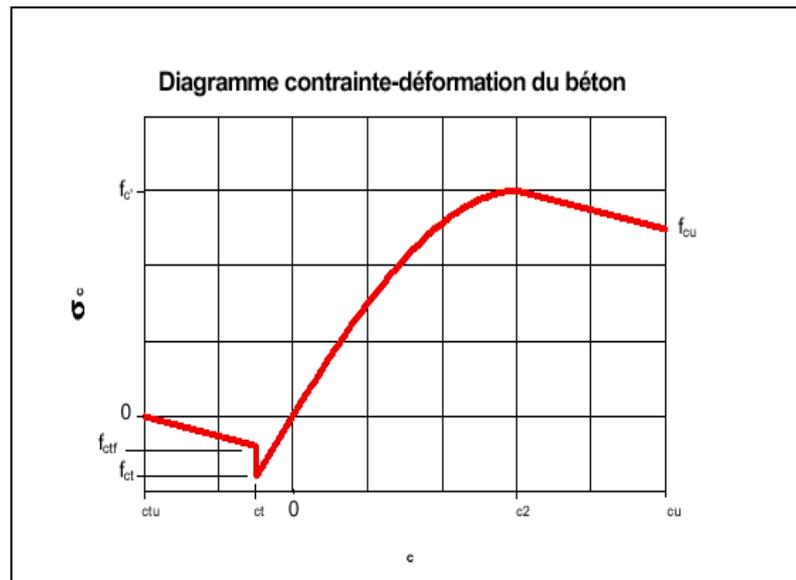


Figure 2.6 : Modèle du béton utilisé [11].

Les caractéristiques principales du béton ont été ajustées pour chaque poutre afin de tenir compte de l'âge du béton au moment de l'essai et du confinement transversal (Tableau 2.4).

Tableau 2.4 : Caractéristiques du béton [11].

/	PK ₁	PK ₂	PK ₃	PK ₄
f_c (N/mm ²)	25	30	38	38
f_{cu} (N/mm ²)	20	22	28	28
ϵ_{c2} (‰)	2.0	2.8	3.0	3.0
ϵ_{cu} (‰)	3.5	5.0	5.0	5.0
E_c (N/mm ²)	30000	30000	32000	32000
f_{ct} (N/mm ²)	4.0	4.0	6.0	6.0
f_{ctf} (N/mm ²)	2.0	2.0	3.0	3.0
ϵ_{ct} (‰)	0.13	0.13	0.20	0.20
ϵ_{ctu} (‰)	8.00	8.00	8.00	8.00

Le modèle de l'acier utilisé dans cette étude est un modèle élasto-plastique bilinéaire. La figure 2.7 montre le modèle de l'acier utilisé. Les caractéristiques principales, basées sur des essais de traction sur les barres d'armature, sont les suivantes :

$$f_y = 550 \text{ N/mm}^2 \quad \varepsilon_y = 2.68 \text{ ‰} \quad E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_u = 650 \text{ N/mm}^2 \quad \varepsilon_u = 10 \text{ ‰}$$

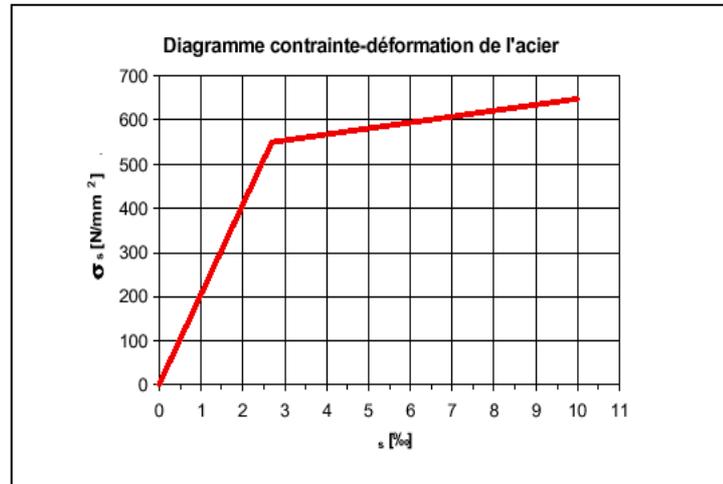


Figure 2.7 : Modèle de l'acier utilisé [11].

Le comportement de l'aramide est parfaitement linéaire avec rupture sans aucun palier d'écoulement. La figure 2.8 montre le modèle de l'aramide utilisé.

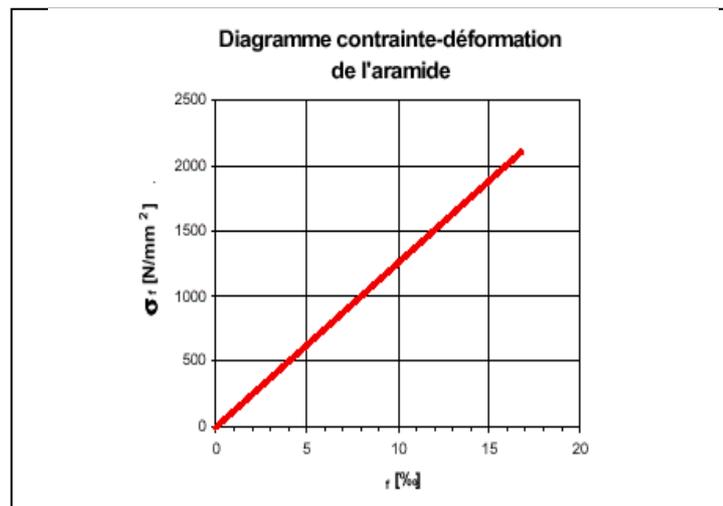


Figure 2.8 : Modèle de l'aramide utilisé [11].

Les graphiques de la figure 2.9 comparent les résultats numériques et expérimentaux. On remarque que le comportement global de la modélisation numérique est proche de celui des essais en laboratoire, et ce pour les différents stades du chargement des poutres. Par contre, le calcul numérique détecte une rupture bien en deçà des valeurs trouvées lors des essais des poutres renforcées.

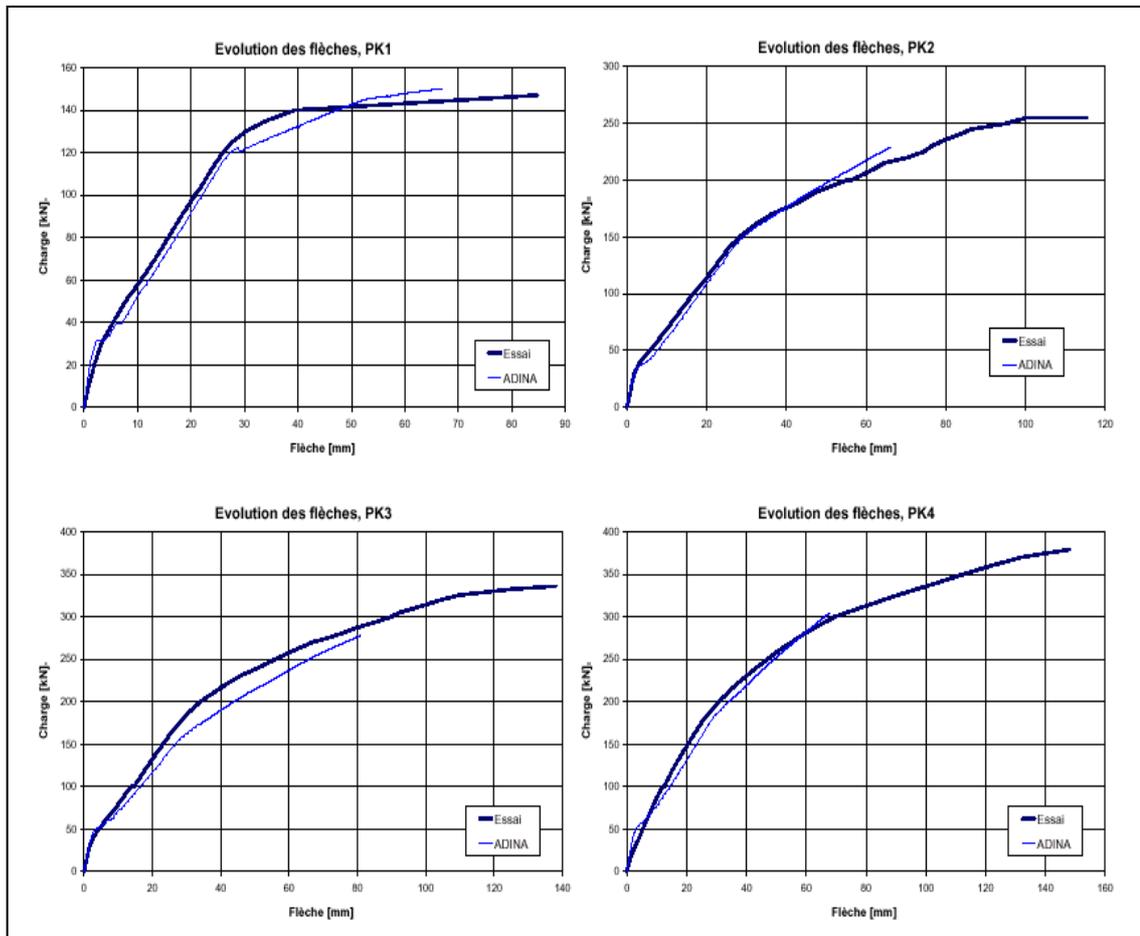


Figure 2.9 : Comparaison entre les essais et le calcul numérique [11].

L'étude a conclu que ce système de renforcement est très efficace, tant au niveau de la performance que de la rapidité de mise en œuvre. La modélisation bidimensionnelle donne pleine satisfaction pour ce qui est de la simulation du comportement des éléments.

2.4 Modèle pour les poutres avec le matériau composite GFRP

Un modèle d'éléments finis tridimensionnels d'ANSYS est employé pour étudier les effets du renforcement au cisaillement des poutres en béton armé (sans les étriers) renforcées extérieurement les deux côtés par des fibres de verre (GFRP) et des fibre de carbone (CFRP) pour le renforcement à la flexion [30]. Les poutres ont été soumises à un essais de flexion quatre points. Les résultats du modèle ont été validés par les résultats expérimentaux.

Dans le modèle, un élément plein, SOLID65, est employé pour modéliser le béton dans ANSYS. Un élément LINK8 est employé pour modéliser le renfort en acier. Un élément plein, SOLID46, est employé pour modéliser le composite (GFRP), l'élément tient

compte de jusqu'à 100 couches différentes avec différentes orientations. Les éléments ont les mêmes degrés de liberté à chaque nœud.

Le comportement du béton dans le modèle est supposé non-linéaire et différent en compression et traction. En traction, il a été assumé que la courbe de contrainte-déformation pour le béton est linéaire élastique jusqu'à la résistance à la traction finale et parabole rectangle en compression. Le coefficient de poisson pour le béton employé pour toutes les poutres est de 0.2. La valeur d'un coefficient de transfert de cisaillement est prise égal à 0.2.

Il a été assumé un comportement élasto-plastique parfait et identique dans la traction et la compression pour l'acier. Un coefficient de poisson égal à 0.3, une résistance à la traction $f_y = 415$ MPa, un module élastique égal à 200 GPa.

Dans le modèle d'éléments finis, chaque charge est répartie sur un petit secteur quant aux poutres expérimentales. Une plaque en acier épais de 25 mm, modélisé par les éléments SOLID45, est ajouté à l'endroit d'appuis afin d'éviter des problèmes de concentration d'effort. Un module élastique égal à 200 GPa et coefficient de poisson de 0.3 sont employés pour les plaques d'acier. Il a été assumé que les plaques en acier sont des matériaux élastiques linéaires.

Les propriétés matérielles de cette étude pour le béton et le renfort en acier sont récapitulées dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 : Sommaire de propriétés du béton armé [30].

Poutre	Béton					Acier		
	E_c (GPa)	f_c' (MPa)	f_t (MPa)	ν	β_t	E_s (GPa)	f_y (MPa)	ν
Référence	19.3	16.7	2.55	0.2	0.2	200	415	0.3
renforcée à l'effort tranchant	18.2	14.7	2.39	0.2	0.2	200	415	0.3

Le matériau composite GFRP est un matériau particulièrement orthotropique et transversalement isotopique, appliquées dans les côtés des poutres pour la résistance au cisaillement accrue, dus à sa contrainte supérieure à la rupture. Des propriétés élastiques linéaires des composites de FRP sont assumées dans cette étude. Les propriétés du composites sont récapitulées dans le tableau 2.6.

Tableau 2.6 : Sommaire des propriétés matérielles pour le composite de GFRP [30].

Composite FRP	Module élastique (GPa)	Coefficient de poisson	Résistance de traction (MPa)	Module de cisaillement (GPa)	Epaisseur du stratifié (mm)
GFRP	$E_x=20.7$ $E_y=6.89$ $E_z=6.89$	$\nu_{xy}=0.260$ $\nu_{xz}=0.260$ $\nu_{yz}=0.300$	600	$G_{xy}=1.52$ $G_{xz}=1.52$ $G_{yz}=2.65$	1.3

En tirant profit de la symétrie des poutres, un quart de la poutre est employé dans le modèle. Cette approche réduit le temps informatique. Dans le meilleur des cas, la résistance entre les matériaux (acier-béton-composite) devrait être considérée. Cependant, dans cette étude, une adhérence parfaite entre les matériaux est assumée.

L'épaisseur variable des composites de FRP crée les discontinuités, qui ne sont pas souhaitables pour l'analyse d'élément finis. Celles ci peuvent développer des concentrations élevées d'effort aux secteurs locaux sur les modèles, rapportant des difficultés dans la convergence des solutions. Par conséquent, une épaisseur cohérente des composites de FRP est employée dans les modèles pour éviter des discontinuités, par la compensation avec des changements des modules d'élasticité et de cisaillement dans chaque couche. Une étude de convergence a été effectuée pour déterminer une densité appropriée de maille (Fig.2.10).

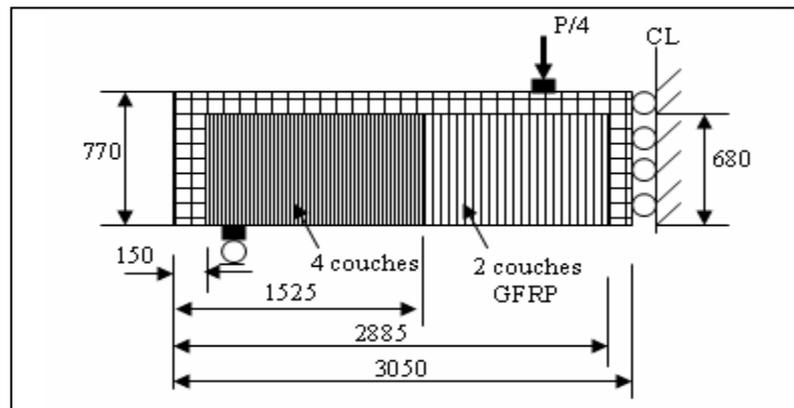


Figure 2.10 : Modèle d'élément fini (dimension en mm) [30].

Les déplacements sont mesurés à mi-travée des poutres. Le schéma 2.11 montre les courbes charge-déplacement pour les poutres de référence et les poutres renforcées au cisaillement. En général, les courbes charge-déplacement pour les modèles d'élément finis

sont comparables aux résultats expérimentaux. La partie linéaire dans les courbes du modèle d'éléments finis est légèrement plus raide que les courbes expérimentales. La rigidité des modèles d'élément finis est encore plus haute que celle des poutres expérimentales. Les microfissures sont présentes dans le béton pour les poutres expérimentales, d'autre part, le modèle d'élément finis n'inclut pas les microfissures. Les microfissures réduisent la rigidité des poutres expérimentales. En plus, l'adhérence parfaite entre les matériaux dans le modèle d'élément finis, ne serait pas vraie pour les poutres expérimentales.

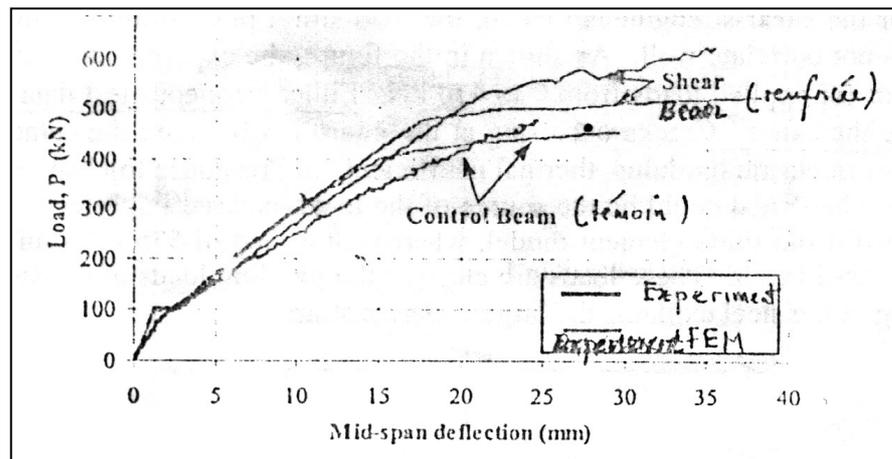


Figure 2.11 : Courbes charge-déplacement [30].

Le renfort de cisaillement augmente la capacité de charge de 45% pour les poutres expérimentales et de 15 % pour le modèle d'élément finis.

2.5 Modèle pour les poutres avec le matériau composite CFRP

KACHLAKEV et al [31] ont utilisés ANSYS pour étudier des poutres en béton renforcées extérieurement par fibre de carbone dans une matrice polymère (CFRP) pour le renforcement à la flexion et fibre de verre dans une matrice polymère (GFRP) pour le renforcement au cisaillement. Les résultats du modèle d'éléments finis d'ANSYS ont été validés par les résultats expérimentaux. La symétrie a permis à un quart de la poutre d'être modéliser (Fig.2.12).

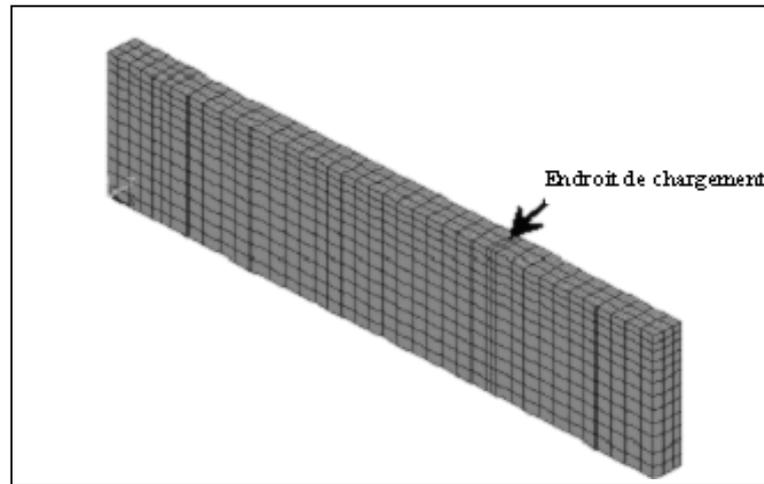


Figure 2.12 : La discrétisation par la MEF pour un quart du poutre [31].

Aux plans de la symétrie, le déplacement dans la direction perpendiculaire au plan a été placé à zéro. Un appui simple a été utilisé pour permettre la rotation aux appuis. Les poutres ont été soumises à la flexion quatre points. Le maillage a été raffiné immédiatement sous la charge (Fig.2.12). Aucun renfort de type étrier n'a été employé.

L'approche non-linéaire de Newton-Raphson a été utilisée pour tracer la courbe d'équilibre charge-déformation pendant la réponse. Il a été constaté que la convergence des solutions pour le modèle était difficile de réaliser en raison du comportement non-linéaire du béton renforcé. Les courbes de charge-déplacement pour les poutres de références et les poutres renforcées par CFRP et GFRP montrent une concordance raisonnablement bonne avec les résultats expérimentaux (Figures 2.13-2.15).

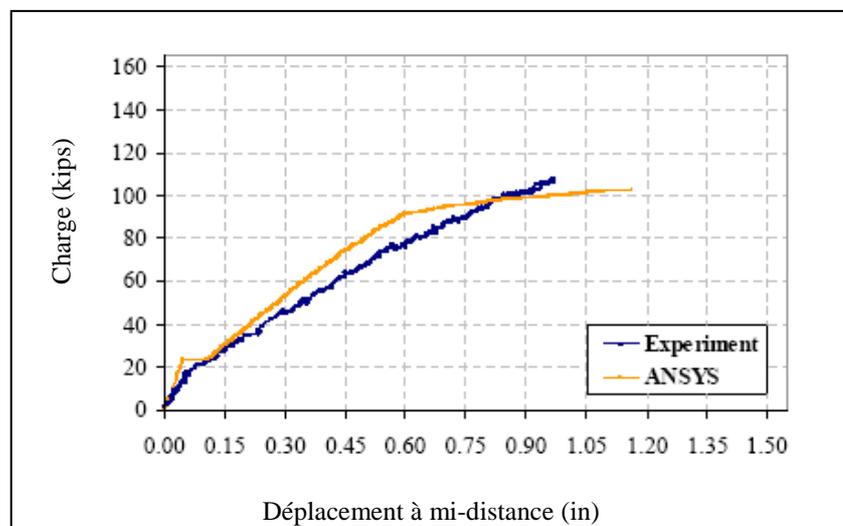


Figure 2.13 : Courbes charge-déplacement pour les poutres de références [31].

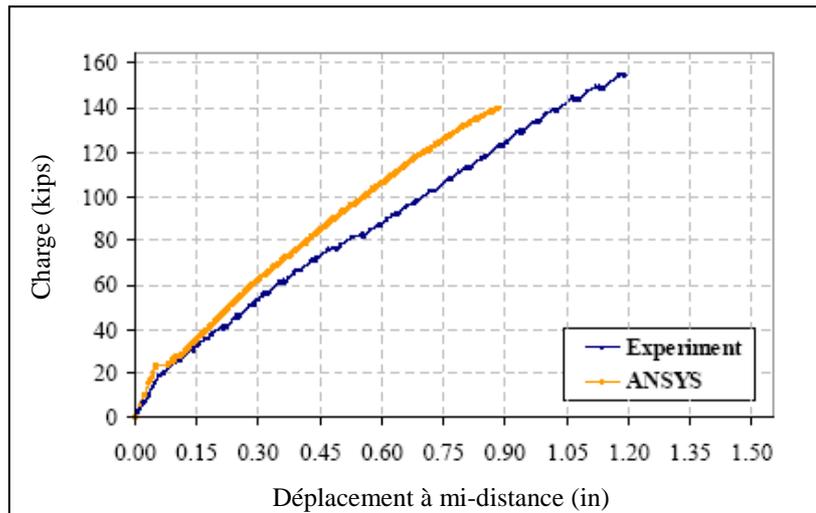


Figure 2.14 : Courbes charge-déplacement pour les poutres renforcées à la flexion [31].

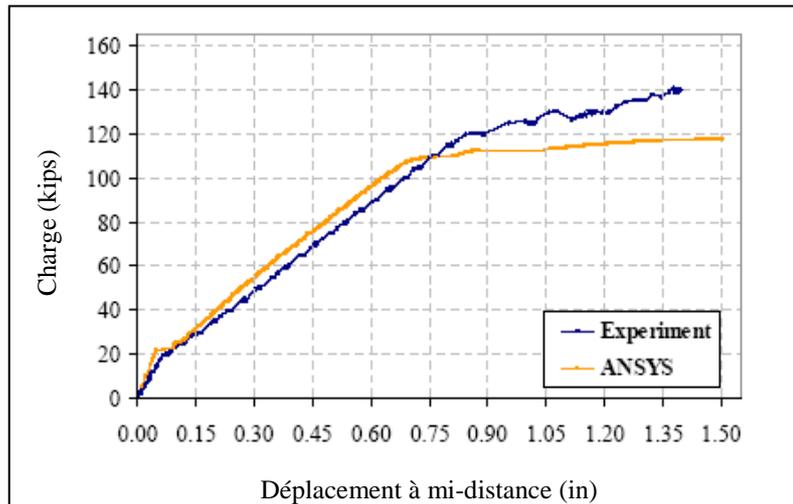


Figure 2.15 : Courbes charge-déplacement pour les poutres renforcées au cisaillement [31].

La figure 2.16 montre les différents types de fissures produite dans le béton. Les différents types de rupture du béton qui peuvent se produire sont les fissures de flexion, rupture de compression (écrasement), et les fissures diagonales de traction. Les fissures de flexion se forment verticalement vers le haut de la poutre (Fig.2.16a). Les fissures de compression sont montrées comme cercles sous les endroits de chargement (Fig.2.16b). Les fissures diagonales de traction se forment diagonalement vers le haut de la poutre (Fig.2.16c).

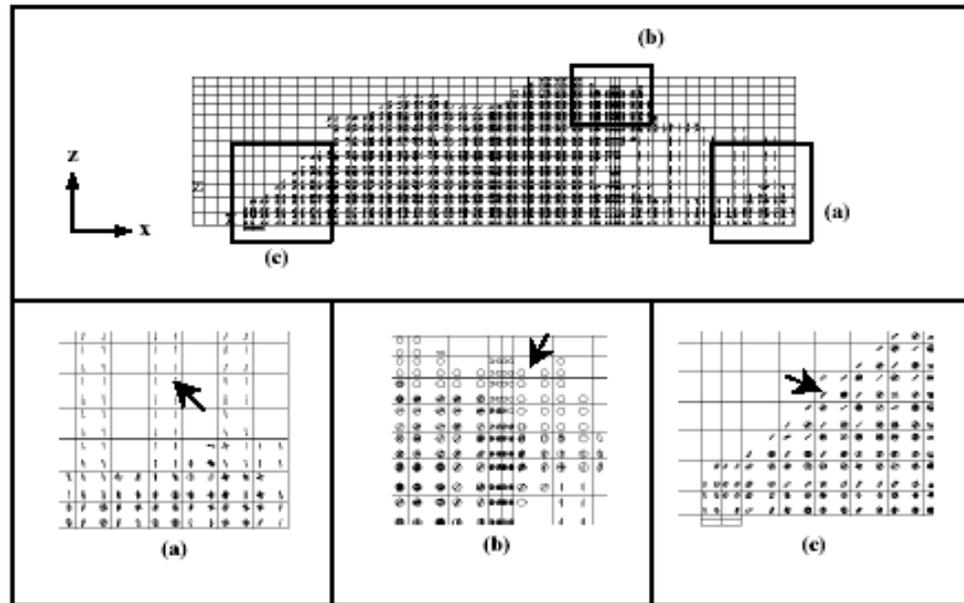


Figure 2.16 : Types de fissures dans le modèle d'éléments finis

a) fissure de flexion, b) fissure de compression, c) fissures diagonal de traction [31].

Cette étude montre que l'utilisation d'un programme commercial d'éléments finis pour modéliser le comportement des poutres en béton armé renforcés par des composites est viable.

2.6 Conclusion

La revue bibliographique a montré qu'il est possible de prédire parfaitement le comportement non linéaire des poutres en béton armé renforcées par des composites ou plaques d'acier si des modèles adéquats de matériaux sont utilisés. Un choix judicieux du type d'éléments, de l'incrémentation et de la taille de maillage améliore la concordance entre résultats expérimentaux et numériques.

