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



École Nationale Polytechnique
Laboratoire Construction & Environnement
École Doctorale Ingénierie & Environnement
Option : Construction & Environnement

Mémoire de Magister

Présenté par :

AHMED ATTIA

Ingénieur D'état En Génie Civil

Thème :

**ANALYSE NUMÉRIQUE DES POUTRES EN BÉTON
SOUS FLEXION AVANT ET APRÈS RENFORCEMENT
PAR CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer)**

Président	Mme. R. KETTAB	Maître de conférences A ENP
Rapporteur	Mr. A. BALI	Professeur ENP
Examineurs	Mme. M. MORSLI	Maître de conférences A ENP
Examineurs	Mr. K. SILHADI	Maître de conférences A ENP
Invité	Mr. M. ABDESSEMED	Chargé de Cours (Université BLIDA)

Promotion 2009

الألياف البوليمر هو تقنية هي	تأهيل هياكل	الأخيرة لتعزيز	(FRP)	الهندسة المدنية وهياكل إضافية تحليلية والمساهمة (CFRP)	خدماتهم	جديدة يمكن هذه الألياف هي التقلي
تحسين	التشويه	تعزيزات	التجريبي حيث	الميكانيكية		
تأهيل هياكل	الألياف البوليمر هو تقنية هي	الأخيرة لتعزيز	(FRP)	الهندسة المدنية وهياكل إضافية تحليلية والمساهمة (CFRP)	خدماتهم	جديدة يمكن هذه الألياف هي التقلي
تحسين	التشويه	تعزيزات	التجريبي حيث	الميكانيكية		

الكلمات الرئيسية : تقوية ، ألياف الكربون.

Résumé: Les composites Fiber Reinforced Polymer (FRP) sont utilisés pour le renforcement et la réhabilitation des structures soumises à des risques de dégradations durant leur service, soit dans le domaine de la mécanique, du génie civil ou biomécanique...etc. Cependant, l'utilisation des fibres en polymères est une technique nouvelle qui permet de donner une rigidité et une résistance **supplémentaires aux** structures dont la conception est insuffisante vis-à-vis des sollicitations auxquelles elles sont soumises. Dans ce **travail**, on présente l'étude de l'effet **du** renforcement des poutres en béton armé **soumises** à la flexion par collage de composites à base de fibres de carbone (CFRP) et de contribuer à la bonne maîtrise de cette technique qui reste encore peu connue dans notre pays. La validation numérique pour le modèle **expérimental** a montré que le renforcement par matériaux composites améliore les performances mécaniques des poutres en béton armé en termes de capacité portante de réduction **des** déformations des aciers et du béton, avec une réduction de la flèche.

Mots clés: Renforcement, composites, fibres de carbone.

Abstract: The (FRP) composites are used recently for strengthening and rehabilitation of structures subjected to risk of damage during their service **either** in the field of mechanical engineering or biomechanics ... etc.. However, the use of polymer fiber is a new technique which can provide rigidity and additional resistance **to** structures whose design is insufficient towards **the applied stresses**. In this **investigation**, a study is **undertaken** to analyze the effect of strengthening **of** reinforced concrete beams in bending **by gluing carbon fibre composites (CFRP)** and **to contribute to better control of this technique remains fairly** known in Algeria. This **numerical study validates the experimental model shows that** the reinforcement by composite materials improves the mechanical performance of reinforced concrete beams in terms of bearing capacity and reduces the **strains** of steel and concrete, with a reduction in the **deflection**.

Keywords: strengthening, composites, carbon fibre.



Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier le Dieu Tout Puissant et Miséricordieux qui m'a donné la force, la volonté et le courage qui m'a mené à finir ce travail, ainsi que je remercie mes très chers parents pour toute l'aide et le soutien moral et financier qu'ils m'ont offerts tout au long de ma vie.

Mes plus vifs remerciements vont, à mon promoteur Pr.A BALI, directeur du laboratoire LCE, et le coordinateur de L'école Doctorale Ingénierie et Environnement a L'école Nationale Polytechnique qui m'a offert l'opportunité d'effectuer cette thèse. Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance et gratitude vont à mon co-promoteur Mr M ABDESSEMED Directeur Central des Infrastructures Aéroportuaires au Ministère des Travaux Publics et Enseignement a l'université de Blida qui m'a dirigé tout au long de ce mémoire et qui m'a formé à la recherche. Il m'a aidé dans l'utilisation du logiciel ANSYS et à me perfectionner à la modélisation numérique. Sans son aide, ce document n'aurait pas vu le jour.