CHAPITRE 3

MODELISATION DES POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES PAR LE BIAIS DU LOGICIEL ANSYS

3.1 Introduction

L'analyse numérique du comportement d'éléments des structures en béton armé est une tâche très complexe dans le génie civil. Plusieurs facteurs la compliquent, tenant compte du comportement non linéaire des matériaux, la modélisation du comportement du béton fissuré et sa contribution après sa fissuration, le problème de la modélisation de l'interaction béton-acier (adhérence) et le problème d'interface. Ces facteurs sont importants à l'élaboration d'un programme d'analyse des structures en béton armé. Une modélisation par la méthode d'éléments finis à l'aide du logiciel de simulation ANSYS 5.4 incluant une analyse des interfaces sur des poutres en béton armé renforcées par collage des matériaux composites est présentée dans ce chapitre.

3.2 Présentation du logiciel ANSYS 5.4

Le logiciel ANSYS 5.4 est un programme de simulation basé sur la méthode des éléments finis. C'est un logiciel multiphysique conçu pour couvrir différentes disciplines de technologie. Le programme ANSYS a beaucoup de possibilités d'analyses (statique, dynamique, linéaire, non linéaire....) en absence d'un matériel adéquat pour l'exécution de tests de prototypes dans un laboratoire.

Le logiciel est capable de prendre en compte la non-linéarité ainsi que la plasticité, la grande déformation, l'hyper-élasticité, le retrait, le contact, l'anisotropie du matériau....etc. Le logiciel contient plus de 61 produits. Les divers produits de base d'ANSYS sont les suivants :

Mp-ANSYS/Multiphysics, Me-ANSYS/Mechanical, St-ANSYS/Structural, LP-ANSYS/Linear Plus, Th-ANSYS/thermal, FI-ANSYS/FLOTRAN, E3-ANSYS/Emag 3-D, E2-ANSYS/Emag 2-D, PP-ANSYS/Prep Post, ED-ANSYS/ED, Dy-ANSYS/LS-DYNA,

DP-ANSYS/LS-DYNA Prep Post [32]. Pour la discipline **STRUCTURE** le nom du produit de base est **ANSYS/ structural** avec une série de produits secondaires :

- *ANSYS/ structural/Emag 3D* : est un produit secondaire qui englobe les deux programmes de calcul **STRUCTURE** et **ELECTROMAGNETIQUE**.
- *ANSYS/ structural/FLOTRAN* : est un produit secondaire qui englobe les deux programmes de calcul **STRUCTURE** et **FLUIDE**.....etc.

Pour l'introduction des données, il existe deux méthodes :

- Interface graphique (Gui/ Graphical user interface) qui est composé de fenêtres, menus, boîtes de dialogue et d'autres éléments qui nous permettent d'introduire nos données (data) est d'exécuter des fonctions. Cette méthode est la plus simple à utiliser.
- Au moyen des commandes qui sont des instructions directes introduites au logiciel **ANSYS** qui possède plus de 800 commandes. La plupart de ces commandes sont associées à un ou plusieurs processeurs spécifiques [32].

Chaque processeur permet de réaliser plusieurs fonctions et répondant à une tâche spécifique (visualiser les résultats). Le logiciel **ANSYS 5.4** contient neuf (**09**) **processeurs** dont l'utilité, le chemin d'accessibilité et les commandes sont résumés dans le tableau 3.1.

La bibliothèque d'éléments d'ANSYS contient plus de 100 types d'élément différents. Chaque type d'élément a un nombre unique et un préfixe qui identifie la catégorie d'élément : BEAM 4, PLANE 77, SOLID 96, etc. Les catégories disponibles d'élément sont les suivantes :

BEAM, COMBINation, CONTACT, FLUID, HYPERelastic, INFINite, LINK, MASS, MATRIX, PIPE, PLANE, SHELL, SOLID, SOURCE, SURFace, USER, INTERface, viscoelastic (ou viscoplastic) [32].

Tableau 3.1 : Processeurs disponibles dans le logiciel ANSYS 5.4 [32].

Processeur	Fonction	Chemin Gui	Commande
PRER 7	Création du modèle (géométrie, matériaux....)	Main Menu>pre-processor	/PREP7
Solution	Application du chargement et obtention de la solution.	Main Menu>solution	/SOLU
Post 1	Revue des résultats du modèle entier à un temps spécifié.	Main Menu>général post pro	/Post1
Post 26	Revue des résultats à des points spécifiques du modèle fonction du temps.	Main Menu>time hist postpro	/Post26
OPT	Conception initiale	Main Menu>design opt	/OPT
AUX 2	Transformation des fichiers binaires en forme exploitable.		/AUX2
AUX 12	Spécifique aux analyses thermiques (calcul et génération de la matrice de radiation)	Main Menu>Radiation Matrix	/AUX12
AUX 15	Translation des fichiers CAD	Utility Menu>File>import	/AUX15
RUNSTAT	Statistiques.	Main Menu>Run-time stats.	/RUNST

Le logiciel permet l'introduction des propriétés diverses des matériaux :

- Linéaire ou non-linéaire
- Isotropique, orthotropique, ou anisotropique.
- Température constante ou fonction du temps.

3.3 Modélisation par le logiciel ANSYS 5.4

On va présenter dans cette partie la modélisation numérique par le biais du logiciel ANSYS des poutres renforcées par composites du FRP. Les poutres modélisées sont ceux testés par A.LAICHAOUI à l'ENP [41]. Le modèle est ensuite validé par d'autres poutres

testées par d'autres chercheurs. Les types des éléments utilisés dans cette étude, ainsi que les modèles des matériaux choisis seront présentés.

3.3.1 Les étapes de la modélisation

La modélisation est divisée en trois étapes en fonction des objectifs recherchés

- Première étape :

Cette étape consiste à l'utilisation des spécimens de maillage, et ce, pour mettre en évidence l'effet de la discrétisation géométrique sur le comportement des poutres en béton non renforcées.

- Deuxième étape :

Après le choix du maillage adéquat de la poutre dans la première étape, des aciers de renforcement sont ajoutés pour avoir une poutre en béton armé maillé de référence.

- Troisième étape :

Dans cette étape, une série de spécimens est proposée et modélisée. La série est composée d'une poutre de référence constituée d'une poutre en béton armé, auquel des éléments de renforcement sont ajoutés pour analyser l'influence des éléments de renforcement sur la poutre de référence ainsi que l'observation des modes de rupture.

3.3.2 Méthode de simulation

La modélisation des spécimens étudiés est effectuée de telle sorte à prendre en charge les paramètres suivants :

- l'effet de la discrétisation géométrique.
- La nature et la forme des éléments de renforcement.
- Le comportement du matériau dans le domaine non-linéaire.
- L'interaction béton-composite et acier-béton sont supposés parfait.
- Analyse statique.

Le modèle adopté pour la simulation du comportement des poutres renforcées sera constitué d'éléments en 3 dimensions. En tirant profit de la symétrie, un quart de poutres est employé pour le modèle. Cette approche réduit le temps informatique, pour cela une étude de convergence sera effectuée pour déterminer une densité appropriée de maillage. L'acier est simplifié dans le modèle, en ignorant les parties inclinées des barres en acier. A cet effet, une étude judicieuse des éléments pouvant remplir ces conditions sera effectuée.

3.3.3 Types d'éléments

3.3.3.1 Béton armé

L'élément solid65 (Fig.3.1) a été employé pour modéliser le béton. Cet élément plein en 3D a huit nœuds avec trois degrés de liberté à chaque nœud, et des translations dans les directions nodales de x, de y, et de z. L'élément est capable d'une déformation plastique, avec les possibilités de fissurations dans les trois directions orthogonales, et l'écrasement à la compression. L'aspect le plus important de cet élément est ses propriétés non-linéaires.

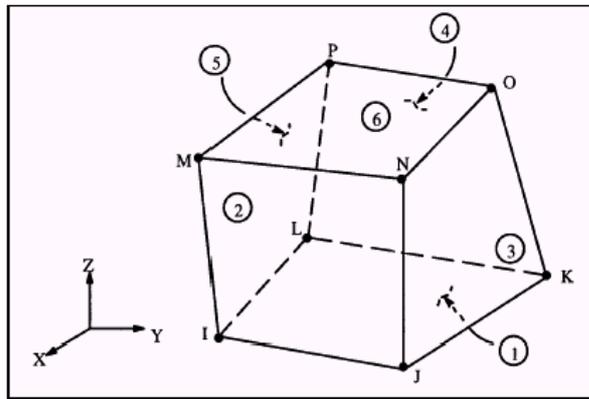


Figure 3.1 : Élément solid65 à 3D [32].

Un élément link8 (Fig.3.2) a été employé pour modéliser l'acier. Cet élément est un élément tridimensionnel, uniaxial en traction-compression. Il a deux nœuds avec trois degrés de liberté à chaque nœud et des translations dans les directions nodales de x, de y, et de z. Cet élément est également capable d'une déformation plastique.

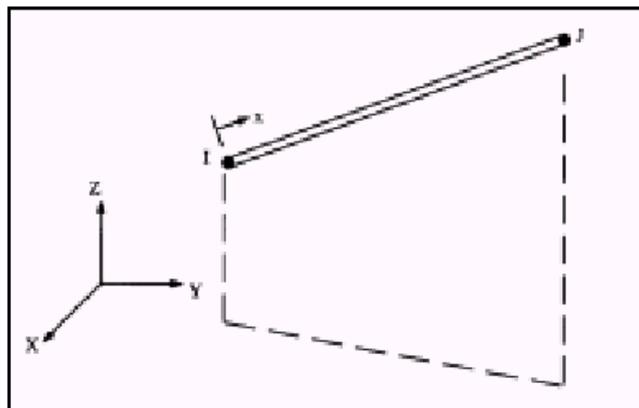


Figure 3.2 : Élément link8 à 3D [32].

3.3.3.2 Composites FRP

Un élément solid46 (Fig.3.3) a été employé pour modéliser les composites de FRP. L'élément tient compte de jusqu'à 100 couches différentes avec différentes orientations et propriétés orthotropique dans chaque couche. L'élément a trois degrés de liberté à chaque nœud et des translations dans les directions nodales de x, de y, et de z.

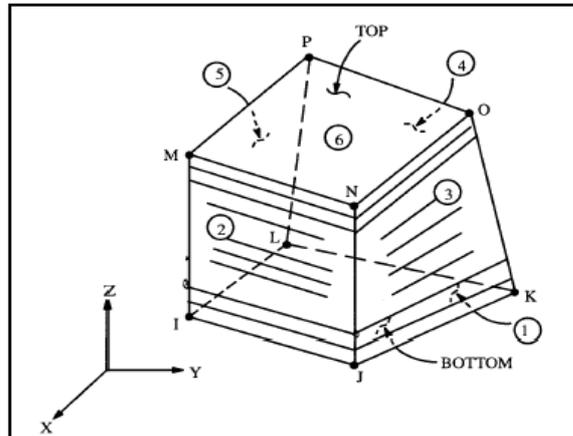


Figure 3.3 : Élément solid46 à 3D [32].

3.3.3.3 Plaques en acier

Un élément solid45 (Fig.3.4) a été utilisé pour les plaques en acier aux soutiens du poutre afin d'éviter des problèmes de concentration d'efforts. L'élément est défini avec huit nœuds ayant trois degrés de liberté à chaque nœud et des translations dans les directions nodales de x, de y, et de z.

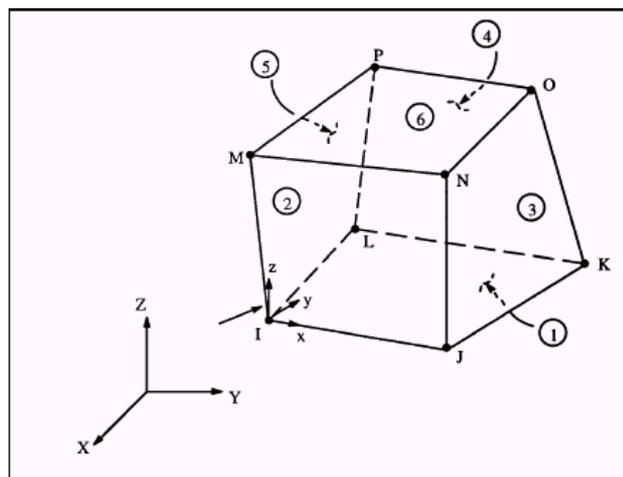


Figure 3.4 : Élément solid45 à 3D [32].

3.3.4 Propriétés des matériaux

3.3.4.1 Béton

Le béton est un matériau quasi fragile et présente un comportement très différent en compression et à la traction. La résistance à la traction est en général 8 à 15% de la résistance à la compression [30, 31]. La figure 3.5 montre la courbe contrainte-déformation pour le béton.

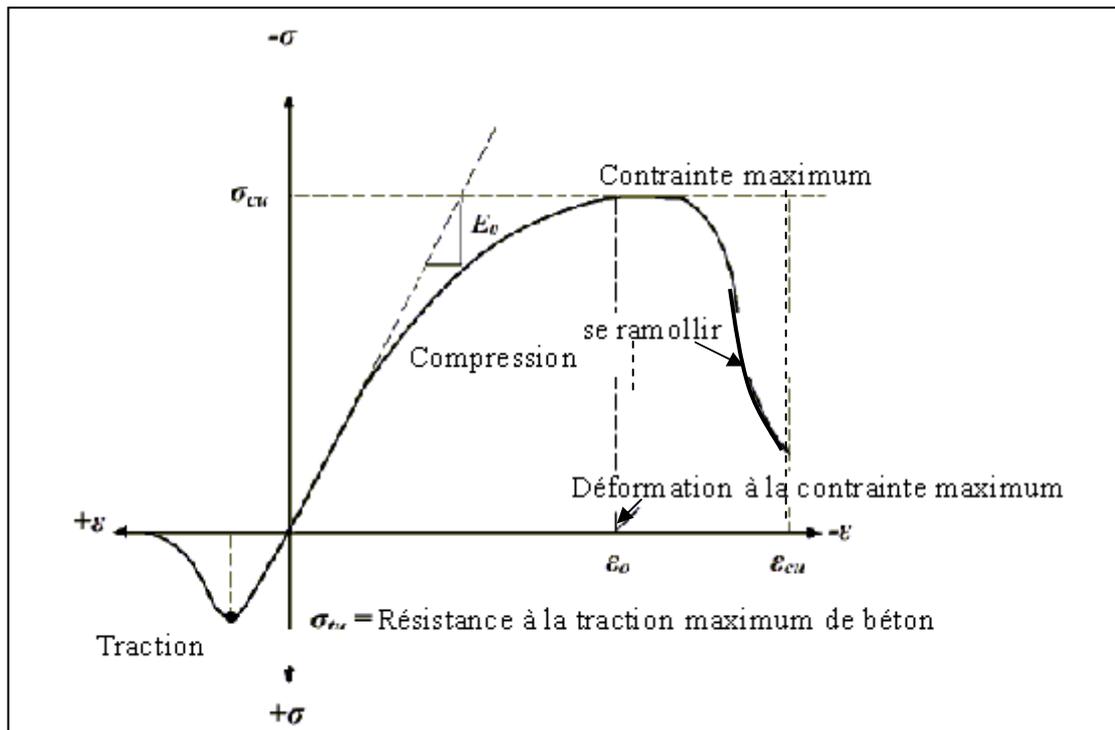


Figure 3.5 : Courbe contrainte-déformation de compression et traction uniaxial pour le béton [31].

En compression, la courbe de contrainte-déformation pour le béton est linéairement élastique jusqu'à environ 30% de contrainte maximale à la compression. Au-dessus de ce point, la contrainte augmente graduellement jusqu'à la contrainte maximale à la compression (σ_{cu}). Après σ_{cu} , la courbe descend, et se produit l'écrasement et la rupture à une déformation ultime ϵ_{cu} . En traction, la courbe contrainte-déformation pour le béton est approximativement linéaire élastique jusqu'à la contrainte maximale à la traction. Après ce point, les fissures de béton et la résistance diminue graduellement à zéro [11, 30, 31].

Les propriétés linéaires isotropiques et multilinéaires isotropiques pour le béton sont comme suit :

- Module élastique (E_c).

- Résistance à la compression uniaxiale ultime (f_c').
- Résistance à la traction uniaxiale ultime (f_t).
- Coefficient de poisson (ν).
- Coefficient de transfert de cisaillement (β_r).
- La relation contrainte-déformation pour le béton en compression uniaxial.

Les résistances ultimes du béton à la compression et à la traction pour chaque modèle de poutre ont été calculées par les équations (3.1), et (3.2), respectivement.

$$f_c' = \left(\frac{E_c}{4730} \right)^2 \quad (3.1)$$

$$f_t = 0.623(f_c')^{1/2} \quad (3.2)$$

Où : E_c , f_c' et f_t en MPa.

Le coefficient de poisson pour le béton est assumé égale 0.2 pour chaque poutre.

Le coefficient de transfert de cisaillement, β_r , utilisé dans beaucoup d'études des structures en béton renforcées, varie entre 0.05 et 0.25 [30, 31]. Dans cette étude on a pris $\beta_r = 0.2$.

Le programme d'ANSYS exige la relation contrainte-déformation pour le béton dans la compression uniaxial. Les équations suivantes ont été utilisées pour calculer la courbe multilinéaire isotropique de contrainte-déformation pour le béton.

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + (\varepsilon/\varepsilon_0)^2} \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2 f_c'}{E_c} \quad (3.4)$$

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon} \quad (3.5)$$

Avec :

f : contrainte à n'importe quelle déformation ε , en MPa.

ε : déformation à la contrainte f .

ε_0 : déformation à la résistance ultime de compression f_c'

La contrainte-déformation multilinéaire isotrope mise en application exige que le premier point de la courbe soit défini par l'utilisateur. Elle doit satisfaire la loi de Hooke.

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (3.6)$$

La figure 3.6 montre la courbe contrainte-déformation simplifiée de béton en compression uniaxial qui a été employé dans cette étude.

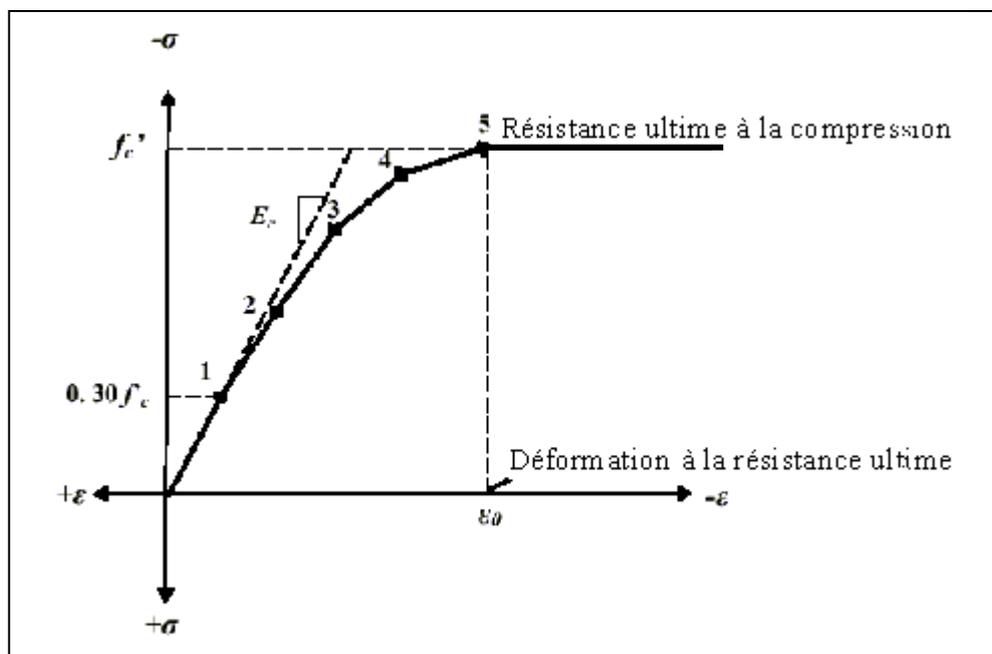


Figure 3.6 : Courbe contrainte-déformation simplifiée pour le béton en compression uniaxial. [31].

La courbe simplifiée de contrainte-déformation pour chaque modèle de poutre est construite de six points reliés par les lignes droites. Point 1, défini comme $0.30f_c'$, est calculé par la relation contrainte-déformation du béton dans la partie linéaire (équation 3.5). Les points 2, 3, et 4 sont obtenus à partir de l'équation (3.3), et ε_0 calculé à partir de l'équation (3.4). Le point 5 est défini par f_c' et ε_0 . Dans cette étude, un comportement parfaitement plastique après le point 5 est supposé. Les propriétés du béton utilisées pour chaque modèle sont résumées dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Propriétés du béton

Numéro du matériau	Type d'élément	Propriétés du béton		
1	Béton (solid65)	Linéaire isotropique		
		E_x (MPa)= E_c	25028.81	
		ν_{XY}	0.2	
		Multilinéaire isotropique (courbe σ - ϵ)		
			Déformation (ϵ)	contrainte (σ)
		Point 1	0.000336	8.4
		Point 2	0.000672	15.43
		Point 3	0.001008	20.98
		Point 4	0.001344	24.73
		Point 5	0.00224	28
		Béton		
		Temps (t)	0	
		ShrCf-Op (β_t)	0.2	
		ShrCf-CI (β_c)	0.2	
		UnTensSt (f_{t28})	3.3	
UnCompSt (f_{c28})	-28			
BiCompSt	0			
HydroPrs	0			
BiCompSt	0			
UnTensSt	0			
TenCrFac	0			

3.3.4.2 L'acier du béton armé et les plaques en acier

Dans cette étude, le comportement de l'acier est supposé élasto-plastique parfaite et identique en traction et en compression [11, 30, 31]. Les plaques d'acier ont été ajoutés aux endroits d'appuis pour fournir une distribution constante de contrainte, on a assumé que les plaques sont les matériaux élastiques linéaires. Les propriétés de l'acier du béton armé et

les plaques d'acier sont montrées dans le Tableau 3.3. La figure 3.7 montre la courbe contrainte-déformation pour l'acier de ferrailage employé dans cette étude.

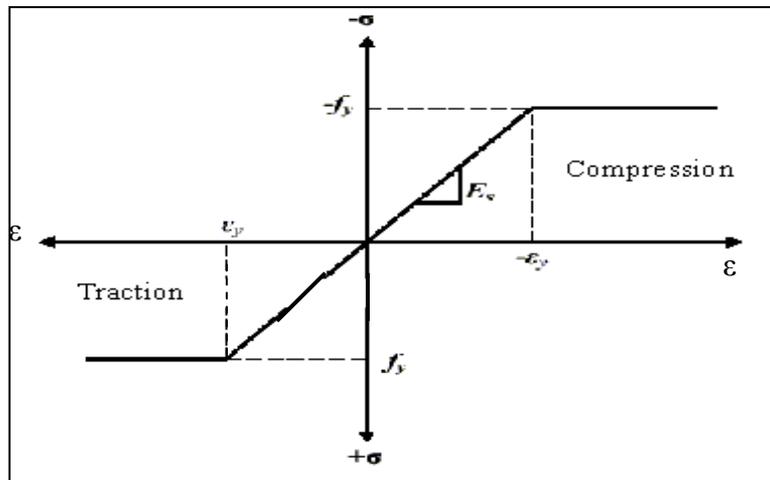


Figure 3.7 : Courbe contrainte-déformation pour l'acier de renforcement [31].

Tableau 3.3 : Propriétés de l'acier du béton armé et les plaques en acier.

Numéro du matériau	Type d'élément	Propriétés des matériaux	
2	Plaques en acier (solid45)	Linéaire isotropique	
		E_x (MPa)= E_s	200000
		ν	0.3
3	L'acier du béton armé (link8)	Linéaire isotropique	
		E_x (MPa)= E_s	200000
		ν	0.3
		Bilinéaire isotropique	
		f_y (MPa)	410
		E_s'	0

3.3.4.3 Les Composites FRP

Les composites FRP sont des matériaux qui se composent de deux constituants combinés à un niveau macroscopique et ne sont pas solubles l'un dans l'autre. Un

constituant (le renfort), est inclus dans le deuxième constituant qui est un polymère continu appelé la matrice.

Le matériau renfort est sous forme de fibres, c-à-d, carbone et verre, qui sont en général plus raides et plus fortes que la matrice. Les composites de FRP sont les matériaux anisotropes, c'est-à-dire, leurs propriétés ne sont pas les mêmes dans toutes les directions de x , y , et z . La direction de x est identique à la direction de fibre, et les directions de y et de z sont perpendiculaires à la direction de x . C'est un matériaux particulièrement orthotropique est également transversalement isotropique, où les propriétés des composites de FRP sont presque les mêmes dans n'importe quelle perpendiculaire à la direction des fibres. Ainsi, les propriétés dans la direction de y sont identiques à celles dans la direction de z (Fig.3.8).

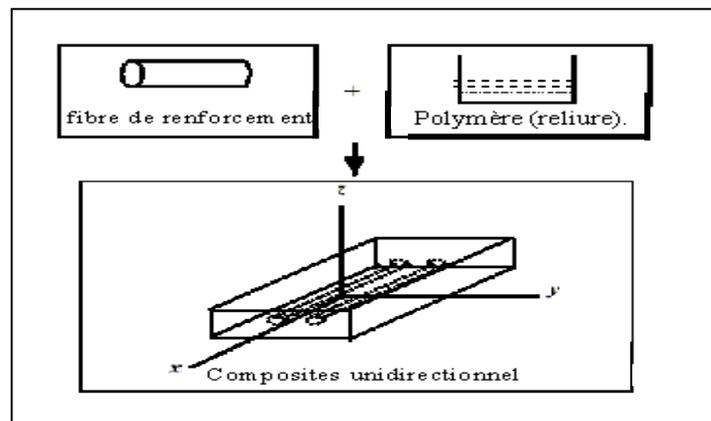


Figure 3.8 : Un schéma des composites FRP [31].

Des propriétés élastiques linéaires des composites de FRP ont été assumées dans toute cette étude. La figure 3.9 montre les courbes de contrainte-déformation utilisées dans cette étude pour les composites de FRP dans la direction des fibres.

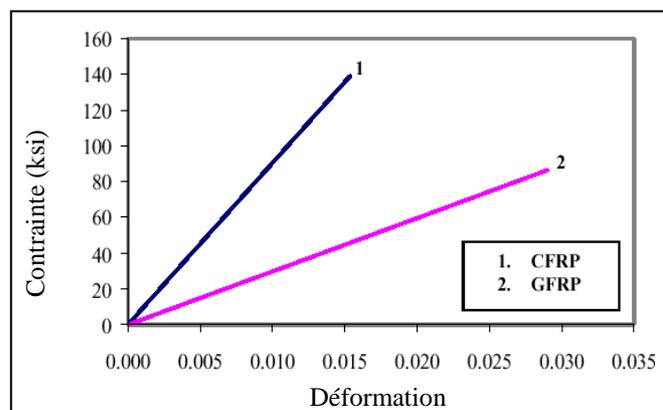


Figure 3.9 : Courbe contrainte-déformation de FRP dans la direction des fibres [31].

Les données d'entrée nécessaires pour les composites de FRP dans les modèles d'éléments finis sont comme suit :

- Nombre de couche.
- L'épaisseur de chaque couche.
- L'orientation de la direction de fibre pour chaque couche (θ).
- Module d'élasticité du composite de FRP dans les trois directions (E_x , E_y , et E_z).
- Module de cisaillement du composite de FRP pour les trois plans (G_{xy} , G_{yz} et G_{xz}).
- Coefficient de poisson major pour les trois plans (ν_{xy} , ν_{yz} et ν_{xz}).

Les propriétés du composite FRP de renforcement utilisées pour chaque modèle sont montrées dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 : Propriétés du composite FRP [31].

Numéro du matériau dans les modèles	Composites FRP	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de poisson major	Résistance à la traction (MPa)	Module de Cisaillement (MPa)	épaisseur (mm)	θ (°)
4	CFRP	$E_x=62000$ $E_y=4800$ $E_z=4800$	$\nu_{xy}=0.22$ $\nu_{yz}=0.22$ $\nu_{xz}=0.30$	958	$G_{xy}=3270$ $G_{yz}=3270$ $G_{xz}=1860$	1	0
	GFRP	$E_x=21000$ $E_y=7000$ $E_z=7000$	$\nu_{xy}=0.26$ $\nu_{yz}=0.26$ $\nu_{xz}=0.30$	600	$G_{xy}=1520$ $G_{yz}=1520$ $G_{xz}=2650$	1.3	90

Note : CFRP : Polymère renforcé par des fibres de carbone.

GFRP: Polymère renforcé par des fibres de verre.

3.3.5 La géométrie

Les dimensions des poutres normales étaient de 160mm×180mm×1700mm avec une portée de 1500mm. La figure 3.10 montre les dimensions pour chaque modèle avant le renforcement et le quart du modèle est montré sur la figure 3.11.

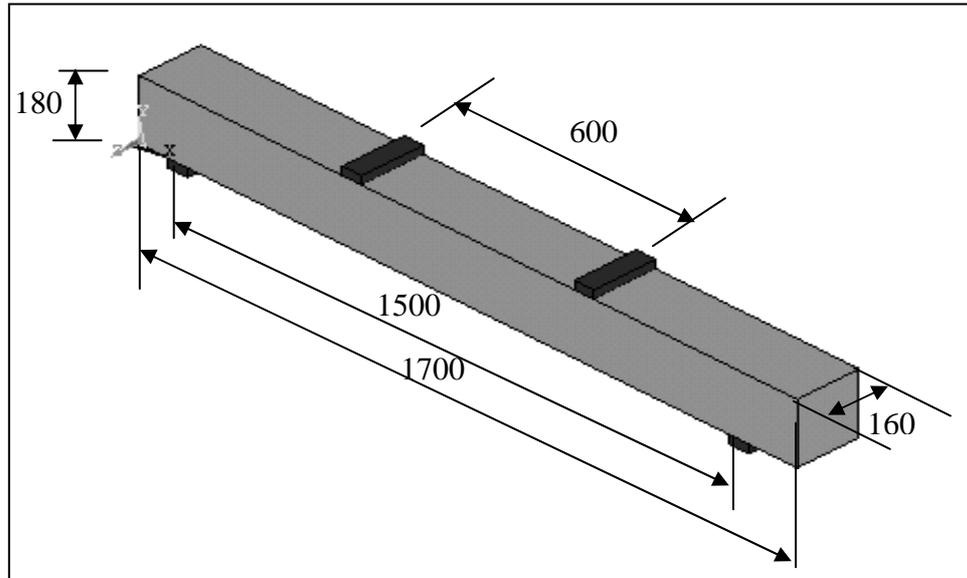


Figure 3.10 : Dimensions de la poutre (unité mm).

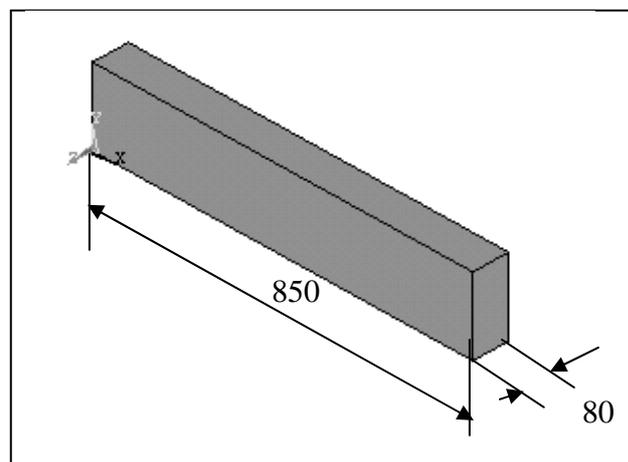


Figure 3.11: Un quart de la poutre (Unité mm).

La figure 3.12 montre la position et le type d'acier de renforcement pour les poutres modélisées. Dans les modèles d'élément finis, l'élément en 3D utilisé pour représenter le renfort en acier (link8) est désigné ici sous le nom des éléments de lien. Le renfort en acier a été simplifié dans le modèle en ignorant les parties inclinées des barres en acier. La figure 3.15 montre l'acier de renforcement dans les modèles pour un quart de la poutre.

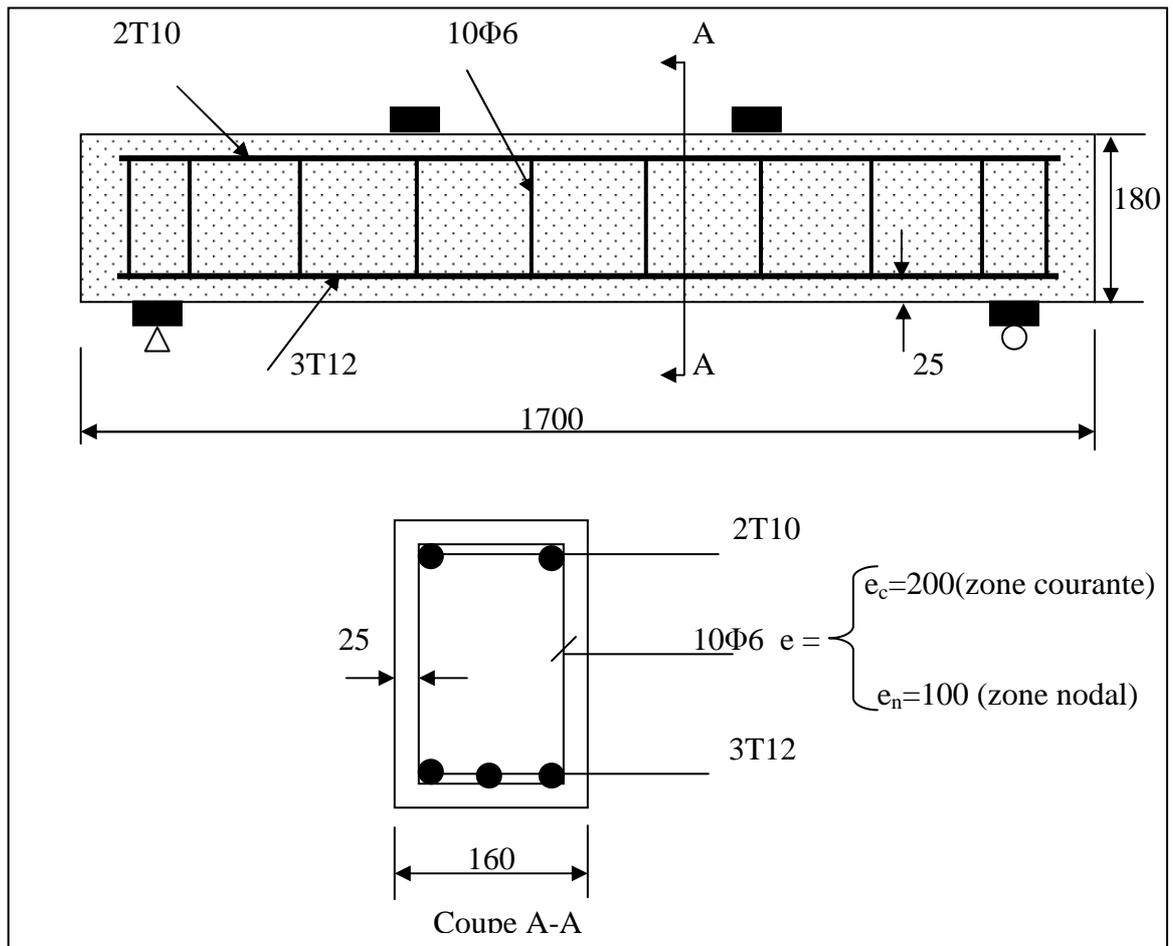


Figure 3.12 : Dimensions et ferrailage de la poutre modélisée (Unité mm)

Dans le meilleur des cas, l'adhérence entre le béton et l'acier devrait être considéré. Cependant, dans cette étude, le lien parfait entre les matériaux a été assumé. Pour fournir le lien parfait, l'élément de lien (link8) pour l'acier de renforcement a été relié entre les nœuds de chaque élément plein du béton adjacent, ainsi les deux matériaux ont partagé les mêmes nœuds. La même approche a été adoptée pour les composites de FRP.

D'une façon générale, les composites de FRP ont été collés sur la poutre en béton après fissuration. Cependant, dans cette étude, et pour faciliter la modélisation les éléments du composites FRP (solid46) ont été attachés au modèle en béton de base avant fissuration du béton.

Les composites de renforcement et/ou réparation sont fixées au béton par l'intermédiaire d'une couche adhésive en résine époxyde. Puisque l'épaisseur de la couche d'adhésif est généralement petite (1÷3 mm), la plupart des travaux trouvés dans la littérature [46-51] représentent cette couche par un élément d'interface (figure 3.13). A part

Zirba et al [47] qui ont utilisé des éléments couches pour représenter l'interface, tous les autres chercheurs ont opté pour un élément d'interface type Goodman c.à.d avec une épaisseur nulle (figure 3.14) pour représenter la même interface. Le tableau 3.5 regroupe les principaux résultats trouvés dans la littérature.

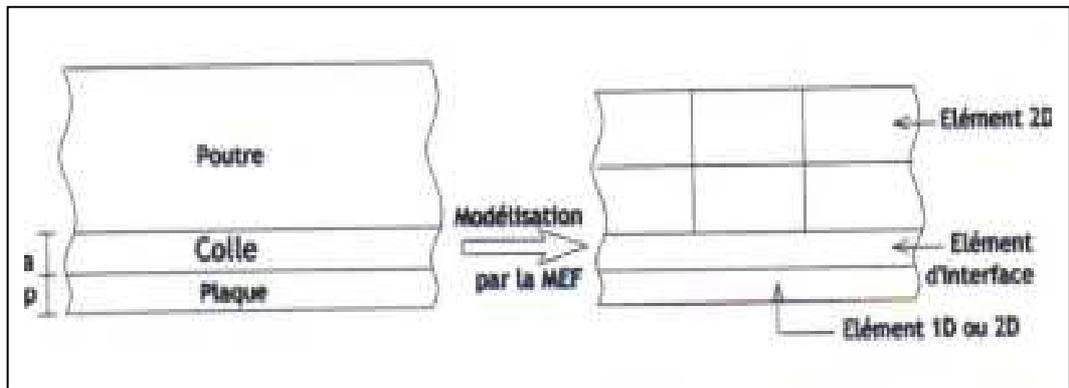


Figure 3.13 : Modélisation de la couche d'adhésif.

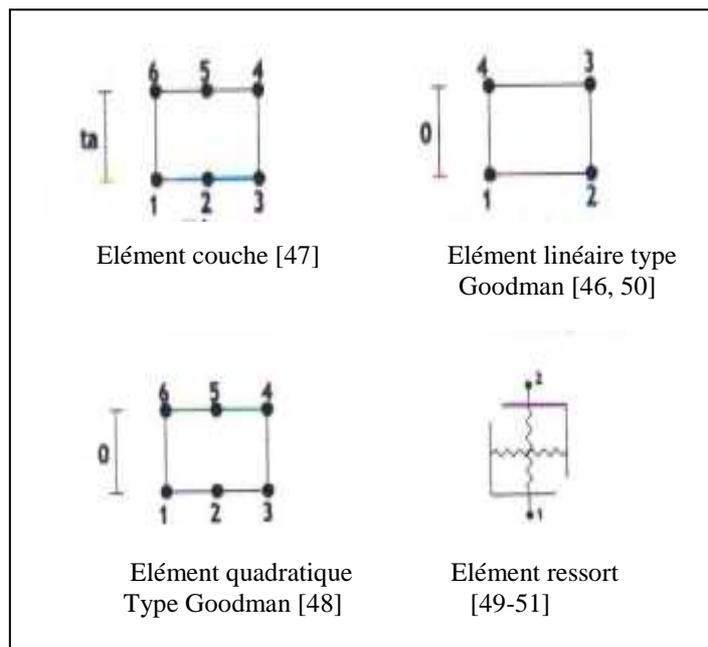
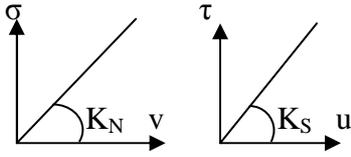
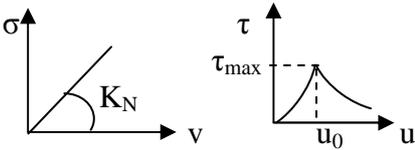
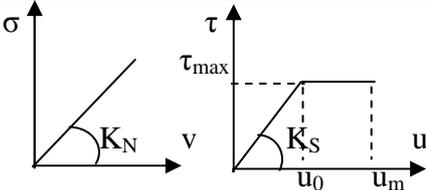
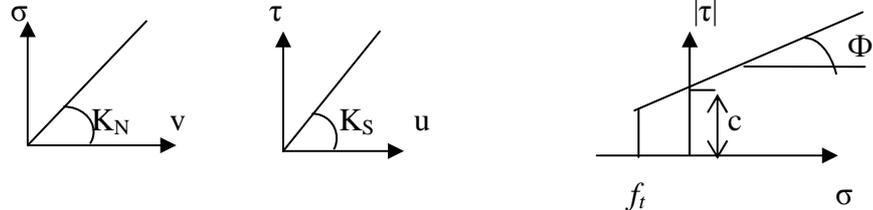


Figure 3.14 : Type d'élément d'interface utilisé.

Tableau 3.5 : Modèle de rupture pour l'interface.

Réf	Plaque	Modèle
[46]	FRP	 <p> $K_N = 12800 \text{ MPa/mm}$ $K_S = 2900 \text{ MPa/mm}$ σ_{\max} et τ_{\max} non spécifiée </p>
[46] [51]	FRP et Acier	 <p> $\tau = \tau_{\max} \sqrt{u/u_0}$ si : $u \leq u_0$ $\tau = \tau_{\max} E^{-\alpha (u/u_0 - 1)}$ si : $u > u_0$ $\tau_{\max} = 1.5 \beta_{\infty} f_t$; $u_0 = 0,0195 \beta_{\infty} f_t$ </p> <p> $\beta_{\infty} = \sqrt{(2,25 - b_p/b_b) / (1,25 + b_p/b_b)}$ $\alpha = 1/[(G_f / \tau_{\max} s_0) - 2/3]$ $G_f = 0,308 \beta_{\infty}^2 \sqrt{f_t}$ </p> <p> $K_N = \begin{cases} \infty & \text{si } \sigma \text{ de compression} \\ \infty & \text{si } \sigma \text{ de traction et pas de glissement} \\ 0 & \text{d'autre cas} \end{cases}$ </p> <p> b_p : Largeur de la plaque de FRP (mm) ; u_0 en (mm) b_b : Largeur du béton (mm) ; τ en (mm) G_f : Energie de rupture de l'interface (MPa/mm). f_t : Résistance en traction du béton (MPa). </p>
[50]	FRP et GFRP	 <p> $K_S = G_a / t_a$. $G_a = E_a / 2(1 + \nu_a)$ </p> <p> t_a : Epaisseur de l'adhésif E_a : Module d'élasticité de l'adhésif. </p> <p> $\tau_{\max} = 3,5$ (FRP) et $2,5$ (GFRP). $u_m = 0,5$ (FRP) et $0,67$ (GFRP). $u_0 = 0,01 \text{ mm}$ $K_N = \infty$ </p>
[48]	Acier	 <p> $K_S = 60 \text{ MPa/mm}$ $K_N = 144 \text{ MPa/mm}$ </p> <p> La rupture de l'interface suit le critère de Mohr Coulomb $\tau = C - \sigma \tan \Phi$. $C = 5 \text{ MPa}$; $\Phi = 30^\circ$ </p>

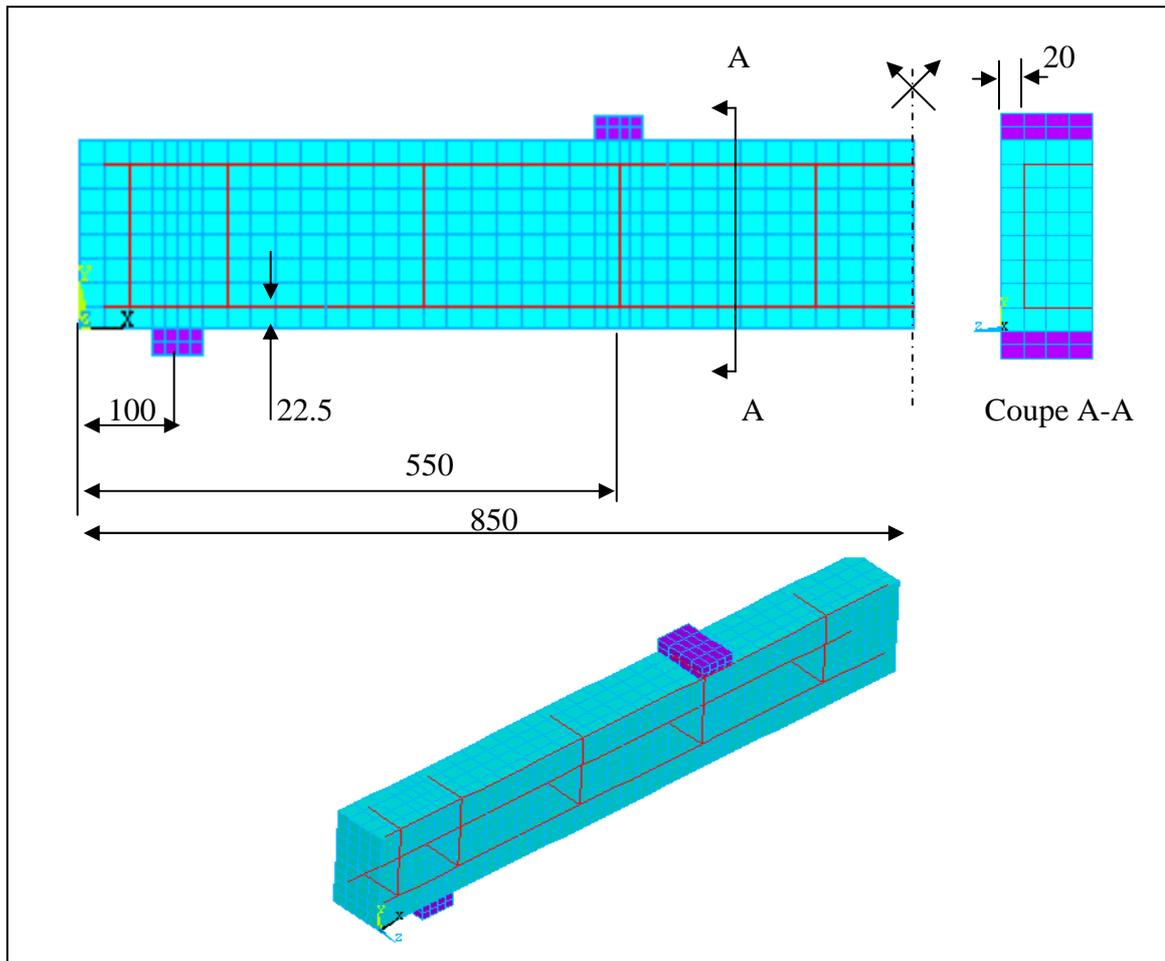


Figure 3.15 : L'acier dans les modèles pour un quart de la poutre (Unité mm)

Due à la symétrie, la barre centrale inférieure dans la poutre est découpée, donc la moitié de la section transversale (A_s) se rapporte à cette barre.

Les nœuds de l'élément de couche de FRP (solid46) sont reliés aux nœuds des éléments béton (solide65) adjacents afin de fournir le lien parfait entre les deux matériaux. La figure 3.16 illustre la connectivité des éléments.

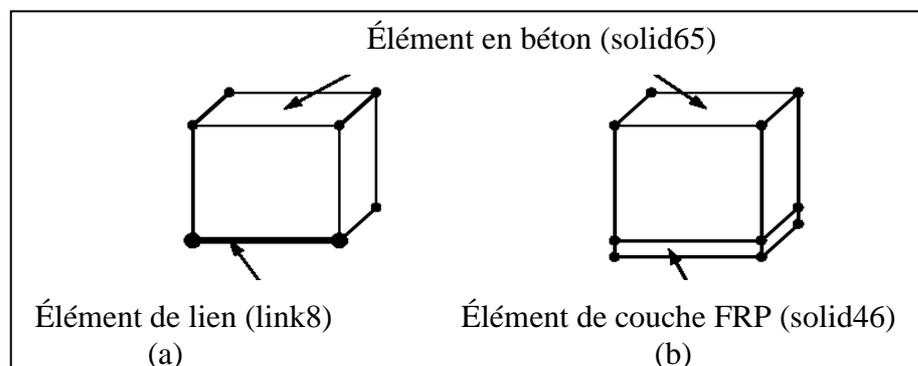


Figure 3.16 : Connectivité d'élément, (a) connections de l'élément béton et l'acier, (b) connections de l'élément béton et la couche de FRP.

Les poutres renforcées sont montrées dans la figure 3.17. Les composites CFRP et GFRP ont eu de diverses épaisseurs, selon les capacités reprises à de divers endroits des poutres.

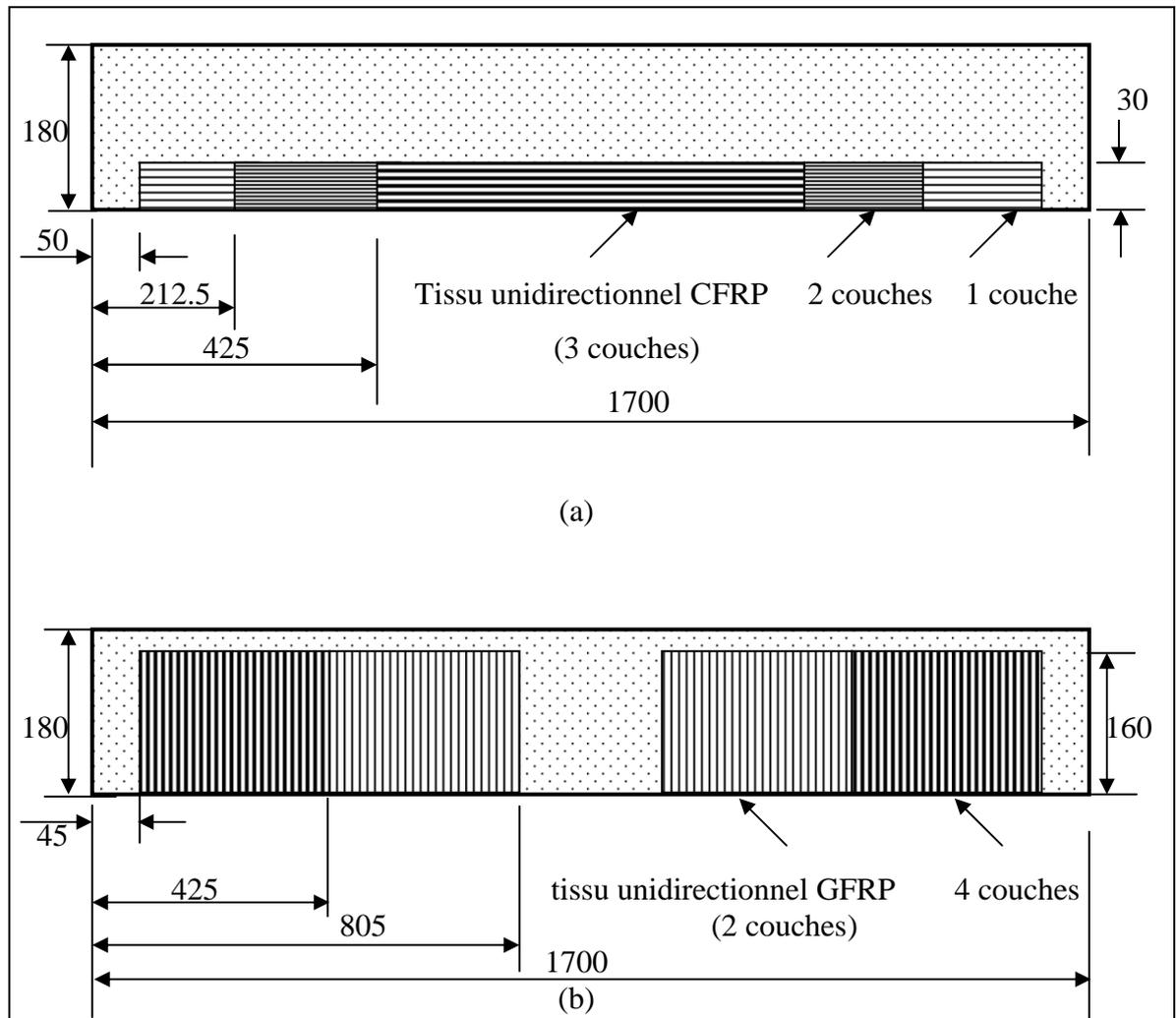


Figure 3.17 : Les composites FRP de renforcement, (a) poutre renforcée à la flexion, (b) poutre renforcée à l'effort tranchant (Unité mm)

Les diverses épaisseurs de composites de FRP créent des discontinuités, qui ne sont pas souhaitables pour l'analyse en éléments finis. Celles-ci peuvent développer des concentrations élevées d'effort aux secteurs locaux sur les modèles et la solution peut avoir des difficultés dans la convergence. Par conséquent, une épaisseur globale cohérente de composites de FRP a été employée dans les modèles pour éviter des discontinuités. La rigidité globale équivalente des matériaux de FRP a été maintenue en faisant les changements de module d'élasticité et les modules de cisaillement assignés à chaque FRP. Par exemple, si l'épaisseur d'un stratifié de FRP était artificiellement doublée pour maintenir une épaisseur globale constante, le module d'élasticité et de cisaillement du

matériau ont été réduits par 50%. Noter que le rapport entre le module d'élasticité et de cisaillement est linéaire. L'équation (3.7) montre le rapport entre le module d'élasticité et de cisaillement [31].

$$G_{xy} = \frac{E_x E_y}{E_x + E_y + 2 \nu_{xy} E_x} \quad (3.7)$$

Où : G_{xy} : module de cisaillement dans le plan xy.

E_x : module d'élasticité dans la direction de x.

E_y : module d'élasticité dans la direction de y.

ν_{xy} : coefficient de poisson major.

La figure 3.18 montre les dimensions modifiées du composites FRP de renforcement dans les modèles.