Je saisis cette occasion pour remercier tous les Enseignants de la graduation et post – graduation à L'école Nationale Polytechnique ainsi que le personnel de département et laboratoire de génie civil et en particulier le chef de département de génie civil Mme. R. KETTAB.

Mes remerciements vont aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner et d'évaluer mon travail.

Je tiens à remercier mes collègues de l'école doctorale ingénierie et environnement promotion 2009 (ENP).

Finalement, Je remercie tous mes amis qui m'ont énormément aidé dans ce travail, et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin.



TABLE DES MATIERES

RESUME

REMERCIEMENTS

TABLE DES MATIERES

LISTE DES FIGURES, LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

INTRODUCTION

01

1. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

03

1.1 Généralité

03

1.2 Pathologie des Structures en Béton Armé

03

1.3 Techniques de réparation et renforcement

03

1.3.1 Introduction

03

1.3.2 Béton projeté

04

1.3.3 Ajout des forces ou des déformations

05

a) Renforcement des ouvrages en flexion

05

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

05

1.3.4 Collage de tôles d'acier

06

1.4 Renforcement et réparation par matériaux composites

06

1.4.1 Introduction

06

1.4.2 Définition d'un matériau composite

07

1.4.2.1 Introduction

07

1.4.2.2 Définition

08

1.4.2.3 Les Renforts

09

1.4.2.4 Fibres minérales ou organiques

10

1.4.2.5 Les Matrices

11

1.4.2.6 Résines thermodurcissables (TD)

13

1.4.2.7 Résines thermoplastiques (TP)

13

1.4.2.8 Mise en oeuvre des matériaux composites	15
1.4.3 Renforcement et réparation des poutres en flexion par les matériaux composites	16
1.5 Conclusion	50
2. MODELISATION DES POUTRES EN BETON ARME RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES	52
2.1 Introduction	52
2.2 Présentation du logiciel ANSYS 12.0.1	52
2.2.1 Processeurs disponibles dans le logiciel ANSYS 12.0.1	55
a, le processus PRER 7	55
b. le processus (Solution)	55
c. le processus Post 1	56
d. le processus Post 26	56
e. le processus Topological	57
f. le processus OPT	57
g. le processus ROM Tool	57
h. le processus AUX 12	58
i. le processus RUNSTAT	58
2.3 Modélisation par le logiciel ANSYS 12.0.1	58
2.3.1 Méthode de simulation	59
2.3.2 Types d'éléments	59
2.3.2.1 Béton armé	59
2.3.2.2 l'acier	60
2.3.2.3 Composites CFRP	60
2.3.3 Propriétés des matériaux	61
2.3.3.1 Béton	61
2.3.3.2 L'acier du béton armé	64
2.3.3.3 Les Composites CFRP	65
2.3.4 La géométrie des poutres	66
2.3.5 La discrétisation par éléments finis	69
2.3.6 Conditions aux limites	70
2.3.7 La non linéarité	70
2.4. Le travail numérique (méthode d'élément fini) avec L'ANSYS	72
2.4.1 La poutre en béton armé non renforcée	72

2.4.1.1 Lancement de calcul	72
2.4.1.2 Interprétations des résultats obtenus	73
2.4.2 La poutre en béton armé renforcée par un matériau composite	74
2.4.2.1 Lancement de calcul	74
2.4.2.2 Interprétations des résultats obtenus	75
2.5 Conclusion	75
3. RESULTATS ET DISCUSSIONS	78
3.1 Introduction	78
3.2 Diagrammes charge-déplacement	78
3.2.1 Poutre en béton armé de référence	78
3.2.2 Poutre en béton armé renforcée par du CFRP à la flexion (sous face inférieur)	80
3.2.3 Poutre en béton armé renforcée par du CFRP à l'effort tranchant (sur les deux faces latérale)	80
3.2.4 Effet du procédé de renforcement sur les diagrammes charge-déplacement	82
3.3 Diagrammes charge-déformation	83
3.4 Effet du procédé de renforcement sur les déformations	85
3.5 Étude comparative entre le modèle numérique et l'expérimentation	85
3.5.1 Les expériences accomplies par Mr.A.Laichaoui	86
3.5.2 Comparaison entre l'étude numérique et les résultats expérimentaux	89
3.6 Conclusion	97
CONCLUSION GENERALE ET RECOMMANDATIONS	99
REFERENCES	