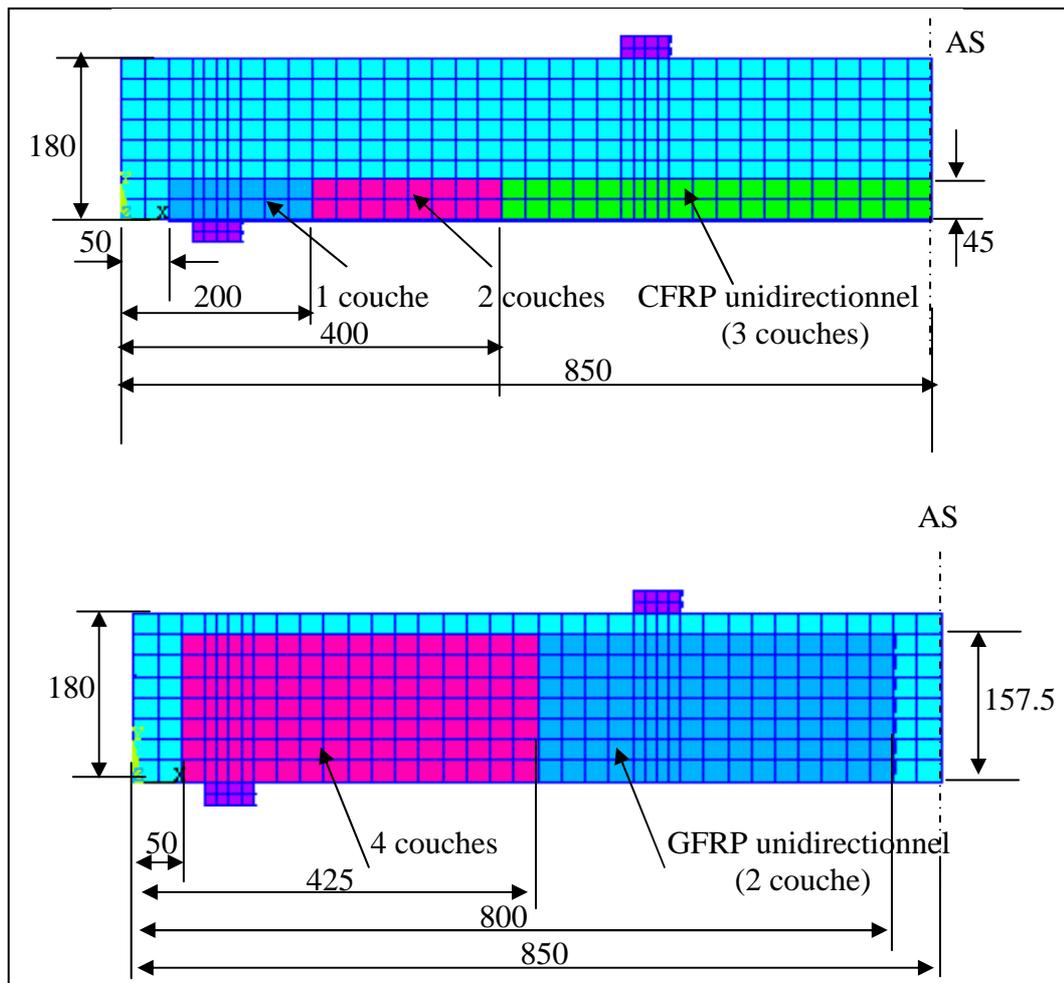


Figure 3.18 : Dimensions modifiées du composites FRP pour un quart des poutre
 (a) : Poutre renforcée à la flexion (b) : Poutre renforcée à l'effort tranchant (unité mm).

3.3.6 La discrétisation par éléments finis

Après la modélisation géométrique durant la première étape, l'analyse en éléments finis exige le maillage en un certain nombre de petits éléments. Après chargement, les contraintes et les déformations sont calculées aux points d'intégration de ces petits éléments [31]. L'étape importante dans le modèle d'élément finis est donc le choix de la densité de maillage. La convergence des résultats est obtenue quand un nombre proportionné d'éléments est employé dans un modèle. Ceci est pratiquement réalisé quand une augmentation de la densité de maillage a un effet négligeable sur les résultats [33]. Par conséquent, dans ce modèle l'étude de convergence a été effectuée pour déterminer la densité appropriée de maillage.

L'étude de convergence a été effectuée dans une analyse linéaire. Du à la symétrie, un quart des poutre en béton ont été modélisées avec les mêmes propriétés des matériaux et un nombre croissant des éléments 68, 255, 510, 680, 816, 952, 1088, 1190, 1360. On a calculé le déplacement à mi-distance et au point extrême pour toutes les poutres pour une même charge appliquée de 250 kN. La figure 3.19 montre les résultats de l'étude de convergence à mi-distance.

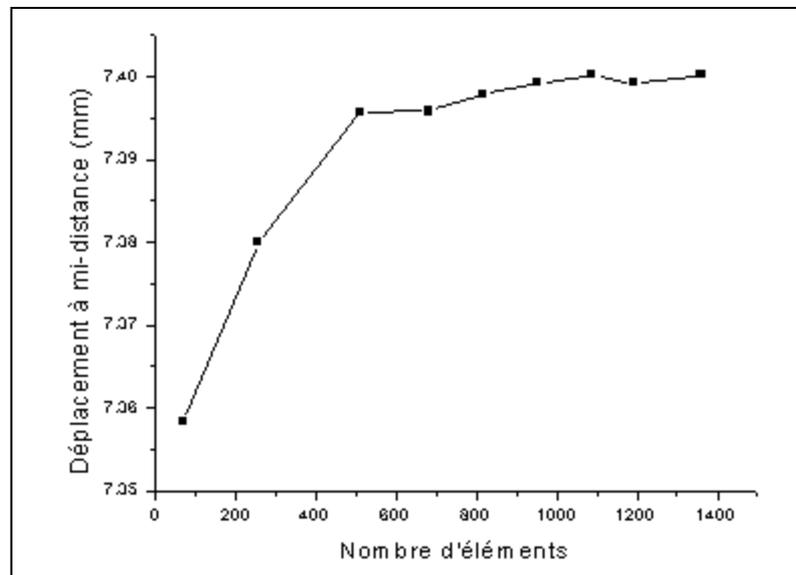


Figure 3.19 : Résultats de l'étude de convergence.

On a constaté que les modèles avec le nombre des éléments plus de 1088 ont eu un effet négligeable sur le déplacement à mi-distance. Un nombre de 1216 composant le modèle en éléments finis du béton (solid65) a été employé dans cette étude et un maillage

plus fin aux endroits de chargement afin d'éviter des problèmes de concentration d'efforts. La figure 3.20 montre le maillage pour la poutre de référence du modèle en béton. Les nombres des éléments utilisés dans cette étude sont récapitulés dans le tableau 3.6.

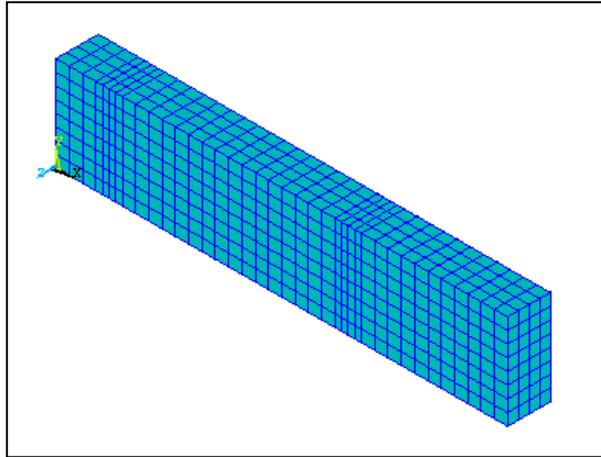


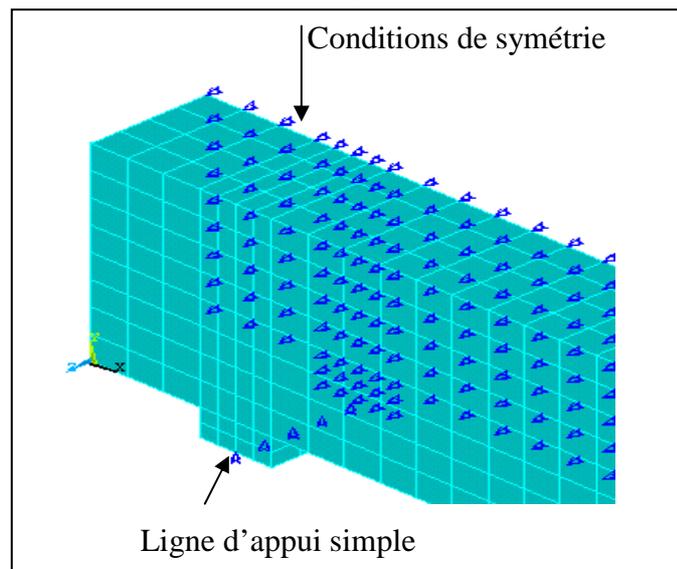
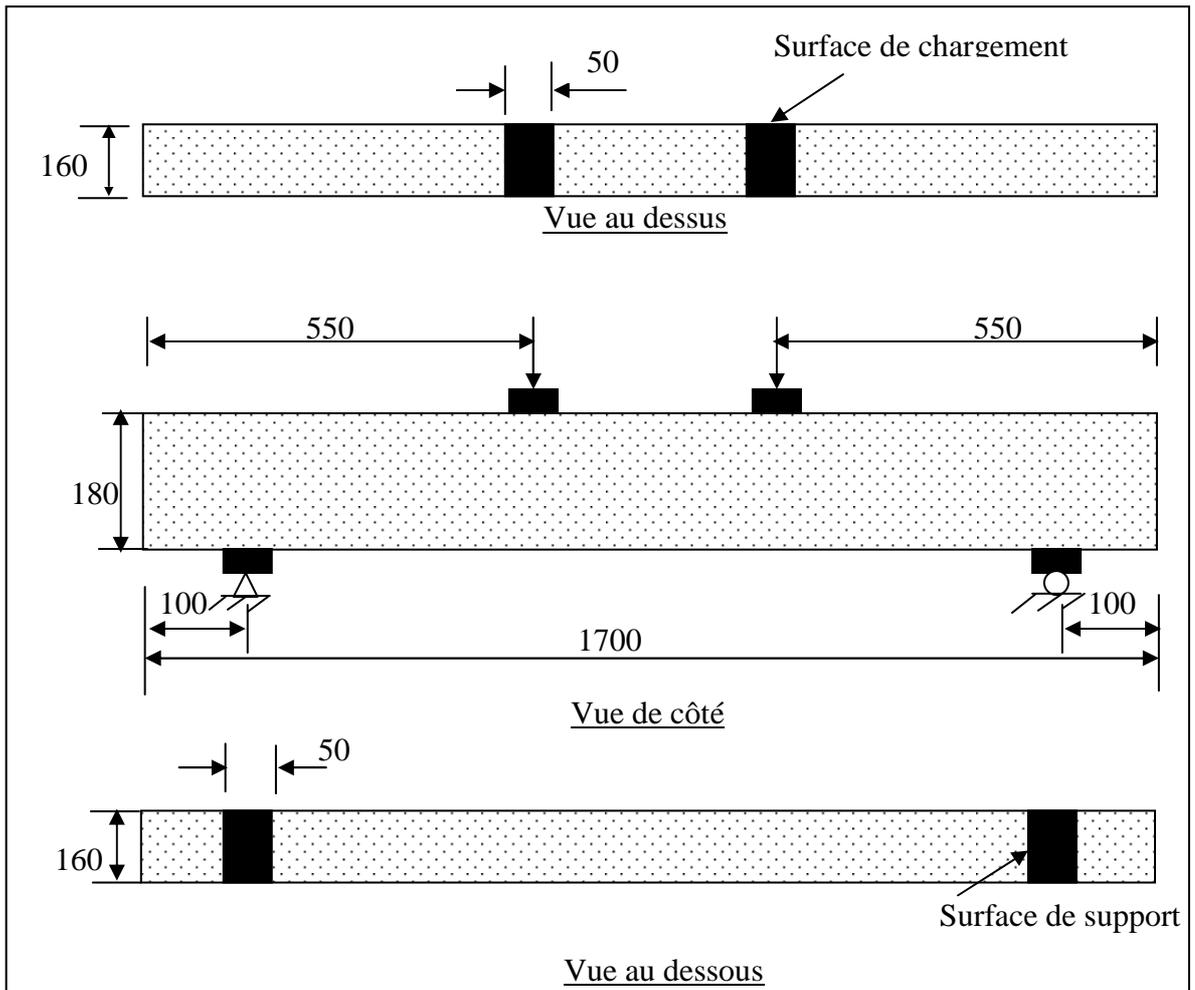
Figure 3.20 : Discretisation par la MEF pour un quart de la poutre en béton non renforcée.

Tableau 3.6 : Nombres des éléments utilisés pour un quart de la poutre.

Modèle	Nombre d'éléments				
	béton	Acier de renforcement	Composites FRP	Plats en acier	Total
Poutre de référence	1216	171	/	64	1451
Poutre renforcée à la flexion	1216	171	252	64	1703
Poutre renforcée à l'effort tranchant	1216	171	408	64	1859

3.3.7 Chargement et conditions aux limites

Les plats en acier d'épaisseur 25 mm ont été modélisés par l'élément solid45, ajoutés aux appuis et aux points d'application de la charge afin d'éviter des problèmes de concentration des contraintes. Ceci a présenté une distribution constante des contraintes au-dessus des plaques. Les dimensions des plaques en acier pour le chargement et l'appui étaient (50mm× 25mm×160 mm) et (50mm×25mm×160mm) respectivement. La figure 3.21 montre les dimensions et la position des plats en acier. Un appui simple de ligne a été placé sous la ligne centrale de la plaque de support pour permettre la rotation de la plaque (Fig.3.22).



La charge appliquée à la plaque d'acier est $(P/4)$ à travers une ligne centrale de la plaque. La charge appliquée à chaque nœud est $(P/20)$ de la charge totale appliquée. La figure 3.23 illustre la plaque au niveau de chargement.

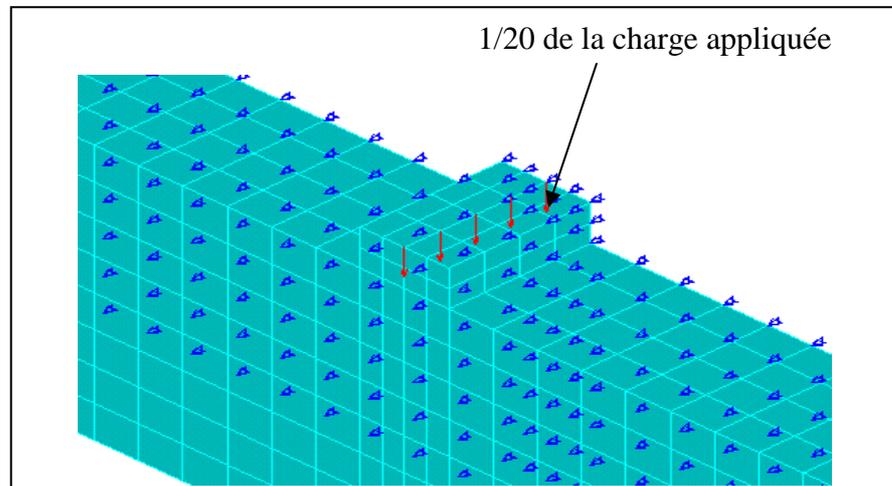


Figure 3.23 : Condition à la limite pour les plaques aux endroits de chargement.

Puisque un quart de la poutre a été modélisée, les conditions aux limites de symétrie ont été placées dans deux plans de symétrie (fig.3.24).

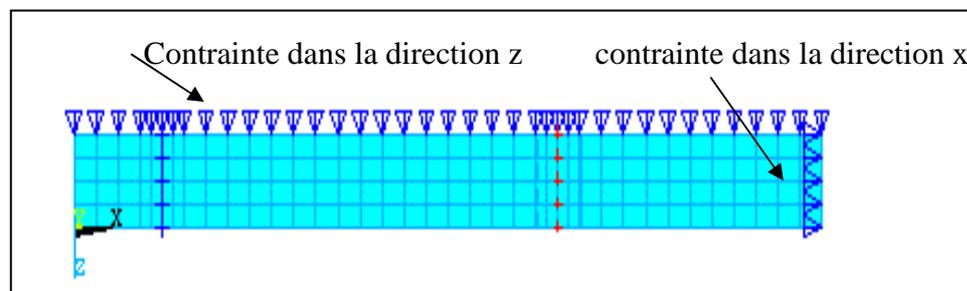


Figure 3.24 : Conditions aux limites dans les plans de symétrie.

Les nœuds présentent un plan vertical dans la section transversale à mi-distance de la poutre présentent un plan de symétrie. Les nœuds sur ce plan doivent être bloqués dans la direction de x . Ces nœuds ont, donc, un degré de liberté $U_x=0$. En second lieu, tous les nœuds bloqués dans la direction z définissent un autre plan de symétrie. Ces nœuds ont été donnés le déplacement $U_z=0$.

3.3.8 Solution non linéaire

Dans l'analyse non-linéaire, toute la charge appliquée à un modèle en éléments finis est divisée en série d'incrément de charge appelés des étapes de charge. Pour

l'accomplissement de chaque solution par accroissement, le programme ajuste la matrice de rigidité du modèle pour refléter les chargements non-linéaires de la rigidité structurale avant la marche à suivre au prochain incrément de charges. Le programme d'ANSYS [32] utilise les itérations d'équilibre de Newton-Raphson pour mettre à jour la rigidité du modèle.

Les itérations d'équilibre de Newton-Raphson fournissent la convergence à la fin de chaque incrément de charge dans des limites de tolérance. La figure 3.25 montre l'utilisation de l'approche de Newton-Raphson dans un seul degré de liberté d'analyse non-linéaire.

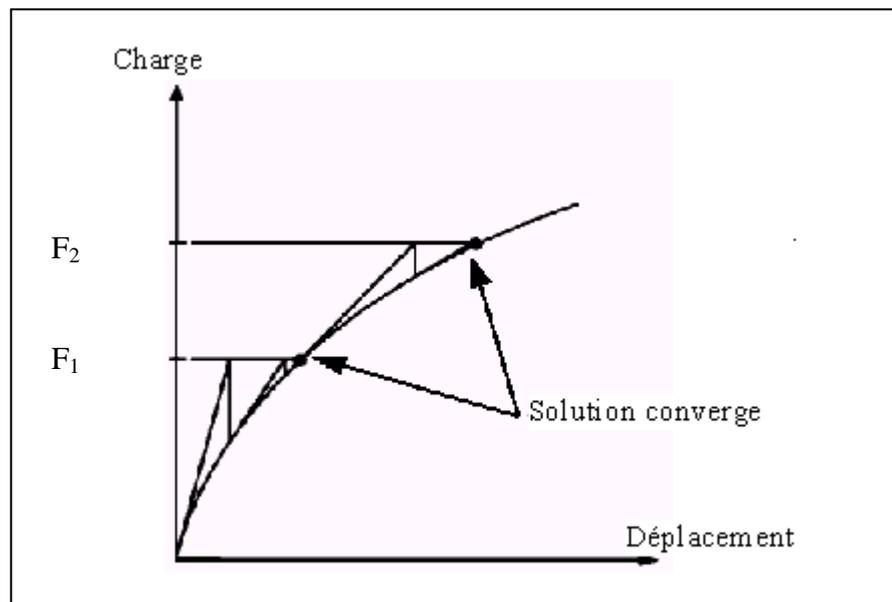


Figure 3.25 : Solution par d'itération de Newton-Raphson (2 incréments de charge) [32].

Avant chaque solution, la méthode de Newton-Raphson évalue le vecteur de l'équilibre de charge (ΔF), qui est la différence entre les forces de reconstitution (les charges correspondant aux efforts d'élément) et les charges appliquées. Le programme exécute alors une solution linéaire, emploie les charges de l'équilibre, et le contrôle de convergence. Si les critères de convergence ne sont pas satisfaits, le vecteur de l'équilibre de charge est réévalué, la matrice de rigidité est mise à jour, et une nouvelle solution est obtenue. Ce procédé itératif continue jusqu'à ce que le problème converge [32].

Dans cette étude, pour les éléments pleins (Solid) en béton armé, des critères de convergence ont été basés sur la force et le déplacement, et les limites de tolérance de

convergence ont été au départ choisis par le programme d'ANSYS. On a constaté que la convergence des solutions pour les modèles était difficile à réaliser en raison du comportement non-linéaire du béton armé. Par conséquent, les limites de tolérance de convergence ont été augmentés jusqu'à un maximum de 5 fois les limites de tolérance de défaut (5% pour la force et 0.5% pour le déplacement) pour obtenir la convergence de la solution pour les modèles de poutre renforcée à la flexion et au cisaillement. Pour le modèle de poutre de référence, le calcul est mené jusqu'à non convergence du processus itératif.

3.4 Conclusion

D'après l'exposition de modèle numérique on peut conclure que le logiciel ANSYS est capable de résoudre des problèmes non linéaires et munie d'une interface graphique qui facilite la tâche à l'utilisateur, et elle est dotée d'une bibliographie d'éléments assez riche capable à satisfaire pratiquement tous les problèmes de modélisation, et nous permet d'introduire les différents modèles des matériaux employés dans la modélisation des poutres en béton armé renforcées par composites.

CHAPITRE 4

ETUDES NUMERIQUES DE POUTRES EXPERIMENTALES ET DISCUSSIONS

4.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats de la modélisation par éléments finis utilisant le logiciel ANSYS des poutres renforcées par du FRP. La figure 4.1 montre la poutre en béton armé modélisée avec les différentes positions de jauges de mesures de déformation et de flèche. L'analyse est basée sur la prévision de diagramme charge-déplacement à mi-distance; charge de première fissure; charge à la rupture; fissuration à la rupture. Ainsi que la déformation maximale dans les composites.

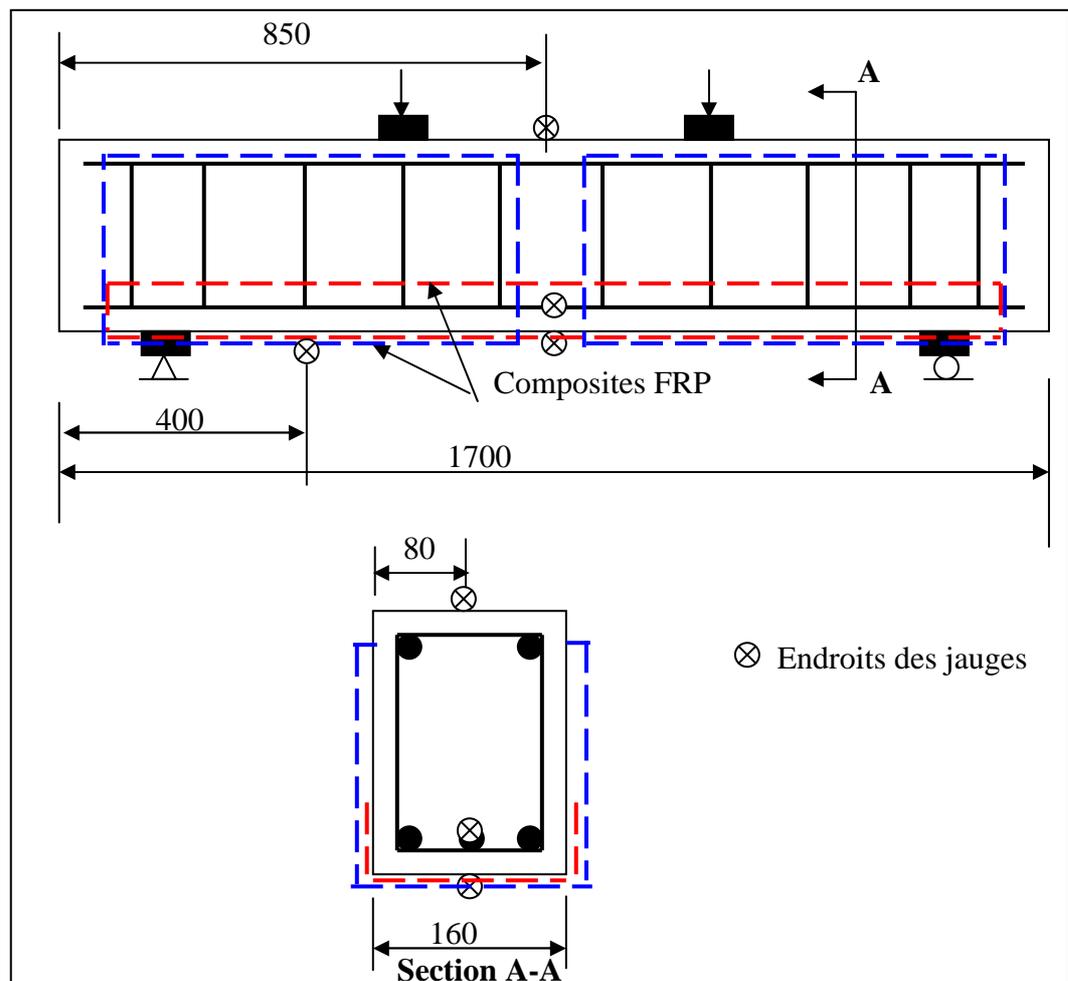


Figure 4.1 : Endroits des jauges sélectionnées pour les modèles (Unité en mm).

4.2 Diagrammes charge-déplacement

4.2.1 Poutre en béton armé de référence

Le comportement de la poutre de référence se caractérise par trois régimes différents (Figure 4.2) :

- Un régime béton armé non fissuré, où la flèche, croît linéairement avec la charge. Cette phase s'étend à 15 kN avec l'apparition des premières fissures verticales ascendantes (Figure 4.3 (a)), la flèche atteinte est de 0.76 mm ;
- Un régime béton armé fissuré, linéaire-parabole, on peut constater l'apparition des premières fissures inclinées à 48.13 kN (Figure 4.3 (b)) et la flèche atteinte est de 5.09 mm. Jusqu'à l'état limite de service ($L/250$ environ), la flèche est de 6.32 mm et la charge correspondante est de 52.78 kN ;
- Un régime béton armé fissuré plastique après la plastification des aciers de flexion où la flèche est de 17.72 mm et la charge finale de 66.39 kN (Figure 4.3(c)).

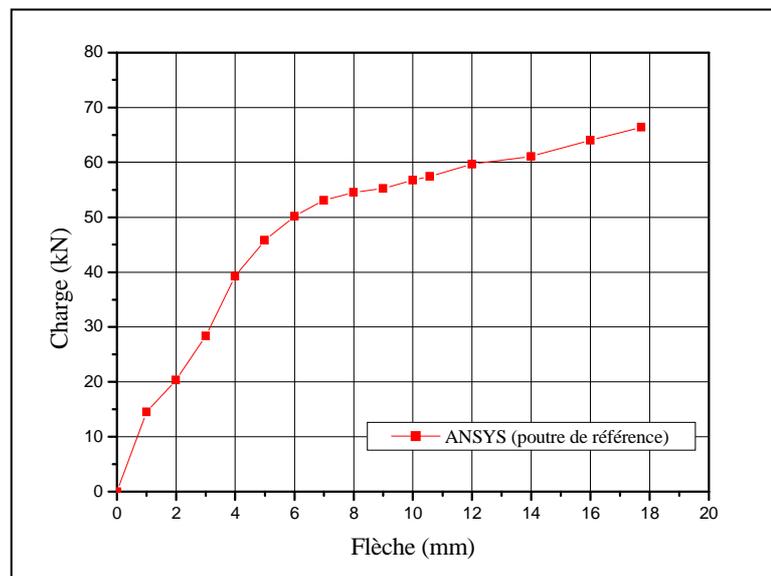


Figure 4.2 : Courbe charge-déplacement pour la poutre de référence.