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Principaux matériaux de renfort	10
Figure 1.2	Les différentes familles de Matrice	12
Figure 1.3	Phases transcristallines dans les composites a matrice hermoplastiques	14
Figure 1.4	Champ du déplacement longitudinal obtenu lors d'un essai de flexion sur une la face latérale d'une poutre fissurée réparée	18
Figure 1.5	Localisation par la méthode de grille des fissures sur une poutre en béton armé chargée en flexion avant réparation (à gauche) et après réparation (à droite)	18
Figure 1.6	Variation du déplacement ux le long de la fibre inférieure d'une poutre en béton armé non réparée (à gauche), puis réparée (à droite).	19
Figure 1.7	Comparaison de la variation de la largeur d'ouverture le long de deux fissures différentes d'une poutre en béton armé avant et après réparation.	20
Figure 1.8	Représentation graphique de la variation en fonction de la position par rapport à la fibre inférieure de la déformation moyenne de tension du béton entre deux fissures sur une poutre en béton armé fissurée avant et après réparation	20
Figure 1.9	Mode de renforcement RA1	22
Figure 1.10	Mode de renforcement RA2	22
Figure 1.11	Mode de renforcement RA3	22
Figure 1.12	Mode de renforcement RA4	23
Figure 1.13	Une face de la poutre est peinte en blanc et quadrillée	23
Figure 1.14	Emplacement des comparateurs	24
Figure 1.15	Dispositif d'expérimentation	28
Figure 1.16	Résultats expérimentaux de la dalle N°1	30
Figure 1.17	Résultats expérimentaux de la dalle N°2	31
Figure 1.18	Géométrie et dimensions des voiles courts [mm]	32

Figure 1.19	Description du renforcement par composite	33
Figure 1.20	Description des cycles de chargement	33
Figure 1.21	Courbe charge déplacement en tête de voile	34
Figure 1.22	Evolution de la raideur	35
Figure 1.23	Evolution de l'endommagement pour V1	37
Figure 1.24	Evolution du dommage pour les voiles	37
Figure 1.25	Une plaque collée avec différents types de NSMR	39
Figure 1.26	Déférente forme et type d'utilisation	40
Figure 1.27	la courbe (charge-flèche) d'une poutre en béton armé renforcée par NSMR	41
Figure 1.28	Les modes de rupture de barres NSM et des bandes	44
Figure 1.29	Diagramme des contraintes et des déformations d'une section rectangulaire en béton armé renforcé	47
Figure 1.30	Superposition de deux comportements d'une section rectangulaire renforcée et l'autre non renforcée	49
Figure 1.31	Influence de taux de renforcement en PRFC sur le comportement d'une section rectangulaire renforcée	50
Figure 2.1	Interface principale du logiciel ANSYS 12.0.1 RC2 (2009)	54
Figure 2.2	Elément solid65 à 3D	59
Figure 2.3	Elément link8 à 3D	60
Figure 2.4	Elément solid46 à 3D	60
Figure 2.5	Courbe contrainte-déformation de compression et traction uniaxial pour le béton	61
Figure 2.6	Courbe contrainte-déformation simplifiée pour le béton en compression uniaxial	63
Figure 2.7	Courbe contrainte-déformation pour l'acier de renforcement	64
Figure 2.8	Courbe contrainte-déformation pour les composites de FRP dans la direction des fibres	65
Figure 2.9	La géométrie de la poutre par ANSYS	67
Figure 2.10	Dimensions et ferrailage de la poutre modélisée	67
Figure 2.11	Modélisation de la couche d'adhésif	68
Figure 2.12	Connectivité entre Élément de couche FRP (solid46) et acier (link8)	69
Figure 2.13	Solution par itération de Newton-Raphson (2 incréments de charge).	71
Figure 2.14	La déformation de la poutre	73
Figure 2.15	Evolution des flèches à mis- travée	73
Figure 2.16	Variation de la déformation en fonction de la charge	74
Figure 2.17	Déformation de la poutre	75
Figure 2.18	Charge –Flèche poutre renforcée et non renforcée	75

Figure 3.1	Schéma de la poutre modélise	78
Figure 3.2	Progression des fissures pour la poutre de référence	79
Figure 3.3	Courbe charge-déplacement pour la poutre de référence	79
Figure 3.4	Courbe charge-déplacement pour la poutre renforcée à la flexion	80
Figure 3.5	Modes de rupture des poutres renforcées de matériaux composites	81
Figure 3.6	Schématisation des paramètres d'une poutre renforcée latéralement	81
Figure 3.7	Courbe charge-déplacement pour la poutre renforcée à l'effort tranchant	82
Figure 3.8	Courbe charge-déformation de la poutre de référence	84
Figure 3.9	Courbe charge-déformation du béton comprimé pour la poutre renforcée à la flexion	84
Figure 3.10	Courbe charge-déformation du béton comprimé pour la poutre renforcée à l'effort tranchant	85
Figure 3.11	Schéma statique de chargement	86
Figure 3.12	Différents mode de renforcement	86
Figure 3.13	Comparaison des courbes force-flèche à mi-travée	87
Figure 3.14	Courbes charge-flèche à mi-travée pour les poutres de référence	91
Figure 3.15	Courbes charge-flèche à mi-travée de la poutre RA1	91
Figure 3.16	Courbes charge-flèche à mi-travée de la poutre RA2	92
Figure 3.17	Comparaison des courbes charge-flèche à mi-travée pour les trois modèles	93
Figure 3.18	Courbes charge-déformation du béton des poutres de référence	94
Figure 3.19	Courbes charge-déformation du béton de la poutre RA1	94
Figure 3.20	Courbes charge-déformation du béton de la poutre RA2	95
Figure 3.21	Courbes charge-déformation d'acier des poutres de références	95
Figure 3.22	Courbes charge-déformation d'acier de la poutre RA1	96
Figure 3.23	Courbes charge-déformation d'acier de la poutre RA2	96

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Principales différences entre matrices thermoplastiques TP et thermodurcissables TD (d'après Maurice Reyne)	12
Tableau 1.2	Propriété mécanique des composites	14
Tableau 1.3	Récapitulation des différents résultats du renforcement	25
Tableau 1.4	Récapitulation des résultats apportés par le renforcement sur les déformations	26
Tableau 1.5	Caractéristiques du TFC	29
Tableau 1.6	Charge et mode de rupture	34
Tableau 1.7	Paramètre du modèle d'endommagement	37
Tableau 1.8	les résultats de l'épreuve.	42
Tableau 3.1	Tableau représentatif des résultats charges-déplacements	83
Tableau 3.2	Influence du procédé de renforcement sur les déformations	85
Tableau 3.3	particularités mécaniques des matériaux utilisés	87
Tableau 3.4	Récapitulation des différents résultats du renforcement	88
Tableau 3.5	Récapitulation des résultats apportés par le renforcement sur les déformations	88
Tableau 3.6	Valeurs à mi-travée des poutres de références.	89
Tableau 3.7	Valeurs à mi-travée de la poutre RA1.	90
Tableau 3.8	Valeurs à mi-travée de la poutre RA2.	90

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.
- μ : Coefficient de transfert de cisaillement.
- β : Facteur de conservation de cisaillement.
- ϕ : Angle de frottement interne.
- γ : Déformation tangentiel.

: Coefficient de poisson.
: Déformation du béton.
c₂ : Déformation maximal du béton comprimé.
c_u : Déformation ultime du béton comprimé.
c_t : Déformation maximale du béton tendus.
c_{tu} : Déformation ultime du béton tendus.
y : Déformation élastique de l'acier.
u : Déformation ultime de l'acier.
f : Déformation des fibres.
o : Déformation maximale de la compression du béton.
u : Déformation ultime de la compression du béton.
t : Déformation à la traction.
: Masse volumique.
f : Contrainte des fibres.
c : Contrainte de composites.
m : Contrainte de la matrice.
c : Contrainte du béton.
o : Contrainte maximale de la compression du béton.
: Contrainte tangentielle.

BAEL : Béton armé aux états limites.
BHP : Béton haute performance.
CFRP : Carbon fiber reinforced polymer.
CFK : Fibres de carbone dans une matrice d'époxy.
DTP : Direction des travaux publics.
FRP : Fiber reinforced polymer.
GFRP : Glass fiber reinforced polymer.
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.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis son invention, le béton a toujours été considéré comme le matériau de construction des ouvrages de génie civil par excellence. Sa principale qualité est son excellente résistance à la compression mais son principal défaut est sa faible résistance à la traction qui ne représente environ que 10% de sa résistance en compression.

Le béton armé est né avec l'idée d'introduire quelques barres en acier à l'intérieur de ce dernier et le problème de faible résistance en traction du béton fut ainsi résolu. La nouvelle pierre artificielle a envahi notre habitat et s'est transformée en élément essentiel de notre vie quotidienne. Pendant longtemps, la plupart des infrastructures et des superstructures fut construite en utilisant le béton comme constituant principal.