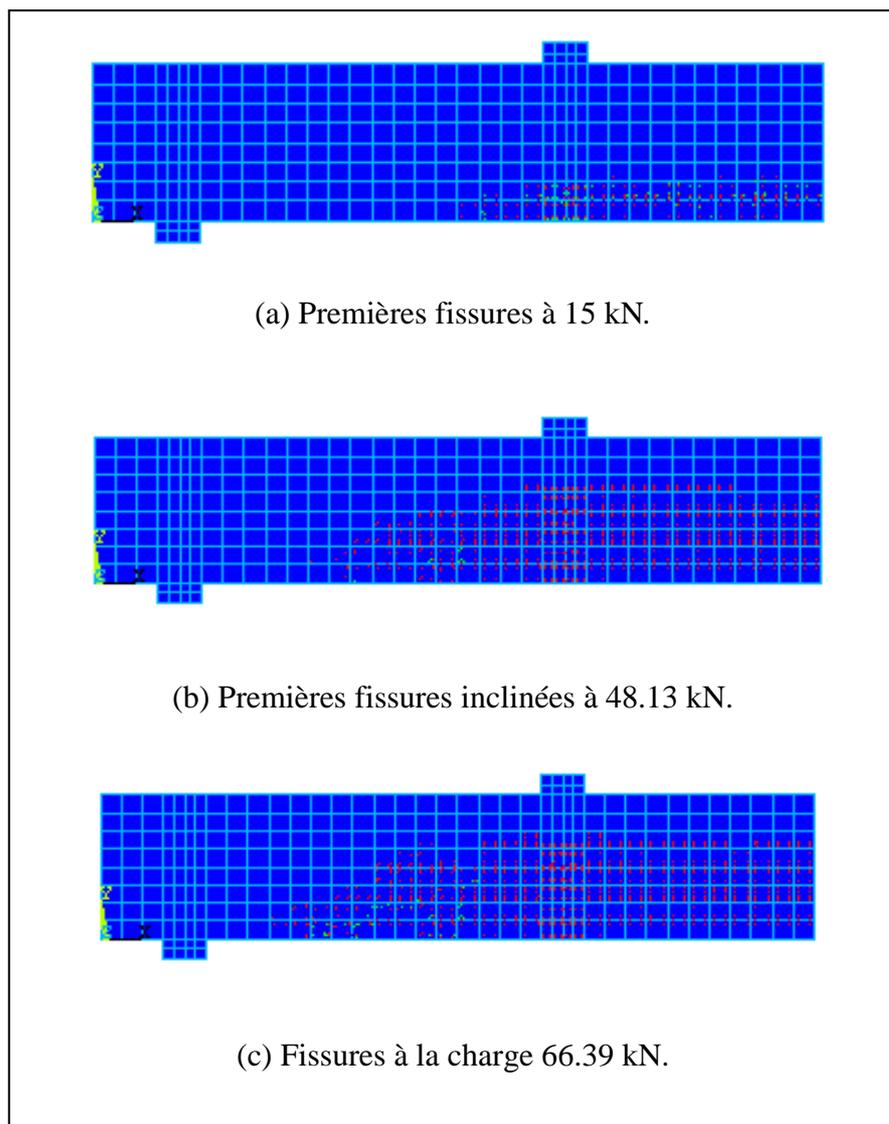


Figure 4.3 : Progression des fissures pour la poutre de référence
 (a) Premières fissures à 15 kN, (b) Premières fissures inclinées à 48.13 kN, (c) Fissures à la charge 66.39 kN

4.2.2 Poutre en béton armé renforcée par du CFRP à la flexion

La figure 4.4 montre la courbe charge-déplacement de la poutre renforcée à la flexion par tissu de fibres de carbone (CFRP). On constate les trois régimes du comportement, déjà observés lors du chargement de la poutre de référence, un régime pré-fissuration élastique, un régime de fissuration qui s'étend jusqu'à l'état limite de service et un régime post-fissuration qui s'étend jusqu'à la résistance limite de la poutre. Les valeurs de ces trois régimes sont représentées dans le tableau 4.1.

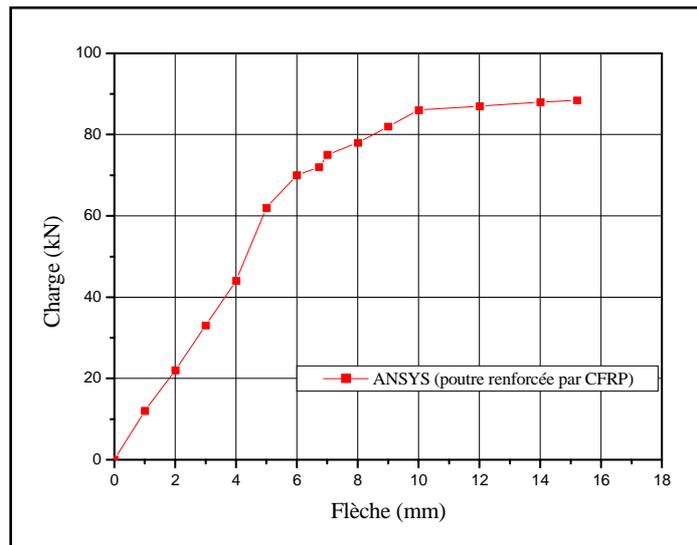


Figure 4.4 : Courbe charge-déplacement pour la poutre renforcée à la flexion

4.2.3 Poutre en béton armé renforcée par du GFRP à l'effort tranchant

La figure 4.5 montre la courbe charge-déplacement de la poutre renforcée à l'effort tranchant par tissu de fibres de verre (GFRP). Les valeurs des trois régimes du comportement sont représentées dans le tableau 4.1.

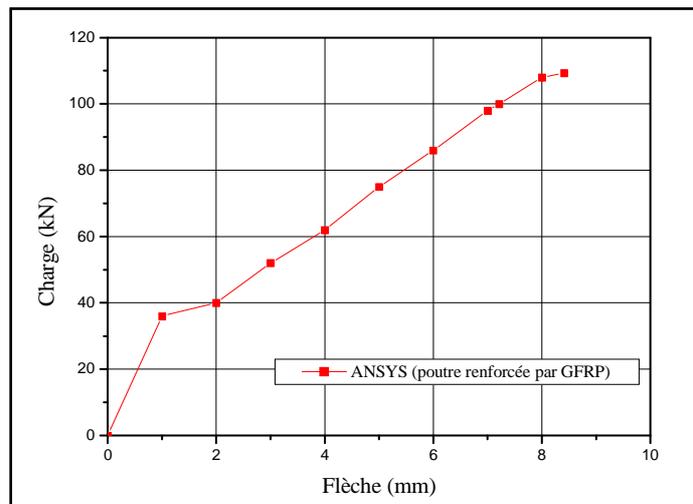


Figure 4.5 : Courbe charge-déplacement pour la poutre renforcée à l'effort tranchant.

4.2.4 Effet du procédé de renforcement sur les diagrammes charge-déplacement

A la lumière des résultats représentées par les courbes ci avant, on peut à priori faire en premier lieu la comparaison entre différents procédés en fonction de déplacement obtenue et de la charge appliquée, et les confronter à la poutre de référence pour avoir le gain apporté par chaque procédé, en deuxième lieu (Tableau 4.1).

Tableau 4.1 : Tableau représentatif des résultats charges-déplacements.

N° de la poutre	1	2	3
Type de renforcement	Poutre de référence	Poutre renforcée en flexion par CFRP	Poutre renforcée en cisaillement par GFRP
P 1 ère fissure	15	11	10
P ELS	52.78	64.24	60.70
P ELU	66.39	88.46	109.37
P ELU /P 1 ère fissure	4.43	8.04	10.94
Flèche 1 ère fissure	0.76	0.79	0.12
Flèche ELS	6.32	5.21	3.96
Flèche ELU	17.72	15.21	8.41
Gain en P ELU renfor./réf. (%)	/	33.24	64.74

Note : Les charges sont en kN, les déplacements en mm.

Les figures 4.6 et 4.7 comparent l'effet des procédés de renforcement sur la charge à la première fissure et la charge ultime.

- On constate que les poutres renforcées par les composites CFRP et GFRP, donnent des déformations réduites, avec des déplacements à l'ELU de 15.21 mm et 8.41 mm, respectivement, comparativement à la poutre de référence (17.72 mm), mais avec des charges de rupture plus élevés (88.46 kN et 109.37 kN) par rapport à la poutre de référence (66.39 kN).

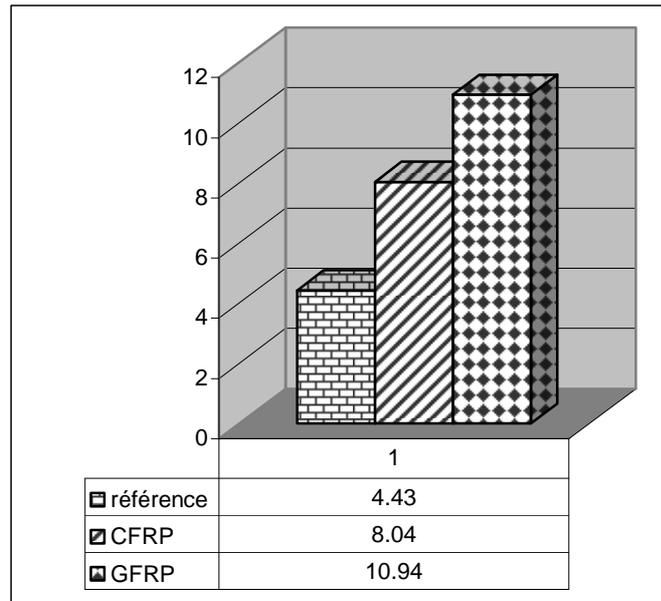


Figure 4.6 : Comparaison $P_{\text{ultime}}/ P_{1^{\text{ère}} \text{ fissure}}$.

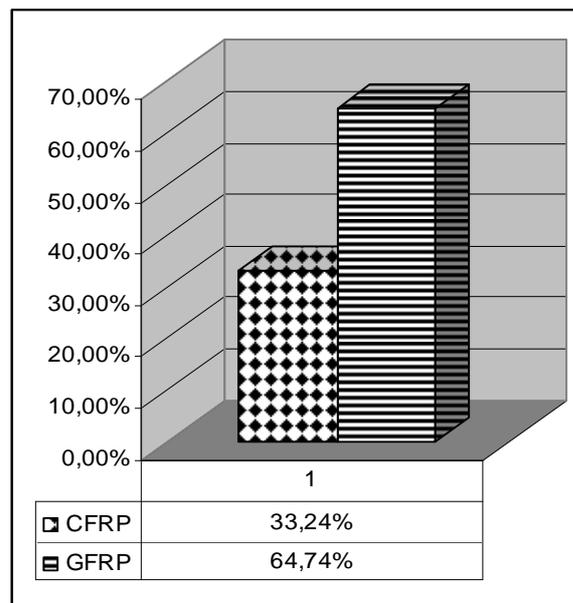


Figure 4.7 : Comparaison gain en P_{rupture} des procédés de renforcement.

4.3 Déformations du béton en compression

Les déformations à la compression du béton sont mesurées à mi-distance aux fibres supérieures des poutres. Les figures 4.8 à 4.10 montrent les courbes des déformations du béton comprimé en fonction de la charge appliquées pour chaque poutre. Les valeurs des déformations sont représentées dans le tableau 4.2.

La courbe charge-déformation du béton en compression pour la poutre de référence (figure 4.8) montre que la déformation limite du béton en compression est de 1.128‰ et que la charge finale correspondante est de 66.39 kN.

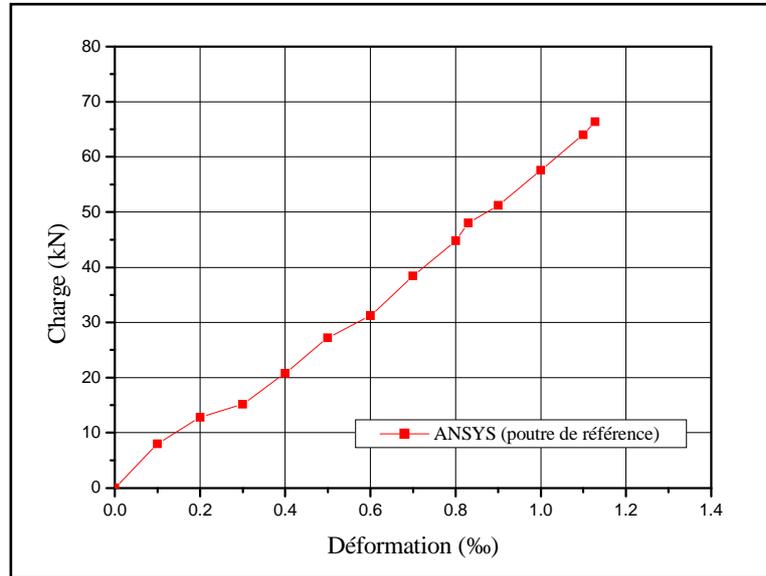


Figure 4.8 : Courbe charge-déformation du béton comprimé pour la poutre de référence.

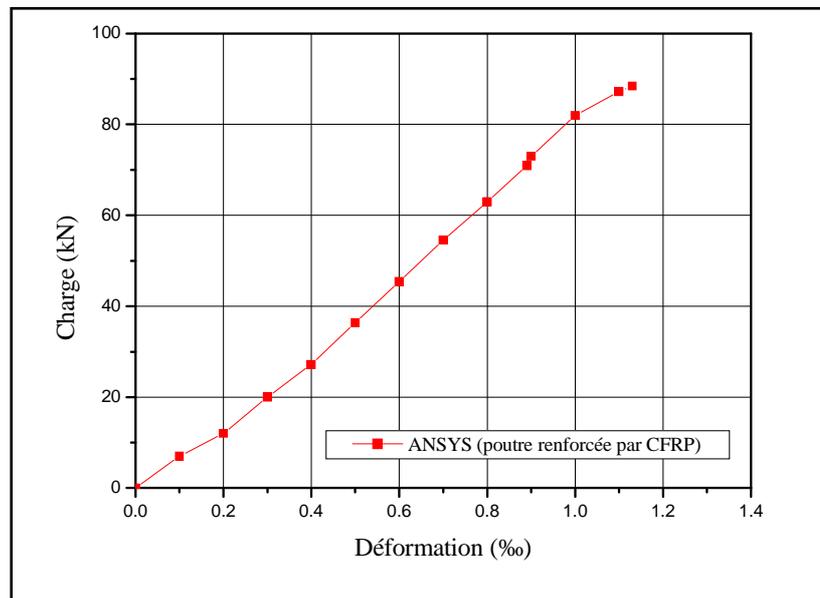


Figure 4.9 : Courbe charge-déformation du béton comprimé pour la poutre renforcée à la flexion par du CFRP.

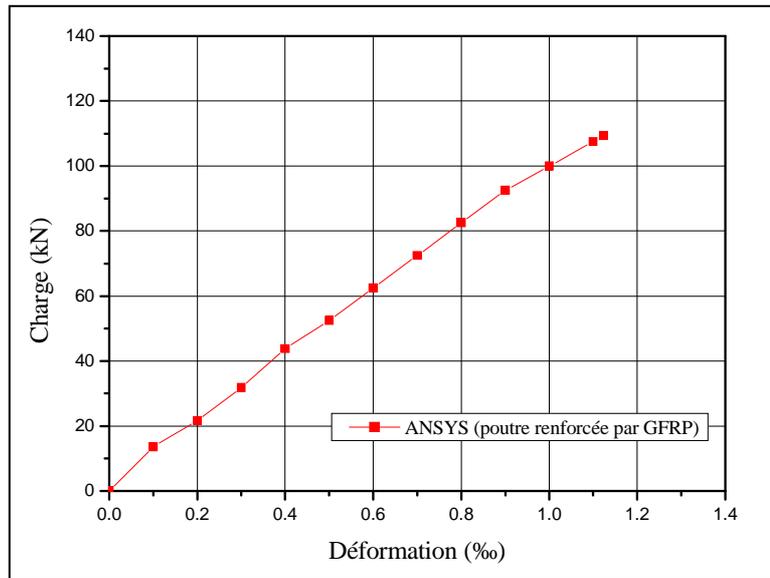
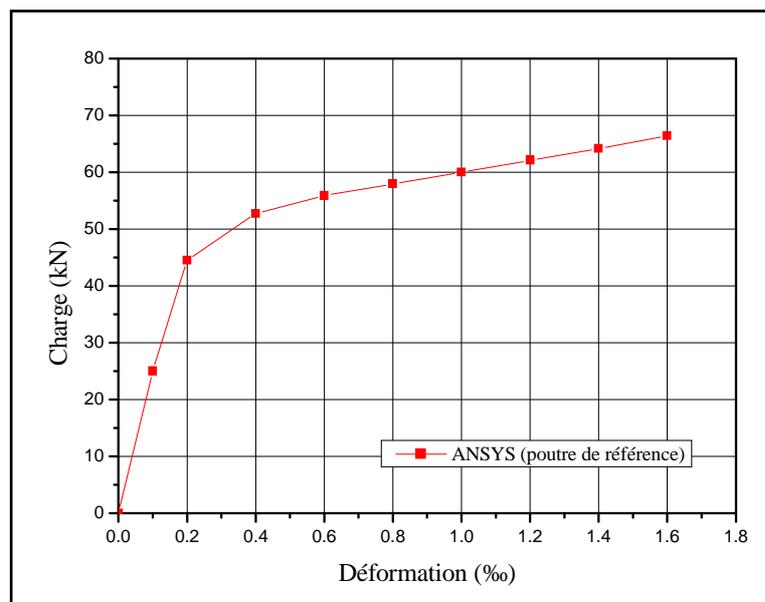


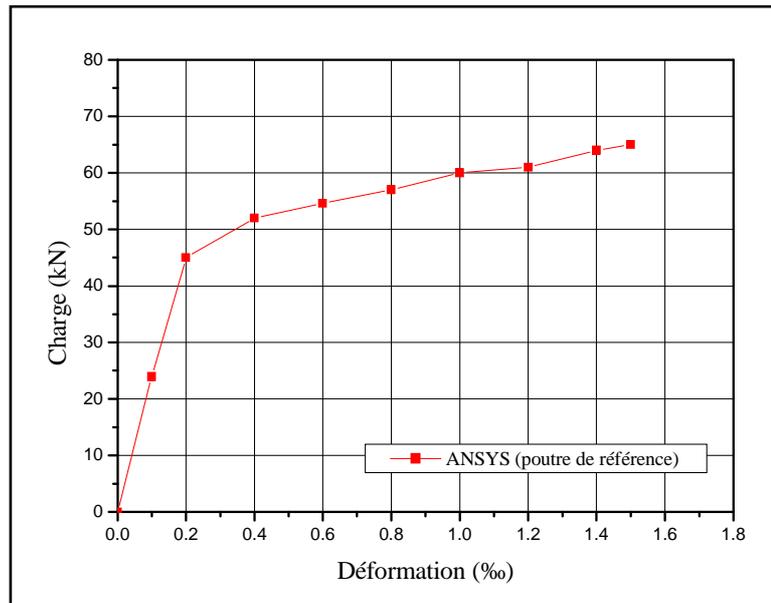
Figure 4.10 : Courbe charge-déformation du béton comprimé pour la poutre renforcée à l'effort tranchant par du GFRP.

4.4 Déformations des aciers

Les figures 4.11 à 4.13 donnent les courbes charge-déformation des aciers HA inférieurs central et de rive au milieu de chaque poutre. Les valeurs des déformations sont représentées dans le tableau 4.2.

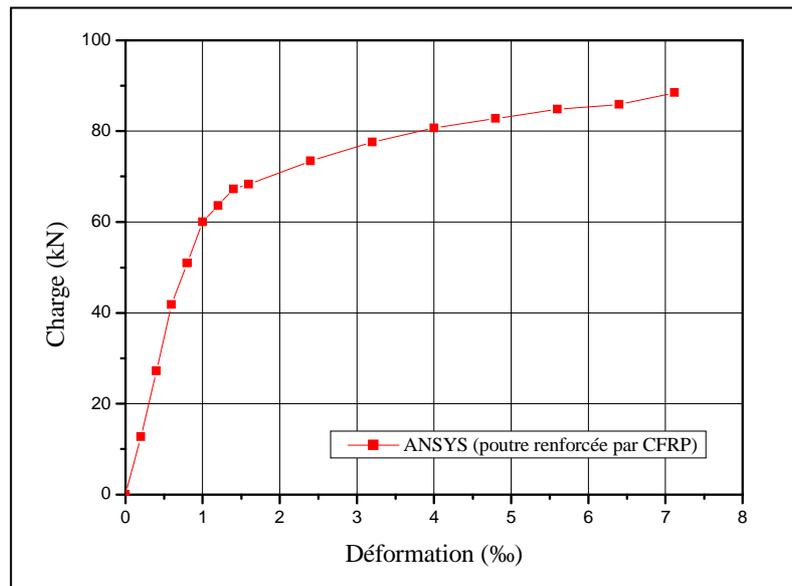


(a)

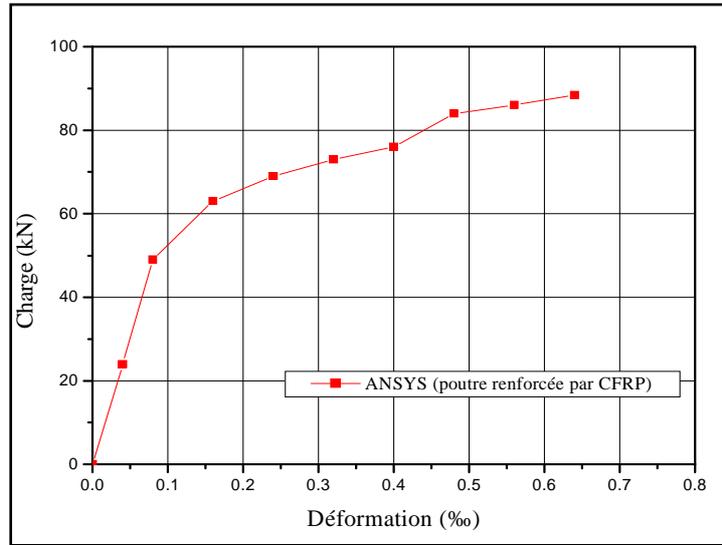


(b)

Figure 4.11 : Courbe charge-déformation d'aciers pour la poutre de référence
(a) acier central, (b) acier de rive.



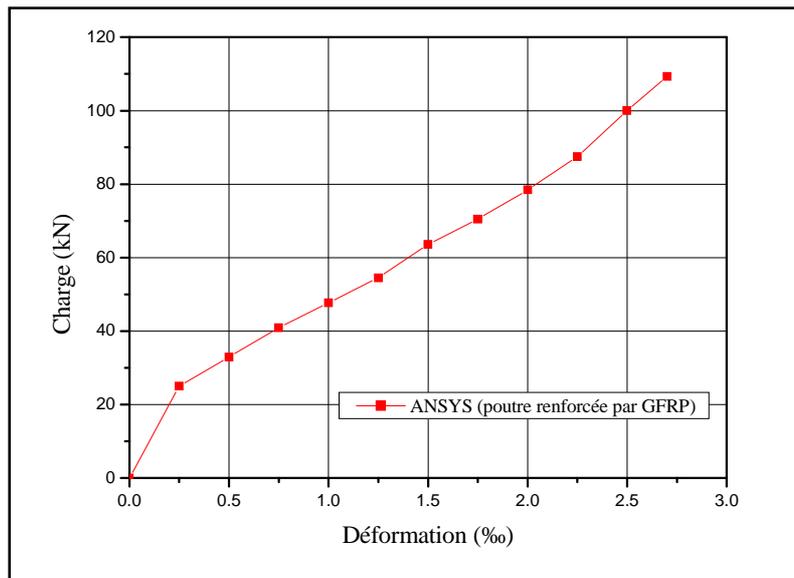
(a)



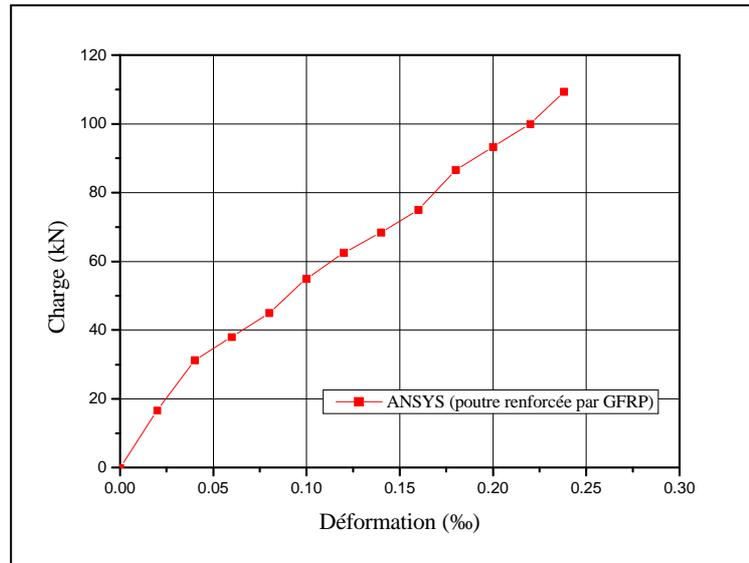
(b)

Figure 4.12: Courbe charge-déformation d'aciers pour la poutre renforcée à la flexion

(a) acier central, (b) acier de rive.



(a)



(b)

Figure 4.13 : Courbe charge-déformation d'aciers pour la poutre renforcée à l'effort tranchant. (a) acier central, (b) acier de rive

4.5 Déformations des composites FRP

Les déformations sur les composites FRP sont mesurées sur la surface du composite à mi-portée pour la poutre renforcée à la flexion et à 400 mm de l'extrémité pour la poutre renforcée à l'effort tranchant. Les figures 4.14 et 4.15 présentent les courbes charge-déformation des composites FRP. Les valeurs limites des déformations du composites FRP sont représentées dans le tableau 4.2.

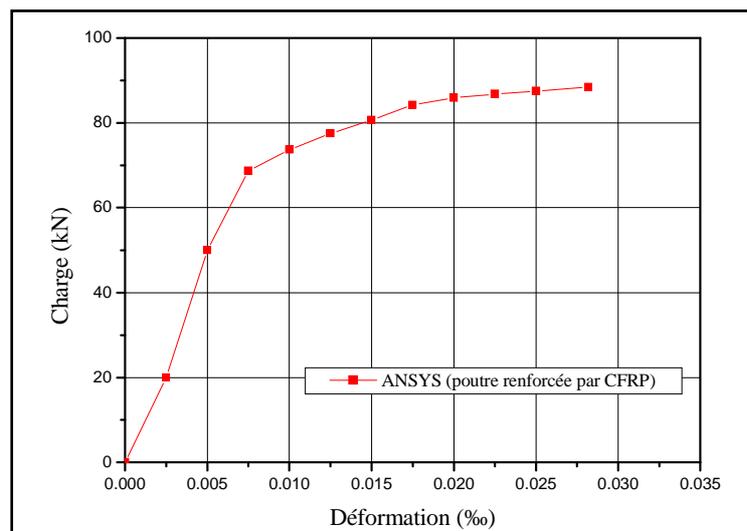


Figure 4.14 : Courbe charge-déformation du composite CFRP pour la poutre renforcée à la flexion.

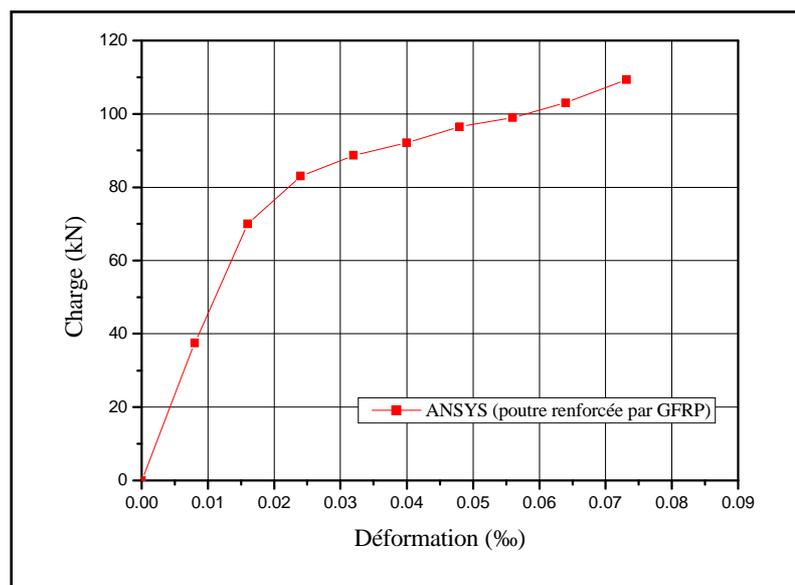


Figure 4.15 : Courbe charge-déformation du composite GFRP pour la poutre renforcée à l'effort tranchant.

4.6 Effet du procédé de renforcement sur les déformations

L'influence des procédés de renforcement sur la déformation du béton, de l'acier et des composites est résumée dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2 : Influence du procédé de renforcement sur les déformations.

N° de la poutre		1	2	3
Type de renforcement		Poutre de référence	Poutre renforcée en flexion	Poutre renforcée en cisaillement
Déformation du béton comprimé	ELS	275	164	203
	ELU	1128	1130	1124
Déformation d'acier HA central	ELS	3302	550	1468
	ELU	15802	7114	2700
Déformation d'acier HA de rive	ELS	2908	1454	1133
	ELU	15035	6428	2388
Déformation limite du composites CFRP		/	282	/
Déformation limite du composites GFRP		/	/	732
Gain déformation du béton à l'ELU/ référence (%)		/	- 0.18	0.35
Gain déformation d'acier central à l'ELU /référence (%)		/	54.98	82.91
Gain déformation d'acier de rive à l'ELU/référence (%)		/	57.25	84.12

Note : Les déformations en ($\mu\text{m}/\text{m}$).

- On constate que des gains négligeables dans les poutres renforcées par rapport à la poutre de référence (- 0.18%, 0.35%) concernant les déformation du béton en compression. Cependant, des gains très significatifs sont observées pour les déformations des aciers centraux et de rive dans les poutres renforcées par rapport à la poutre de référence (figure 4.16).

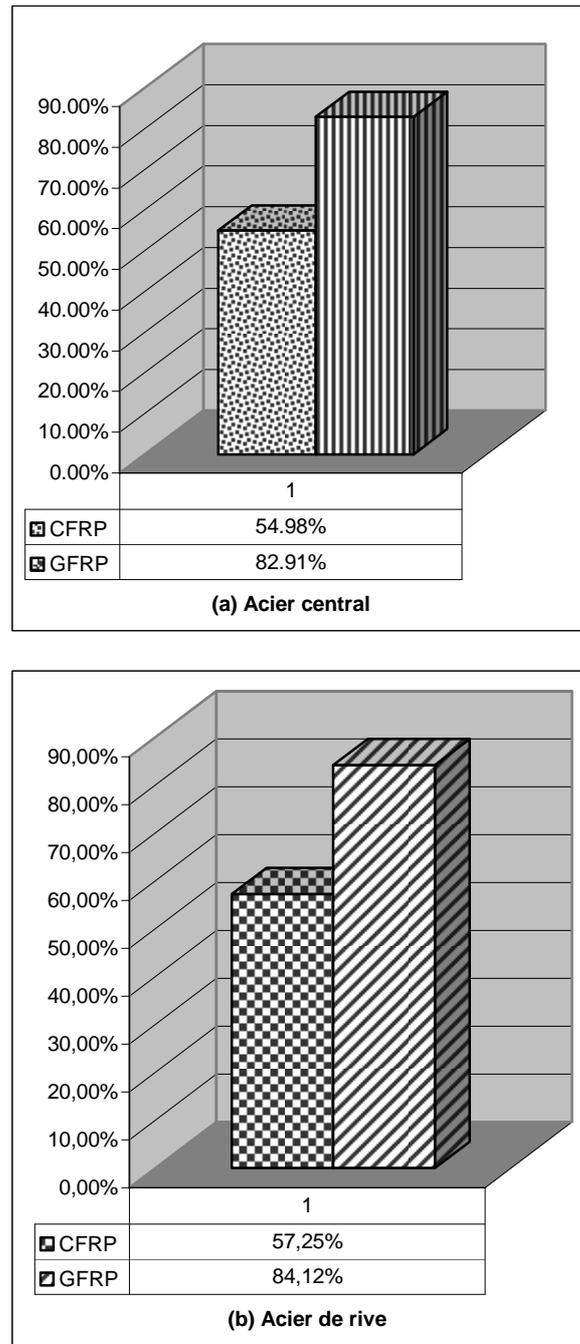


Figure 4.16 : Comparaison gain en déformations d'aciers des procédés de renforcement.

4.7 Développement des modèles de fissure

Dans le programme ANSYS, les contraintes et les déformations, sont calculées aux points d'intégration des éléments pleins en béton (Solid). La figure 4.17 montre les points d'intégration dans l'élément en béton. Le signe des fissures dans l'élément représenté par un cercle apparaît quand la contrainte de traction principale excède la résistance à la traction ultime du béton. La direction de fissure semble perpendiculaire à la direction de la contrainte principale comme illustré sur la figure 4.18 [31].

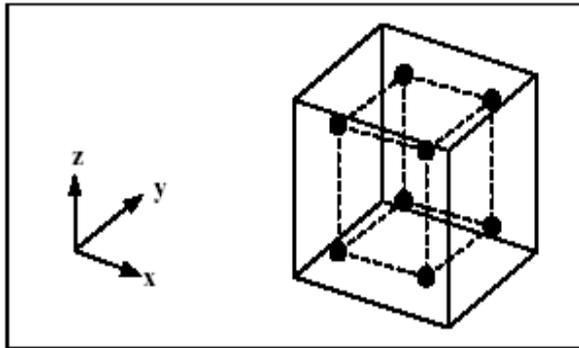


Figure 4.17 : Points d'intégration dans l'élément en béton (Solid) [31].

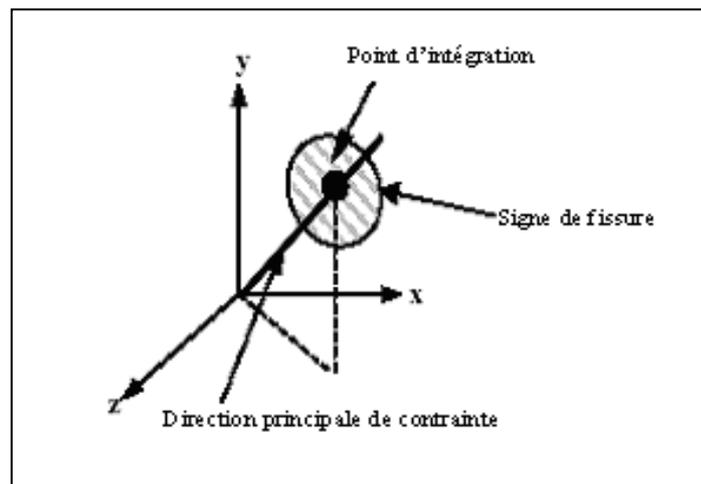


Figure 4.18 : Signe de fissure [31].

Le programme d'ANSYS enregistre un modèle de fissure à chaque étape de charge appliquée. En général, les fissures de flexion se produisent tôt à mi-distance. Quand les charges appliquées augmentent, les fissures verticales de flexion s'écartent horizontalement de la mi-distance à l'appui. A une charge appliquée plus élevée, les fissures de traction diagonales apparaissent. L'augmentation des charges appliquées induit des fissures diagonales et de flexion additionnelles.

4.8 Étude comparative avec d'autres recherches

Les résultats de notre modélisation numérique des poutres seront comparés ici avec les résultats expérimentaux, et avec les résultats d'autres chercheurs.

4.8.1 Étude comparative entre le modèle et l'expérimentation

On prendra ici quelques résultats expérimentaux, effectués sur des poutres en béton armé renforcées réalisées par A.LAICHAOUI [41]. Ces résultats expérimentaux ont servi de base de comparaison aux résultats obtenus par le logiciel ANSYS.

4.8.1.1 Essais réalisés par A.LAICHAOUI [41]

Le principe expérimental suivi par LAICHAOUI [41] consiste à soumettre dix poutres isostatiques en béton armé, à un essai de flexion à quatre points. Les poutres ont une longueur de 170 cm et 150 cm de portée et de section (16*18) cm². La figure 4.19 donne une illustration du schéma statique équivalent des poutres d'essai.

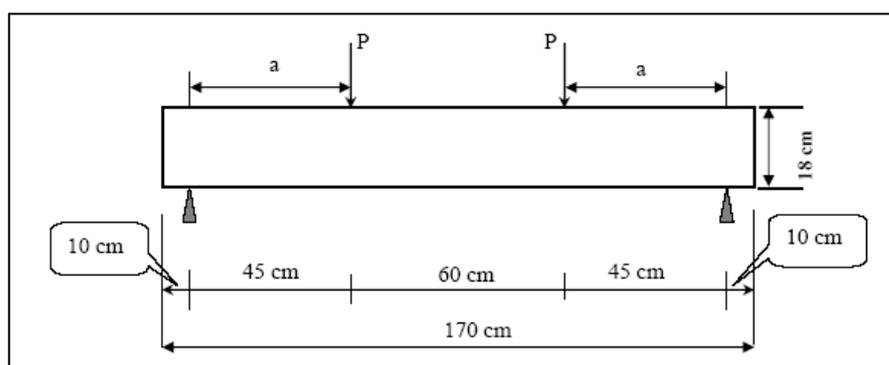


Figure 4.19 : Schéma statique de chargement [41]

Les armatures sont de trois barres d'acier HA12 dans la partie tendue et de deux barres HA10 dans la partie comprimée, tandis que les cadres sont des aciers doux lisse de diamètre 6 mm, espacés de 20 cm. Ces spécimens d'essai se distinguent essentiellement par le type du composite collé et les manières et les localisations du collage appliqué. Les deux premières sont des poutres test, elles ne sont pas renforcées, les autres sont renforcées avant chargement par collage de composites différents : lamelle Sika Carbodur, lamelle Sikacarbodur et Sika Wrap (figure 4.20). Le détail des matériaux utilisés et leurs caractéristiques sont présentés dans le tableau 4.3.

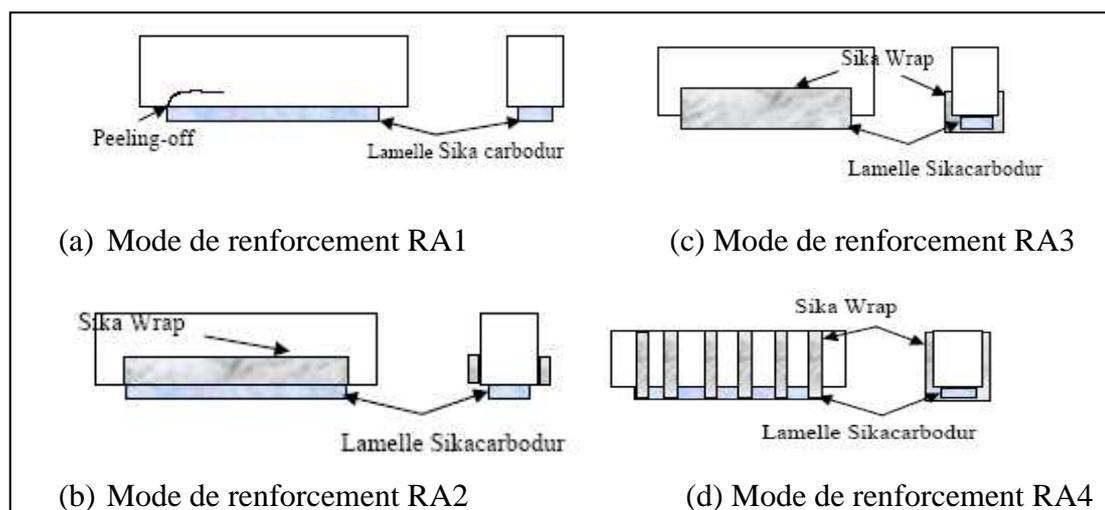


Figure 4.20 : Différents mode de renforcement [41].

Tableau 4.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés [41].

Matériaux utilisés	Module E (GPa)	Densité	F_t moy (MPa)	F_c moy (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Epaisseur (mm)
Béton	35	2.445	3.83	27.67	-	-
Acier HA FeE40	210	-	415.2	-	-	-
Acier doux lisse FeE24	210	-	235	-	-	-
Colle Sikadur 30	12.8	1.8	30	55	-	-
Tissu Sika wrap	230	-	3500	-	1.5	0.13
lamelle Sika Carbodur	165	1.5	2800	-	1.7	1.2
Sikadur 330	3.8	1.3	30	55	-	-
Composite Sikawrap HEX 230C/Sikadur 330	55	-	750	-	1.15	-

L'effet des différents modes de renforcement ont montré que les premières fissures verticales (de flexion) et inclinées (de cisaillement) sont apparues vers 40 kN pour la poutre de référence et 55, 58, 70 et 90 kN respectivement pour les poutres renforcées RA1, RA2, RA3, RA4. La figure 4.21 montre l'effet bénéfique du renforcement sur la diminution de la flèche et l'augmentation de la capacité portante des poutres renforcées.

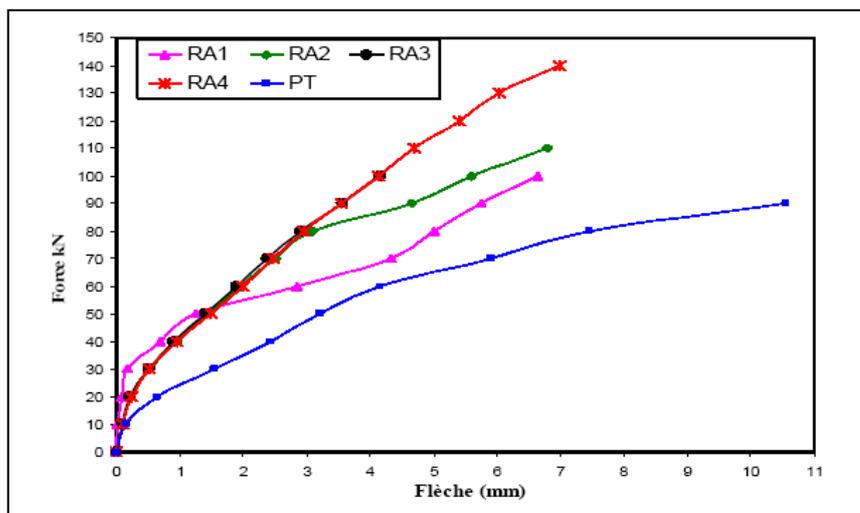
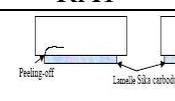
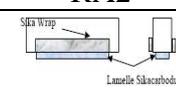
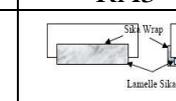
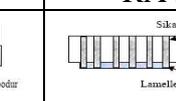


Figure 4.21 : Comparaison des courbes force-flèche à mi-travée [41].

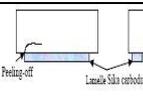
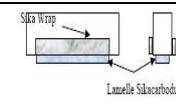
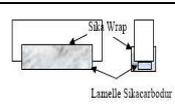
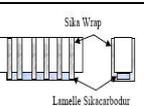
Les tableaux 4.4 et 4.5 montrent les résultats de l'étude comparative entre les différents modes de renforcements utilisés, et le mode de rupture observé.

Tableau 4.4 : Récapitulation des différents résultats du renforcement [41].

N° poutre	PT	RA1	RA2	RA3	RA4
Type de renforcement	Témoin				
P 1 ^{ère} fissure	40	55	58	70	90
P ELS	60	80	75	85	120
P ELU	88	100	115	105	140
P ELU/ P1 ^{ère} fissure	2.20	1.82	1.98	1.50	1.56
Flèche 1 ^{ère} fissure	2.23	2.15	2.50	2.35	3.4
Flèche ELS	4.22	4.80	3.31	3.17	5.5
Flèche ELU	10.55	6.60	6.80	4.15	6.9
Mode de rupture	Rupture Par effort tranchant	Rupture Par effort tranchant	Décollement de la résine du tissu, délaminage de la lamelle et rupture Par effort tranchant	Décollement de la résine du tissu et rupture par effort tranchant	Arrachement des bandes extrêmes puis rupture par effort tranchant

Note : Charges en kN, flèches en mm.

Tableau 4.5 : Récapitulation des résultats apportés par le renforcement sur les déformations [41].

N° poutre		PT	RA1	RA2	RA3	RA4
Type de renforcement		témoin				
Défor. du béton	fissure	0.366	0.415	0.420	0.450	0.684
	ELS	0.570	0.622	0.550	0.680	0.987
	ELU	0.825	0.899	0.923	0.785	1.220
Défor. de l'aciers	fissure	0.802	0.517	0.607	0.692	1.255
	ELS	1.238	1.100	1.021	1.039	1.803
	ELU	1.678	1.409	1.529	1.247	2.227
Défor. du comp.	fissure	-	0.524	0.633	0.767	1.035
	ELS	-	1.151	1.049	1.207	1.835
	ELU	-	1.513	1.595	1.312	2.251

Note : déformation en ‰.

Les résultats ont montré que :

- La plaque de renforcement longitudinale est destinée à améliorer la résistance de la poutre vis-à-vis de la flexion. Donc elle n'améliore pas beaucoup la résistance de la poutre aux efforts tranchants.

- L'utilisation des lamelles et de tissu de fibres de carbone collés sur la face inférieure d'une poutre permet de la renforcer et de la rigidifier. Des gains de résistance significatifs de 21 à 56 % ont été enregistrés sur les poutres.

- Le renforcement permet également de maintenir une certaine rigidité après la plastification des barres d'acier longitudinales. Cette plastification a été observée sur toutes les poutres testées.

- Les ancrages utilisés sur les poutres RA3 et RA4 ont permis d'éviter tout délaminage des plaques de renforcement à leurs extrémités.

- Les étriers en tissu de fibres de carbone utilisés, en forme de U, ont retardé les fissures diagonales et augmenté la résistance aux efforts tranchants. Pourtant, il demeure difficile d'évaluer la contribution réelle des étriers en composites sur la section.

- L'utilisation des matériaux composites comme renforcement selon les modes utilisés dans cette étude, permet tout de même de réduire les valeurs des flèches à la

rupture finale. Le mode de rupture fragile peut constituer un obstacle concernant le mode RA3.

4.8.1.2 Comparaison entre étude numérique et résultats expérimentaux

Les résultats du modèle numérique sont comparés aux résultats expérimentaux de A.LAICHAOUI [41]. Les tableaux 4.6 à 4.8 présentent l'ensemble des résultats numériques et expérimentaux à mi-travée des poutres de références et celles renforcées par différents procédés de renforcements.

Parmi les poutres testées par A.LAICHAOUI, on a choisi la poutre RA1 qui a été renforcée par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) (Figure 4.20 (a)) et la poutre RA2 qui a été renforcée par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) et de tissu SikaWrap à 2/5 de la hauteur (7 cm) (Figure 4.20 (b)).

Tableau 4.6 : Valeurs à mi-travée des poutres de références.

/	Poutres de références	Charge 1 ^{ère} fissu. (kN)	Flèche 1 ^{ère} fissu. (mm)	Charge ELU (kN)	Flèche ELU (mm)	ε_b ELU (‰)	ε_s ELU (‰)
EXP	PT [41]	40	2.23	88	10.55	0.825	1.678
NUM (ANSYS)	Référence	15	0.76	66.39	17.72	1.128	15.802

Tableau 4.7 : Valeurs à mi-travée de la poutre RA1.

/	Poutres renforcées	Charg. 1 ^{ère} fiss (kN)	Flèche 1 ^{ère} fissu. (mm)	Charge ELU (kN)	Flèche ELU (mm)	ε_b ELU (‰)	ε_s ELU (‰)
EXP [41]	RA1	55	2.15	100	6.60	0.899	1.409
NUM (notre modèle)	RA1	25	2	78.5	16.21	1.201	7.66

Tableau 4.8 : Valeurs à mi-travée de la poutre RA2.

/	Poutres renforcées	Charg. 1 ^{ère} fiss (kN)	Flèche 1 ^{ère} fissu. (mm)	Charge ELU (kN)	Flèche ELU (mm)	ε_b ELU (‰)	ε_s ELU (‰)
EXP [41]	RA2	58	2.50	115	6.80	0.923	1.529
NUM (notre modèle)	RA2	28	2.1	84	12.11	1.145	2.75

Les figures 4.22 à 4.24 montrent les courbes charge-flèche issu de la modélisation et des essais expérimentaux pour chacune des trois poutres. La figure 4.22 montre que la courbe charge-flèche de modèle d'éléments finis et de la poutre expérimentale ont une tendance semblable. Dans le domaine linéaire, la courbe des résultats expérimentaux est plus raide que celle des résultats de l'analyse d'éléments finis par approximativement 41%. La charge de première fissure pour le modèle d'éléments finis est de 15 kN, en comparaison à la charge de 40 kN pour les résultats expérimentaux (soit une réduction de 63%). Après la première fissure, la courbe expérimentale est encore plus raide que la courbe du modèle d'éléments finis par 31%. A des charges de 52.78 kN et 55 kN respectivement pour le modèle et de l'expérimentation, on note la plastification des aciers et la diminution de la rigidité de la poutre. La charge finale est de 66.39 kN pour le modèle est inférieur à la charge finale de 88 kN pour la poutre expérimentale par 24%.

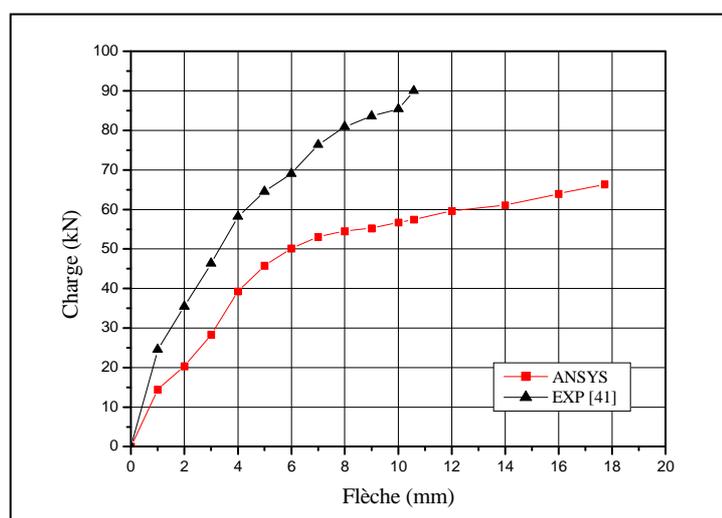


Figure 4.22 : Courbes charge-flèche à mi-travée pour les poutres de référence.

La figure 4.23 montre que la courbe charge-flèche de modèle ne conforme pas bien avec la courbe de poutre expérimentale RA1. La courbe expérimentale est plus raide que la courbe de modèle d'éléments finis dans la partie linéaire par approximativement 68%. Le modèle d'éléments finis donne une charge de première fissure de 25 kN, en comparaison à la charge de première fissure pour la poutre expérimentale de 55 kN. Après la première fissure, les deux courbes ont une tendance semblable. Cependant, la courbe expérimentale est encore plus raide que la courbe du modèle. La charge finale pour le modèle est de 78.5 kN, moins que la charge finale pour la poutre expérimentale (100 kN) par approximativement 22%.

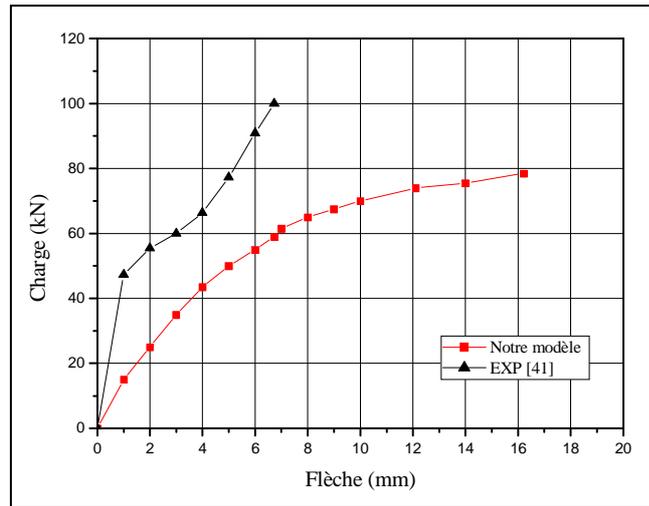


Figure 4.23 : Courbes charge-flèche à mi-travée de la poutre RA1.

La figure 4.24 montre que les courbes charge-flèche de modèle et de la poutre expérimentale RA2 sont comparables dans la partie linéaire. La charge de la première fissure pour le modèle est de 28 kN, en comparaison à 58 kN pour les résultats expérimentaux. Après la première fissure, la courbe expérimentale est encore plus raide que la courbe de modèle. La charge finale est de 84 kN pour le modèle, est moins que la charge finale de la poutre expérimentale (115 kN) par approximativement 27%.

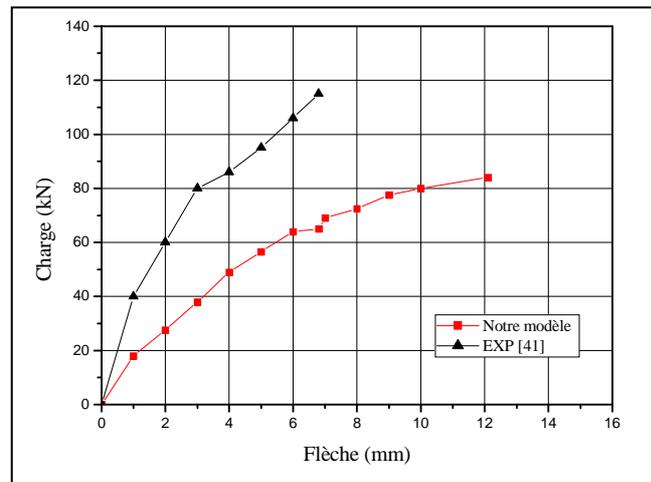


Figure 4.24 : Courbes charge-flèche à mi-travée de la poutre RA2.

En général, les courbes charge-flèche pour chacune des trois poutres de la modélisation par d'éléments finis sont comparables aux résultats expérimentaux. Un léger décalage entre les résultats numériques et expérimentaux est observé au stade de la dégradation de la rigidité suite à la propagation de la fissuration qui n'est pas très bien appréhendée par le modèle numérique. Ceci est vraisemblablement dû aux modèles de

matériaux intégrés dans l'ANSYS qui ne prennent pas en charge la dégradation graduelle du béton suite à la fissuration (réduction de ν et de G). Les microfissures produites par rétrécissement de séchage et la manipulation sont présentes dans le béton à un certain degré pour les poutres expérimentales, alors que les modèles d'éléments finis n'incluent pas les microfissures. L'adhérence entre les matériaux (acier-béton-composites) est assumée parfaite dans les modèles d'éléments finis, mais cette hypothèse n'est pas vérifiée pour les poutres expérimentales ou un glissement peut se produire et l'action composée entre les matériaux est perdue. Ceci pourrait vraisemblablement expliquer le décalage entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux.

La figure 4.25 illustre les différences dans le comportement de charge-flèche pour les trois modèles d'éléments finis d'ANSYS. Les courbes prouvent que la rigidité de la poutre de référence et les poutres renforcées est approximativement la même dans la partie linéaire. Après fissuration, les poutres renforcées ont des capacités plus grandes et des flèches à la rupture plus réduites que celle de la poutre de référence, en conformité avec les observations expérimentales (Figure 4.21).

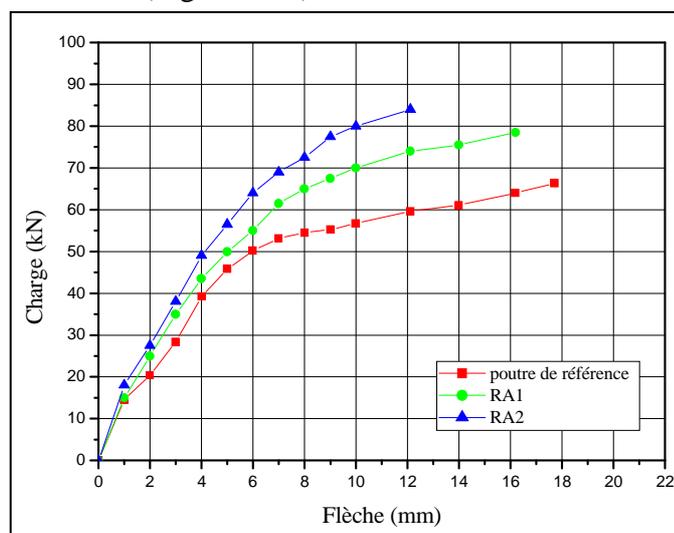


Figure 4.25 : Comparaison des courbes charge-flèche à mi-travée pour les trois modèles

Les comparaisons des courbes charge-déformation du béton comprimé selon les résultats obtenus par le logiciel ANSYS et les résultats expérimentaux pour chaque poutre sont montrés sur les figures 4.26 à 4.28. Les résultats prouvent que les courbes charge-déformation du béton comprimé ont une tendance semblable. Cependant, les déformations dans le béton calculé par le logiciel ANSYS sont plus élevées que ceux des résultats expérimentaux à la même charge.

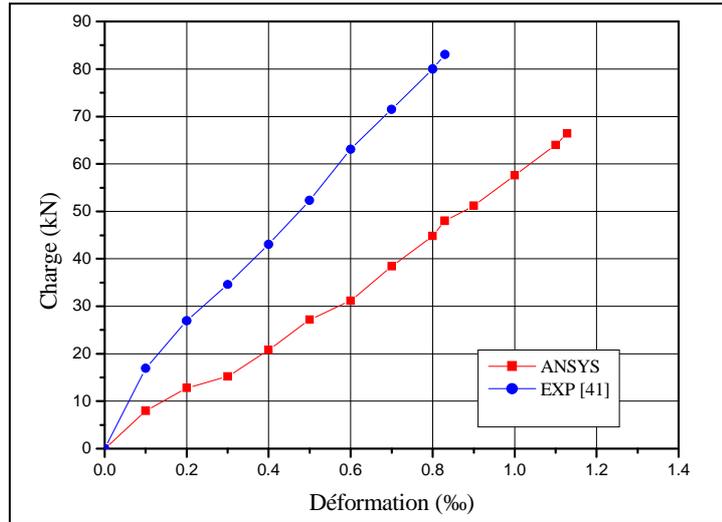


Figure 4.26 : Courbes charge-déformation du béton des poutres de référence.

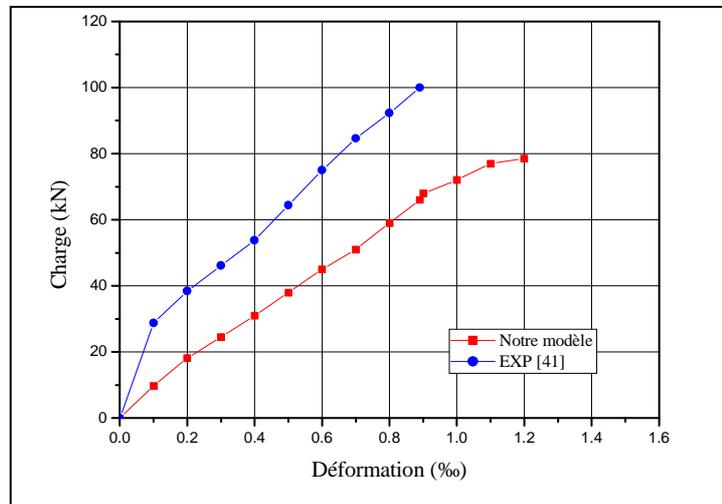


Figure 4.27 : Courbes charge-déformation du béton de la poutre RA1.

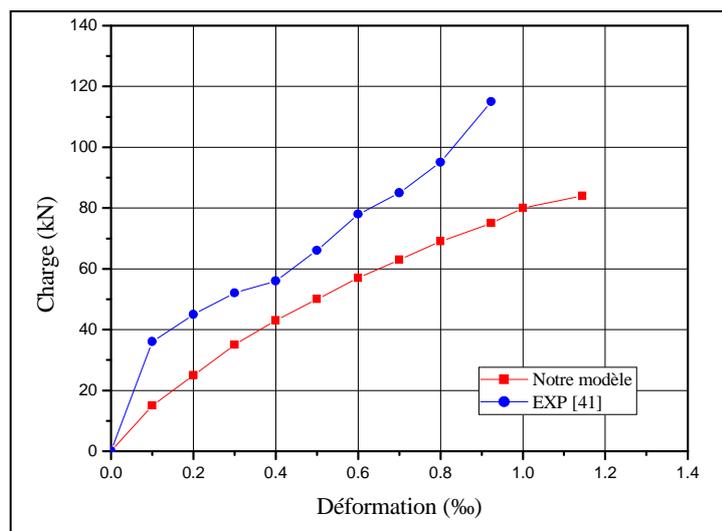


Figure 4.28 : Courbes charge-déformation du béton de la poutre RA2.

Les comparaisons des courbes charge-déformation de l'acier sont données dans les figures 4.29 à 4.31. Les figures 4.29 et 4.30 montrent que les courbes charge-déformation d'acier dans les modèles d'éléments finis ont une tendance semblable avec les courbes expérimentales dans la partie linéaire. Après la plastification des aciers, des déformations plus importantes ont été observées dans les modèles d'éléments finis.

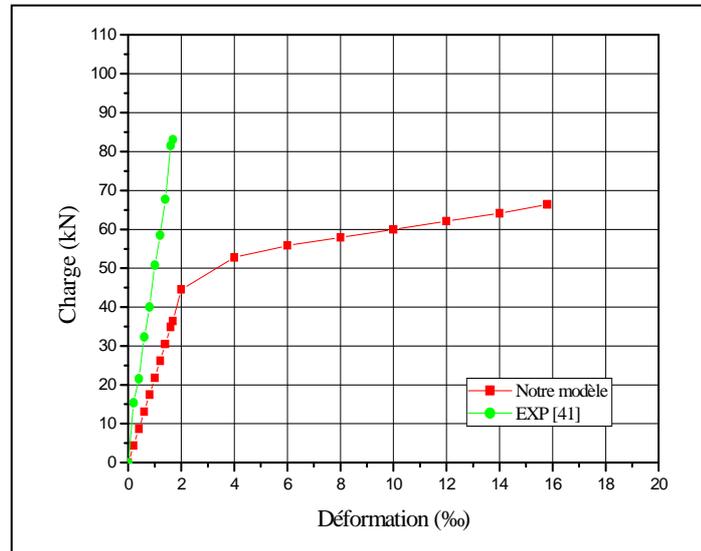


Figure 4.29 : Courbes charge-déformation d'acier des poutres de références.

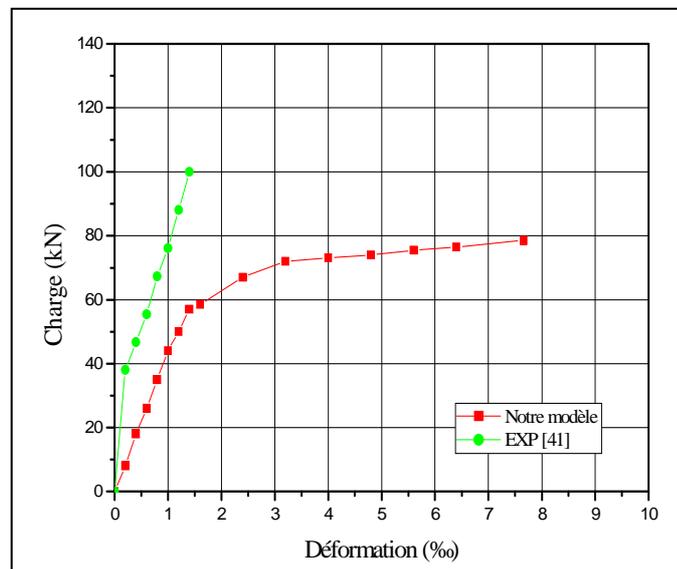


Figure 4.30 : Courbes charge-déformation d'acier de la poutre RA1.

La figure 4.31 montre que les courbes charge-déformation d'acier de la poutre RA2 ont des tendances semblables, mais les contraintes calculées par le modèle sont plus élevées que celles mesurées dans les poutres expérimentales. La déformation finale dans le modèle est de 2.75‰, alors que dans la poutre expérimentale est de 1.529‰.

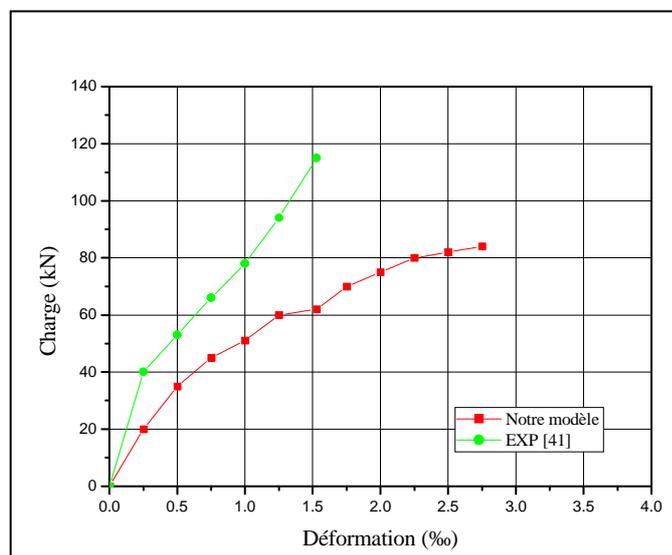


Figure 4.31 : Courbes charge-déformation d'acier de la poutre RA2.

KACHLAKEV et al [31], ont montré le développement de la force de traction dans l'acier à partir des modèles d'élément finis (figure 4.32). Les fissures sont réparties dans la région où les contraintes principales de traction dans les éléments en béton excèdent la résistance à la traction ultime (figures 4.32 (a) et 4.32 (b)) plutôt que des fissures discrètes. La rigidité des éléments en béton dans le modèle est prise égale zéro et par conséquent ne peuvent pas résister à la traction. Donc, la traction dans les éléments en acier pour le modèle ne change pas (figure 4.32 (c)) comme dans les poutres réelles (figure 4.33). Pour cette raison, les déformations des aciers dans les modèles d'élément finis pourraient être plus élevées que les déformations mesurées dans les poutres réelles. Ceci peut expliquer en partie l'importance de déformations dans les aciers pour les modèles d'éléments finis.

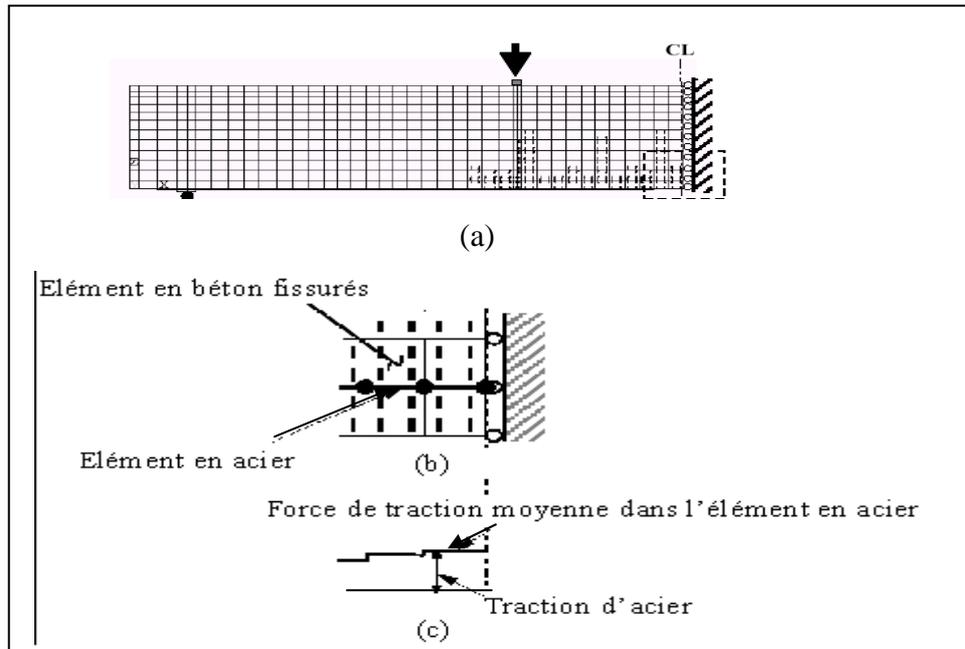


Figure 4.32 : Développement de la force de traction dans l'acier pour les modèles d'élément finis : (a) type de fissure ; (b) éléments en béton fissurés et acier ; (c) profil de la force de traction dans les éléments en acier [31].

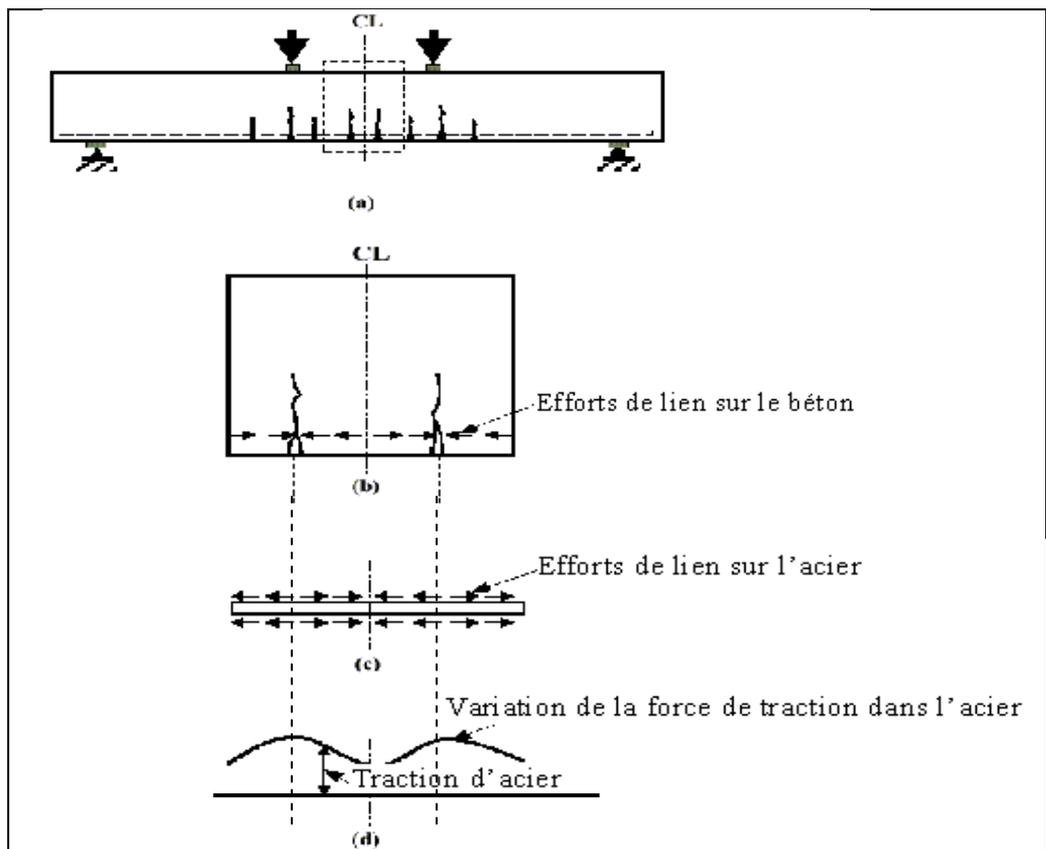


Figure 4.33 : Variation de la force de traction dans l'acier pour la poutre en béton armé : (a) type de fissure ; (b) section en béton fissuré ; (c) efforts de lien agissant sur la barre de renforcement ; (d) variation de la force de traction dans l'acier [31].

4.8.2 Études comparatives entre notre modèle et les modèles d'autres chercheurs

H.BELLAKEHAL et al [43] ont étudiés numériquement une série de poutres isostatiques en béton armé soumise à des essais de flexion quatre points. Trois types de poutres (F01, F11 et S6-PRE3) ont été modélisés par le logiciel ANSYS.

- F01 : poutre en béton armé non renforcée.
- F11 : poutre F01 renforcée par une plaque d'acier (figure 4.34).
- S6-PRE3 : poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP (figure 4.35).

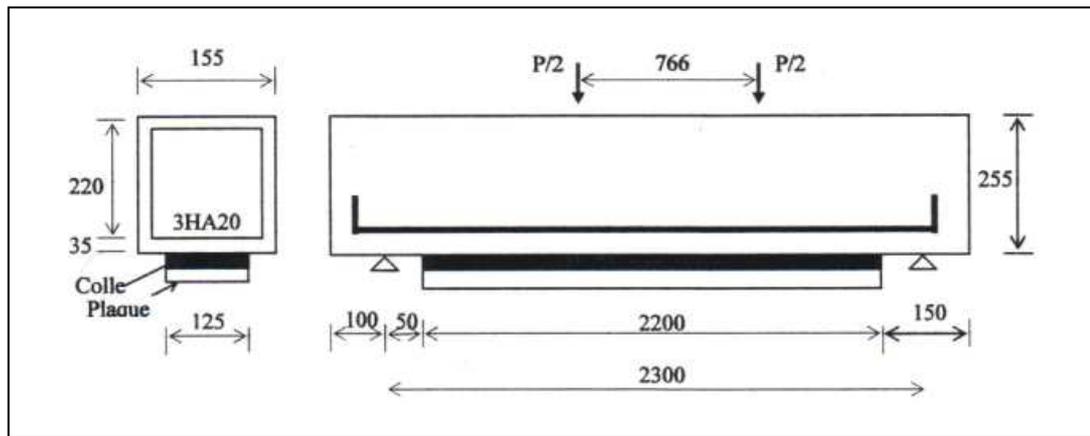


Figure 4.34 : Montage de la poutre F01 et F11 [43]

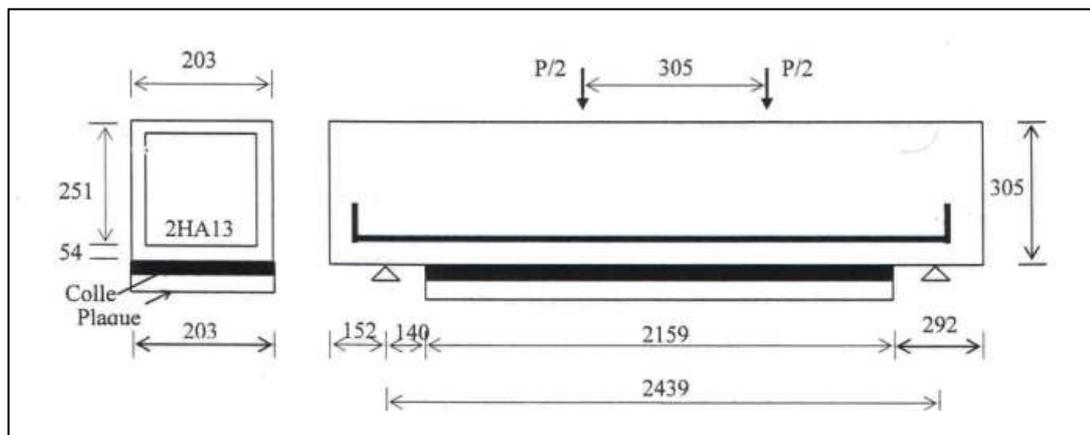


Figure 4.35 : Montage de la poutre renforcée par une plaque de CFRP (S6-PRE3) [43]

Les poutres étant symétrique, seule une moitié a été modélisée (figure 4.34 à 4.38). Pour éviter les problèmes numériques liés à la concentration des contraintes, la force a été appliquée sous forme d'une pression (charge répartie sur une surface). Le modèle utilise deux types d'éléments : élément solide à huit nœuds (solid65) représentant le béton, et élément de barre à deux nœuds (link8) représentant l'acier d'armature. Le maillage adopté

pour la poutre renforcée par la plaque d'acier est identique à celui de la poutre de référence, avec l'addition des éléments de la plaque. Cette dernière est représentée par des éléments solides à huit nœuds (solid 45). Les liaisons entre les différents éléments sont considérées comme rigides. Les tableaux 4.9 à 4.11 présentent la topologie de la maille utilisée pour chaque modèle.

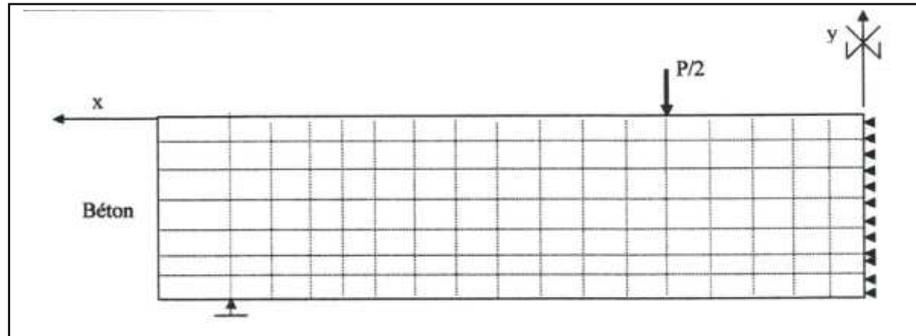


Figure 4.36 : Modélisation numérique de la poutre F01 [43]

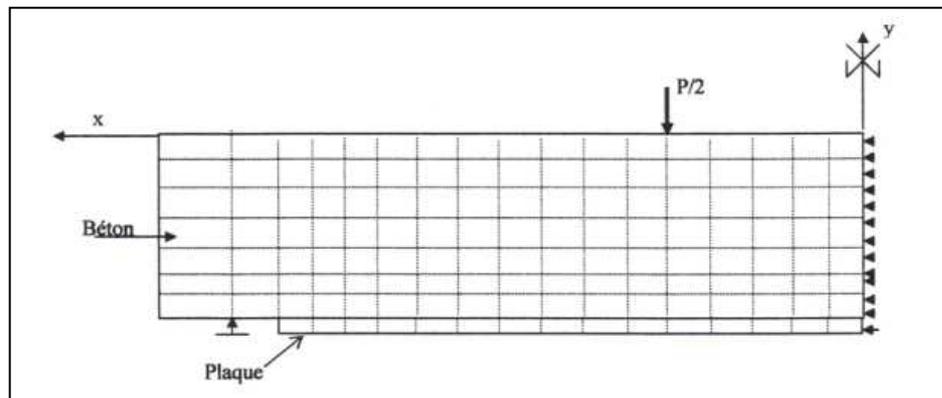


Figure 4.37 : Modélisation numérique de la poutre F11 [43]

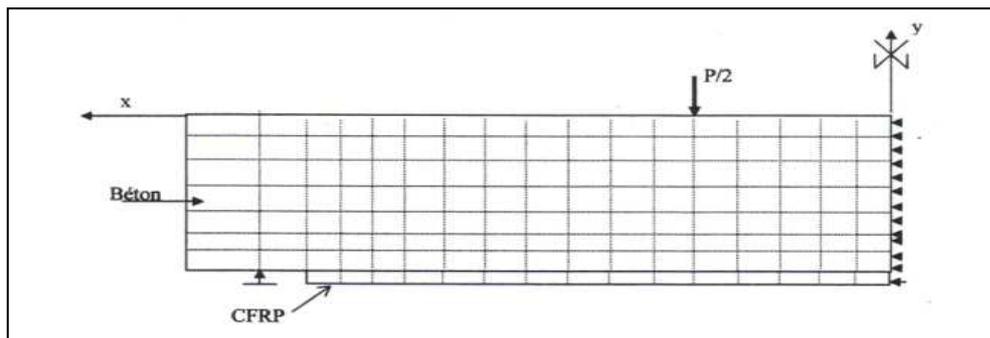


Figure 4.38 : Modélisation numérique de la poutre S6-PRE3 [43]

Tableau 4.9 : Topologie de la maille (poutre F01) [43]

Elément	Solid65	Link8	total
Nombre des nœuds	/	/	840
Nombre des éléments	560	100	660
Nombre total des nœuds bloqués	45	/	45

Tableau 4.10 : Topologie de la maille (poutre F11) [43]

Elément	Solid65	Solid45	Link8	total
Nombre des nœuds	/	/	/	935
Nombre des éléments	560	72	100	732
Nombre total des nœuds bloqués	45	5	/	50

Tableau 4.11 : Topologie de la maille (poutre S6-PRE3) [43]

Elément	Solid65	Solid45	Link8	total
Nombre des nœuds	/	/	/	720
Nombre des éléments	400	68	80	548
Nombre total des nœuds bloqués	35	5	/	40

Les résultats numériques et expérimentaux de H.BELLAKEHAL sont comparés aux résultats de notre modèle d'éléments finis d'ANSYS. Le tableau 4.12 présente l'ensemble des résultats numériques et expérimentaux obtenus à mi-travée des poutres au stade de la rupture.

Vu que nos résultats numériques obtenus du logiciel ANSYS sont présentés en terme de charge, les résultats numériques et expérimentaux de la poutre renforcée par une plaque en CFRP [43] ont été transformés pour correspondre en charge appliquée au lieu de moment. Il s'agit tout simplement de calculer la charge par:

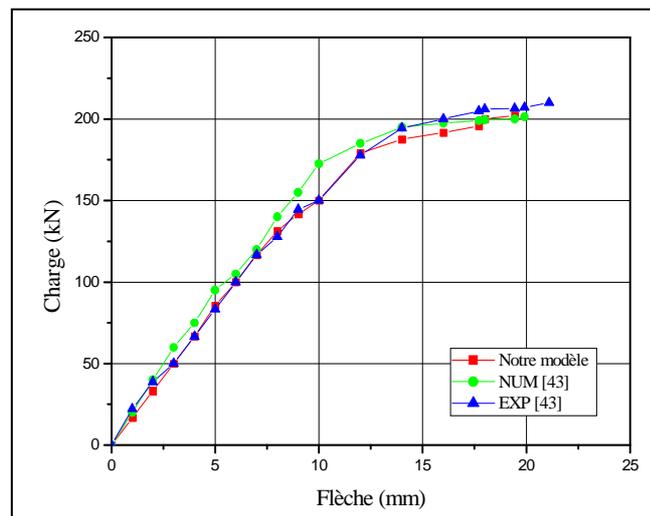
$$P = 2M/a$$

Avec : a = la distance entre le point d'application de la charge et le point d'appui =1067 mm.

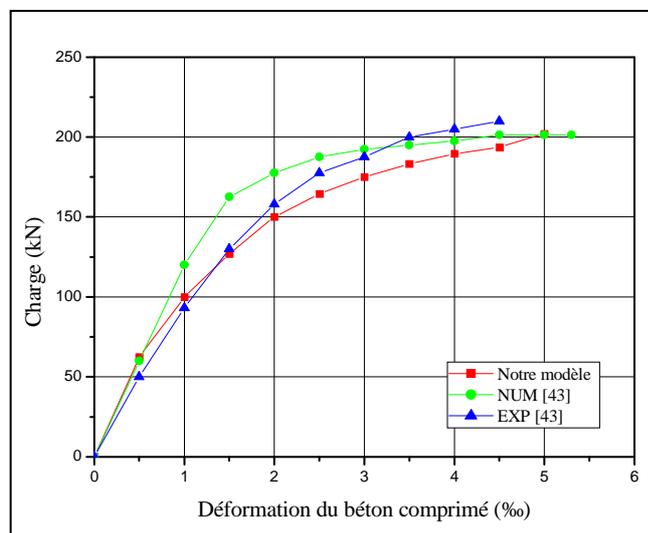
Tableau 4.12 : Valeurs limites à mi-travée des poutres.

Poutres		Charge à la rupture (kN)	Flèche à la rupture (mm)	Déformation du béton comprimé ELU (‰)	Défor. du composite de renforcement ELU (‰)
EXP [43]	Référence (F01)	210	21.1	4.57	/
	Renforcée (F11)	239	21.8	4.31	7
	Renforcée (S6-PRE3)	97.47	24.5	2.7	10.08
NUM [43]	Référence (F01)	201.37	19.91	5.1	/
	Renforcée (F11)	241.8	20.018	6	20
	Renforcée (S6-PRE3)	97.28	26.8	2	18.7
NUM (notre modèle)	Référence (F01)	202.083	19.44	4.998	/
	Renforcée (F11)	238.63	18	4	5
	Renforcée (S6-PRE3)	100	9.01	1.25	4

Les variations de la flèche, la déformation du béton comprimé et la déformation de la plaque d'acier et la plaque en CFRP en fonction de la charge appliquée sont présentées dans les courbes des figures 4.39 à 4.41 confirment la validité du modèle à retracer l'historique du comportement des poutres.

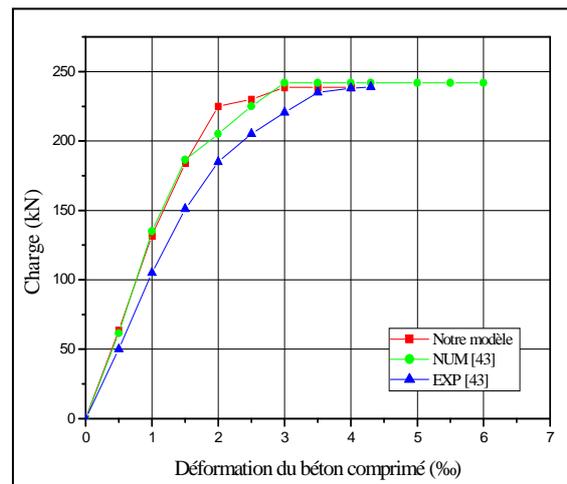
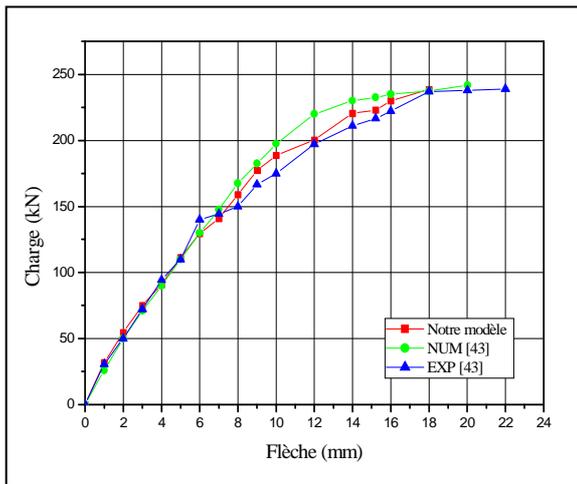


a) Courbe charge-flèche



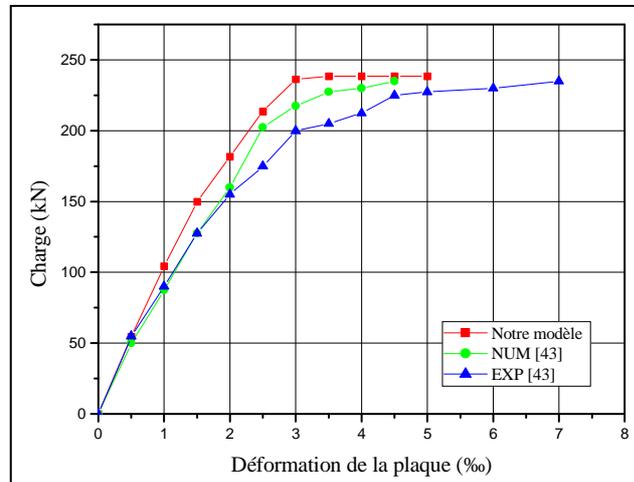
b) Courbe charge-déformation du béton comprimé

Figure 4.39 : Comparaison des courbes pour la poutre en béton armé non renforcée (F01).



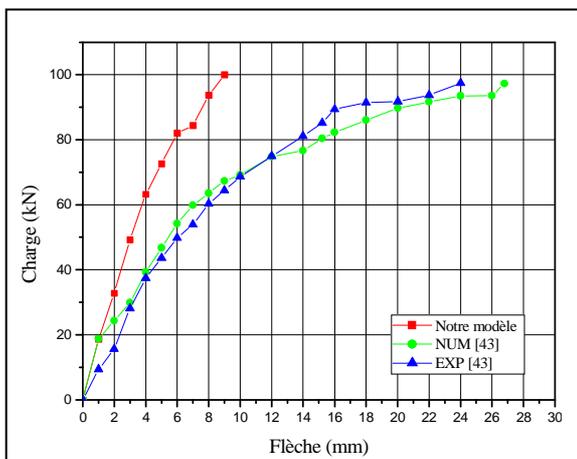
a) Courbe charge-flèche.

b) Courbe charge-déformation du béton comprimé.

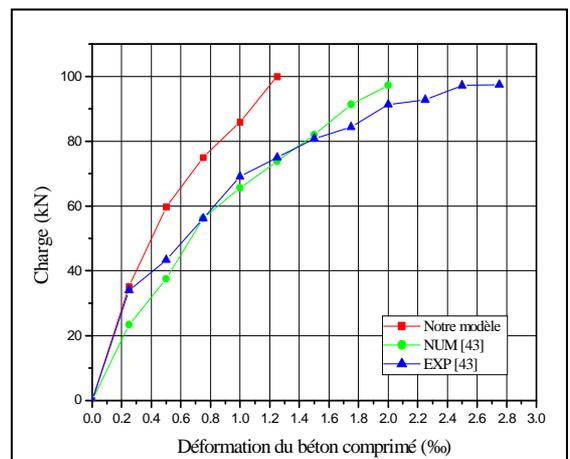


c) Courbe charge-déformation de la plaque (Plaque bidimensionnelle).

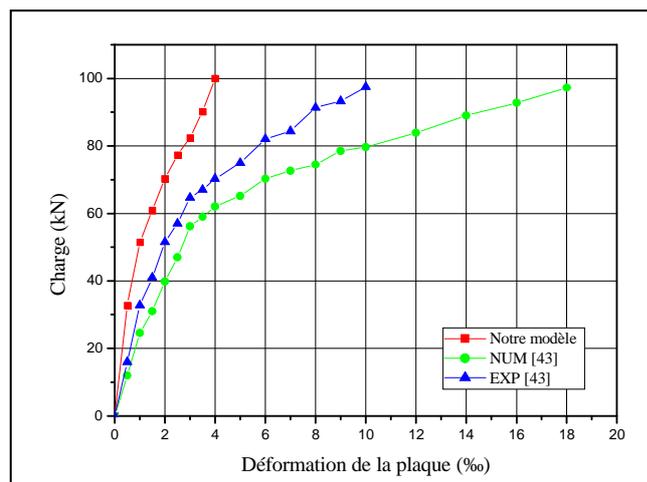
Figure 4.40 : Comparaison des courbes pour la poutre en béton armé renforcée par une plaque d'acier (F11).



a) Courbe charge-flèche



b) Courbe charge-déformation du béton comprimé



c) Courbe charge-déformation de la plaque en CFRP.

Figure 4.41 : Comparaison des courbes pour la poutre en béton armé renforcée par une plaque en CFRP (S6-PRE3).

Le tableau 4.12 ainsi que les courbes des figures 4.39 à 4.41 montrent que les résultats numériques sont dans l'ensemble plus proche des résultats expérimentaux notamment au stade des comportements élastiques et à la rupture. Cependant, un écart plus ou moins important entre les résultats des modèles numériques et ceux du modèle expérimental est constaté pour la poutre renforcée par la plaque en CFRP. Ceci est peut être dû aux modèles de matériaux intégrés dans l'ANSYS qui ne prennent pas en charge la dégradation graduelle du béton suite à la fissuration. Et les microfissures produites par rétrécissement de séchage dans les poutres expérimentales. En plus, l'adhérence entre les matériaux (acier, béton, composites) est assumée parfait dans les modèles, mais cette hypothèse n'est pas vérifiée pour les poutres expérimentales. Le décalage entre notre modèle et celui de Bellakehal est probablement dû, d'une part, à la discrétisation utilisée où la couche très mince de la plaque a été modélisée par le biais des éléments solides isotropiques en 3D et ceci ne reflète pas la réalité. Un élément multicouche (solid46) aurait été plus avantageux pour ce type de matériau, car le matériau CFRP est un matériau orthotrope ayant des propriétés très différentes dans les trois directions. D'autre part, Nous avons utilisé un maillage plus fin (560 éléments pour le béton), en comparaison à 400 éléments pour Bellakehal.

KACHLAKEV et al [30] ont étudiés les effets du renforcement au cisaillement des poutres en béton armé (sans les étriers) renforcées extérieurement sur les deux côtés par

des fibres de verre (GFRP) et des fibres de carbone (CFRP) pour le renforcement à la flexion. Les poutres ont été soumises à un essai de flexion quatre points. Les résultats du modèle d'éléments finis tridimensionnels d'ANSYS ont été validés par les résultats expérimentaux (voir chapitre 2, paragraphe 2.4).

Les résultats du modèle numérique et expérimental étudié par KACHLAKEV sont comparés aux résultats de notre modèle d'éléments finis d'ANSYS. Les comparaisons des courbes charge-flèche des résultats de notre modèle et celui de KACHLAKEV pour chaque poutre sont montrées dans les figures 4.42 et 4.43.

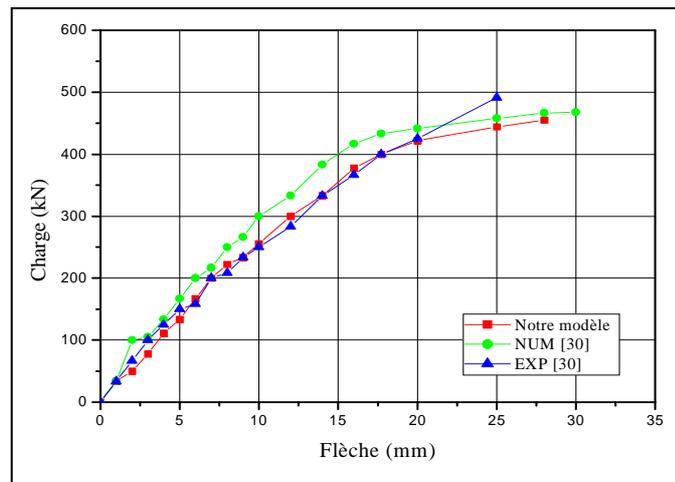


Figure 4.42 : Comparaison des courbes charge-flèche à mi-travée des poutres de références.

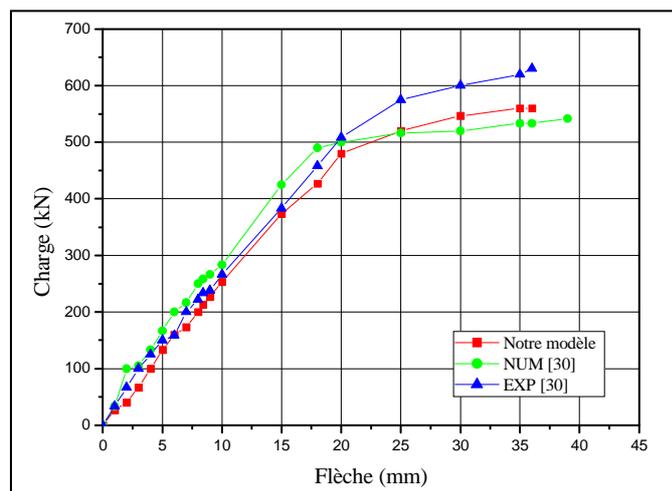


Figure 4.43 : Comparaison des courbes charge-flèche à mi-travée des poutres renforcées à l'effort tranchant.

Les courbes des figures précédentes démontrent que les résultats de notre modèle numérique sont tout l'ensemble plus proche aux résultats du modèle numérique de

KACHLAKEV. Cependant, un léger décalage est observé entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux. Ceci est peut être dû aux modèles de matériaux intégrés dans le logiciel, aux microfissures et à l'hypothèse d'adhérence parfaite.

4.9 Conclusion

L'analyse des résultats numériques nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- Les poutres renforcées par les composites CFRP et GFRP, donnent des déformations réduites, comparativement à la poutre de référence, mais avec des charges de rupture plus importantes.

- Des gains négligeables dans les déformations du béton en compression pour les poutres renforcées en comparaison à la poutre de référence sont observés.

- Des gains très significatifs dans les déformations d'aciers tendus pour les poutres renforcées par rapport à la poutre de référence sont obtenus.

- Des déformations plus importantes dans les renforts en acier dans les modèles sont observées comparativement aux déformations d'aciers dans les poutres expérimentales de diverses études. Ceci est dû à la force constante de traction dans l'élément en acier à travers l'élément en béton dans le modèle.

- Les composites de renforcement réduit l'apparition des fissures dans les modèles.

- Les résultats numériques obtenus montrent globalement une concordance raisonnablement bonne avec les résultats d'essais expérimentaux, et confirment clairement l'effet bénéfique du renforcement sur le comportement des poutres, qui se traduit notamment par la réduction des flèches et des déformations, et l'augmentation des charges de rupture et de fissuration.

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

GENERALITES

La modélisation non linéaire des poutres en béton armé renforcées par collage de composites a fait l'objet de nombreuses études expérimentales et numériques, certains aspects du comportement d'ensemble des structures en béton armé renforcées par collage extérieures restent encore à éclairer. Notre contribution consiste à trouver un outil de calcul qui nous permet d'évaluer les contraintes et les déformations afin de dimensionner ce type de structures, et d'analyser en détail les comportements physiques des matériaux. Le recours à l'analyse non linéaire par la méthode des éléments finis est la procédure la plus appropriée pour répondre à ces attentes. Vu le progrès important dans le domaine d'informatique, nous avons utilisé le logiciel **ANSYS**, qui nous permet de modéliser précisément le comportement de structures en béton armé. En utilisant un modèle tridimensionnel, nous avons choisis les types des éléments, ainsi que les modèles des matériaux les plus convenables dans la modélisation des différents matériaux de la poutre renforcée. Cela est accompli après un tour d'horizon que nous avons effectué sur les travaux expérimentaux et numériques élaborés dans la revue bibliographique, ainsi que sur les différents modèles numériques des poutres renforcées par des composites.

CONCLUSIONS GENERALES

Les résultats de la modélisation numérique obtenus par le logiciel **ANSYS** ont été validés par les résultats d'essais expérimentaux. Les principales conclusions peuvent s'énoncer comme suit :

- Les résultats numériques obtenus montrent globalement une concordance raisonnablement bonne avec les résultats d'essais expérimentaux, et confirment clairement l'effet bénéfique du renforcement sur le comportement des poutres, qui se traduit notamment par la réduction des flèches et des déformations, et l'augmentation des charges de rupture et de fissuration.

- Les courbes charge-flèche confirment la validité du modèle à retracer le comportement de la poutre.

- L'écart plus en moins important dans les déformations d'aciers, notamment au stade de la rupture est dû vraisemblablement aux forces constantes de traction dans les éléments en acier dans le modèle.

- La comparaison entre les résultats numériques et expérimentales montre que le gain mesuré en charge est supérieur au gain numérique, et cet écart peut être dû à la non prise en compte dans le modèle des effets de la fissuration et des déformations résiduelles ainsi que les dispersions dues aux conditions d'essai.

- L'écart constaté entre les résultats de notre modèle numérique et les résultats d'autre recherche est peut être dû aux maillages et les propriétés du matériau employées dans le modèle d'une part, aux modèles de matériaux intégrés dans le logiciel d'autre part. Les microfissures produites par rétrécissement de séchage dans les poutres expérimentales peuvent aussi contribuer à cet écart. En plus, l'adhérence entre les matériaux est assumée parfaite dans les modèles, mais cette hypothèse n'est pas vraie pour les poutres expérimentales.

RECOMMANDATIONS

Bien entendu, ce travail sur l'étude du comportement des poutres n'a d'autres prétentions que d'être plus exploratoire et il reste bien plus de problèmes à examiner et à éclairer, par exemple :

- La modélisation avec la prise en compte des interactions acier/béton et béton/composite par des éléments d'interfaces afin de simuler le comportement réel des poutres en béton armé renforcées par des composites.

- La modélisation des autres éléments structuraux renforcés par différents types de composites sous différents types de chargement (dalles, poteaux, portique, etc...).

- Des essais devraient être réalisés sur des éléments structuraux (poutres, poteaux, dalles, etc...) dans le souci de prédire leur comportement.
- Le suivi de comportement de structures réelles ou éléments de structures renforcées par les composites pour évaluer leur durabilité en service.

REFERENCES

1. Chafika Djelal, Emmanuelle David, François Buyle-Bodin, Yvon Gicquel, « Renforcement des poutres en béton armé à l'aide de lamelles composites : étude expérimentale-prédimensionnement », *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, février 1998, pp.39-47.
2. Hamid Varastehpour, Emmanuel Ferrier, Patrice Hamelin, « Réparation des ouvrages en béton armé-béton précontraint par placage de matériaux composites », *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, juin 1998, pp.55-61.
3. Cheikhna Diagana, Alex Li, Loua Bouazaoui et Yves Delmas, « Renforcement des poutres en béton armé par collage de bandes de TFC », XXI^{ÈMES} Rencontres Universitaires de Génie Civil, GMMS, Université de Reims Champagne Ardenne, 2003, pp.71-78.
4. Recensement général de la population et d'habitats (RGPH), Alger, 1998.
5. Centre technique de travaux publics (C.T.T.P). Direction des routes, saisie des données de 3352 ouvrages d'art, Alger, 2002.
6. Emmanuelle David, Eric Ragneau et François Buyle-Bodin, « Etude expérimentale et modélisation du comportement en flexion de poutres en béton armé renforcées par collage de composites », *Revue française de génie civil*, vol.5, n°8, 2001, pp.1181-1195.
7. Mouloud Abdessemed, « Comportement des poutres isostatiques en béton armé renforcées par tissus et lamelles de fibres de carbone », Mémoire de Magister sous la direction du prof. S. KENAI, Université de Blida, 2003.
8. J.M.Berthelot, « Matériaux composites : comportement mécanique et analyse des structures », Edition Masson, Paris, 1992.
9. William D.Callister, Jr. « Science et génie des matériaux », traduction de la 5^e édition de *matériels science and engineering*, Mont-Royal (Québec), 2001, pp.461-495.
10. Jean Luyckx, « Composites à fibres de carbone dans le génie civil », Centre Français d'exploitation, Techniques de l'Ingénieur, Année 2003, pp.1-10.
11. Fabrice Conus, René Suter, Buquan Miao et Noyan Turkkan, « Modélisation par éléments finis de poutres en béton armées renforcées de tissus d'aramide », Ecole d'ingénieur et d'architectes de Fribourg, Suisse, 2005, pp.1-12.

12. H.K.Lee, L.R.Hausman, « Structural repair and strengthening of damaged RC beams with sprayed FRP », *Strengthening Concrete Structures*, vol.63, 2004, pp.201-209.
13. Zhishen Wu, Jun Yin, « Fracturing behaviours of FRP-strengthened concrete structures », *Engineering Fracture Mechanics*, vol.70, 2003, pp.1339-1355.
14. T.Ohta, R.Djamaluddin et A.Ohta, « Flexural behaviour of concrete beams reinforced with new carbon-fibres system », *Kyushu University Japan*, pp.175-187.
15. Björn Täljsten, « Strengthening concrete beams for shear with CFRP sheets », *Construction and Building Materials*, vol.17, February 2003, pp.15-26.
16. Täljsten B., « Plate bonding, strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fibre reinforced plastics ». Doctoral thesis 1994:152D. Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, ISSN 0348-8373, p. 308.
17. Drimoussis A, Cheng JJR. « Shear strengthening of concrete bridge girders using carbon fibre-reinforced plastic sheets », *Fourth International Bridge Engineering Conference*, vol.1. San Francisco (California, USA), August 28–30, 1995, pp.337–347.
18. G.J. Al-Sulaimani, A. Sharif, I.A. Basunbul, M.H. Baluch and B. Ghaleb, « Shear repair for reinforced concrete by fibre plate bonding », *ACI Structural Journal*, vol.91, n° 3,1994, pp.458–464.
19. M.J. Chajes, D.R. Januszka, T.R. Thomson, Jr. and W.W. Finch, Jr., « Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics », *ACI Structural Journal*, vol.92, n° 3, 1995, pp.295–303.
20. T. Norris, H. Saadatmanesh and M.R. Ehsani, « Shear and flexural strengthening of R/C beams with carbon fibre sheets », *Journal of Structural Engineering*, vol.123, n° 7, 1997, pp.903–911.
21. O. Chaallal, M.-J. Nollet and D. Perraton, « Shear strengthening of RC beams by externally bonded side CFRP strips », *Journal Composite Construction*, vol.2, n° 2, 1998, pp.111–114.
22. G. Campione and N. Miraglia, « Strength and strain capacities of concrete compression members reinforced with FRP », *Cement and Concrete Composites*, vol.25, January 2003, pp.31-41.
23. J.-H.J.Kim, S.-T.Yi, S.-H.Lee, S.-K.Park, J.-K.Kim, « Compressive behaviour of CFS strengthened concrete specimens with various cross-sectional shapes and laminations », *Magazine of Concrete Research*, vol.55, n° 5, October 2003, pp.407-418.
24. René Suter, « Renforcements parasismiques au moyen de matériaux composites », *Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg, Suisse*, pp.1-8.

25. Houssam A.Toutanji et William Gómez, « Durability characteristics of concrete beams externally bonded with FRP composite sheets », *Cement and Concrete Composites*, vol.19, 1997, pp.351-358.
26. E.Ferrier, G.Lagarde, P.Hamelin, « Concrete beams reinforced by fiber-reinforced-plastics: the effect of temperature on the adhesive layer », *Composites Science and Technology*, vol.61, 2001, pp.425-431.
27. Karbhari VM., « Effect of environmental exposure on the external strengthening of concrete with composites-short term bond durability », *Journal of reinforced plastics and composites* 1996.
28. Bentlemsan Nadia, « Comportement hygrothermomecanique d'un composite stratifié à base de fibres unidirectionnelles », Thèse de Magister sous la direction de B.Attaf et S.Kenai, département de génie civil, Université Saad Dahlab-Blida, 2001.
29. M.Benmiloud, M.Bouchiha, M.F.Lakhdari, « Application de la mécanique de la rupture sur le comportement à la fissuration des poutres renforcées par collage des plaques d'aciers », département de génie civil, Université Amar Thelidji, Laghouat, pp.1-7.
30. D. Kachlakev, « Finite element analysis and model validation of shear deficient reinforced concrete beams strengthened with GFRP laminates », *Civil and Environmental Engineering*, California Polytechnic State University, pp.1-11.
31. D.Kachlakev, T.Miller, S.Yim, K.Chansawat, T.Potisuk, « Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates », *Civil and Environmental Engineering et Civil, Construction and Environmental Engineering*, Oregon Department of Transportation, May 2001, pp.1-113.
32. « Théorie d'ANSYS », version 5.4, septembre 1997.
33. Adams, V. Askenazi, A, « Building better products with finite element analysis », on word press, Sanata Fe, New Maxico, 1998.
34. SAPTA, Dossiers de la structure rénovation des ouvrages d'art, Unité Réalisation, EL Harrach, Alger 2004.
35. Nassima, « Les matières premières : matériaux composites », *l'Annuaire des Acheteurs de l'Industrie*, 2005, pp.1-5.
36. Jean-Pierre Mougin, « Béton armé », *Ecole Supérieure d'Ingénieurs de Chambéry*, 1999.
37. Stéphane AVRIL, « Application des méthodes de mesure de champs à la caractérisation mécanique de poutres en béton armé réparées par matériaux composites », Thèse de Doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Étienne, France, Septembre 2002.

38. Hayder A. Rasheed et Shariq Pervaiz, « Closed form equations for FRP flexural strengthening design of RC beams », *Composites engineering*, vol.34, 2003, pp.539-550.
39. D.Bigeaud, H.Nasseri, E.Ferrier et P.Hamelin, « Aide au dimensionnement de poutres en béton armé et béton précontraint renforcées par matériaux composites », *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, Décembre 1999, pp.73-79.
40. M.Bouhamadi, « Le renforcement des structures par le composite en fibres de carbone en Algérie », Actes du 3^{ème} séminaire sur les technologies du béton, *Le Béton, du Traditionnel à la Haute Performance*, ACC, Alger, 17 et 18 Septembre 2006, pp.1-9.
41. Ahmed Laichaoui, « Analyse expérimental du comportement des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites », Mémoire de Magister sous la direction de M.Abdesmed et A.Bali, ENP, Alger, 2006.
42. CAHIER DES CLAUSES TECHNIQUES-SIKA, SIKA CARBODUR-SIKA WRAP- CCT 37, 2000.
43. Hizia Bellakehal, « Modélisation non linéaire par éléments finis des poutres en BA renforcées par des plaques », Mémoire de Magister sous la direction du professeur M.BOUHICHA, Université Amar Thelidji, Laghouat, 2006.
44. A.Bensalma, « Renforcement des structures par le tissu en fibres de carbone », Actes du 3^{ème} séminaire sur les technologies du béton, *Le Béton, du Traditionnel à la Haute Performance*, ACC, Alger, 17 et 18 Septembre 2006, pp.1-8.
45. R.Bayasli, « Réhabilitation du Pont Blanc EL-Harrach », Actes du 3^{ème} séminaire sur les technologies du béton, *Le Béton, du Traditionnel à la Haute Performance*, ACC, Alger, 17 et 18 Septembre 2006, pp.1-8.
46. François Byle-Bodin; Emmanuelle Davide; Eric Ragneau, « Finite element modelling of flexural behaviour of externally bonded CFRP reinforced concrete structures », *Engineering Structures*, vol.24, 2002, pp.1423-1429.
47. Y.N Ziraba; M.H.Baluch, « Computational model for reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates », *Finite Elements in Analysis and Design*, vol.20, 1995, pp.253-271.
48. Bimal Babu Adhikary; Hiroshi Mutsuyshi, « Numerical simulation of steel-plate strengthened concrete beams by a non-linear finite element method model », *Construction and Building Materials*, vol.16, 2002, pp.291-301.
49. Lu X.Z., Ye L.P., Teng J.C., Jiang J.J., « Meso scale FE model for FRP sheests bonded to concrete », *Engineering Structures*, vol.27, 2005, pp.564-575.

50. Wanag R.S.Y., Vecchio F.J., « Towards modelling reinforced concrete members with externally bonded fiber reinforced polymer composites », *ACI Structural Journal*, vol.100, 2003, pp.47-55.
51. Lu X.Z., Ye L.P., Teng J.C., Jiang J.J., « Bond slip model for FRP plates bonded to concrete », *Engineering Structures*, vol.27, 2005, pp.920-937.
52. Cheikhna Diagana, Alex Li et Yves Delmas, « Renforcement à l'effort tranchant de poutres en béton armé par collage de tissu en fibres de carbone », *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*, Octobre-Novembre 2001, pp.35-41.
53. Omar Chaallal, Marie-José Nollet et Daniel Perraton, « Renforcement au cisaillement de poutres en béton armé par des lamelles composites collées à l'aide de résine époxy », *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées-212-*, Réf.4148, Novembre-Décembre 1997, pp.87-93.