La plus grande partie des ouvrages de génie civil est conçue pour durer 100 ans en moyenne. mais le béton est un matériau relativement fragile, puisque environ 30% des ouvrages nécessitent une réparation pour assurer la sécurité des usagers avant d'arriver à leur limite de vie utile.

De nombreuses études sur le béton ont été déjà réalisées mais il subsiste encore beaucoup de questions quant aux comportements, aux méthodes d'évaluation et aux techniques de réparation de béton armé endommagé. C'est pour cette raison que ce travail a été entrepris.

La thèse se compose de trois chapitres :

Le premier chapitre présente une étude bibliographique sur la pathologie des structures en béton armé et leurs causes d'endommagement et les différents types de réparation ; On prend les matériaux composites comme notre axe de travail et ses applications dans le renforcement des poutres en béton armé par application et collage Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP).

Dans le deuxième chapitre, on présentera l'analyse numérique des poutres en béton armé avec les différents types de poutres et leurs particularités. Il s'agit d'une modélisation par éléments finis où on définit le modèle adéquat pour notre présente étude, afin d'estimer la résistance des poutres renforcées par les matériaux composites.

Et le troisième chapitre donnera une comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques et des recommandations pour le futur.

Enfin, comme conclusion nous présenterons des commentaires et des perspectives à retenir.

CHAPITRE 1

SYNTHESE

BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Généralité

Parmi les nouvelles techniques de réhabilitation des ouvrages d'art et en béton armé, se présentent les méthodes de renforcement par des matériaux composites Fiber Reinforced Polymer (verre, carbone, aramide...etc.) comme une solution efficace pour parer à certains phénomènes, comme les dégradations artificielles par la corrosion, les surcharges, les séismes...etc. Cette technique permet de donner à la structure une résistance et une rigidité capable de résister aux perturbations extérieures.

Le but de cette recherche est l'étude du comportement mécanique des structures renforcées par les composites CFRP.

Ces dernières années, plusieurs travaux ont été effectués sur la méthode de réhabilitation. Ainsi, ces types de matériaux constituent une solution prometteuse aux problèmes de la réhabilitation. Cependant, le mode de rupture le plus important pour ces structures renforcées est le phénomène de délaminage de la plaque « FRP », en raison des contraintes d'interface élevées, particulièrement, à proximité du bord de la zone de renforcement

Dans cette partie, on présentera une revue bibliographique sur l'utilisation et la performance des matériaux composites dans la réparation et le renforcement des structures en béton armé.

1.2 Pathologie des Structures en Béton Armé

Durant les années dernières, l'utilisation de la technologie de polymère composite pour la réparation et le renforcement des systèmes structuraux est devenue courante.

Une des applications avec succès est l'utilisation des composites en renforcement pour la réparation et la réhabilitation des colonnes en béton armé en cas de séisme ou corrosion. Ce champ d'application s'élargit de plus en plus aux autres types de structures comme des poutres et des dalles où les bandes composites sont collées sur leur surface tendue dans le but de réparer et d'améliorer leur capacité portante en flexion.

1.3 Techniques de réparation et renforcement

1.3.1 Introduction

Les multiples recherches effectuées sur l'utilisation des matériaux composites comme un moyen de réparation et de renforcement des structures en béton armé ont

démontré, jusqu'à maintenant, que l'application d'un tissu ou d'une lamelle en CFRP (polymère renforcé en fibre de carbone) est une alternative intéressante aux méthodes conventionnelles de réparation.

L'objectif principal de cette recherche est de développer, à l'aide des équations décrivant le comportement en flexion des poutres de sections rectangulaires renforcées en matériaux composites, des outils permettant d'évaluer des renforcements au CFRP de façon rapide et précise.

Ces outils de conception envisagés sont des abaques à trois entrées, une étude paramétrique du comportement d'une poutre renforcée en polymère renforcé en fibre de carbone (CFRP), en comparaison avec celle faite expérimentalement.

Vu que le tracé graphique des abaques est laborieux, un programme de calcul devient indispensable et nécessaire, pour permettre de regrouper les différents paramètres des équations de conception. Cependant, les recommandations techniques disponibles concernant le renforcement des poutres en béton armé renforcé avec ces matériaux, font en sorte que, peu d'ingénieurs de la pratique ont recours à cette méthode de réparation.

1.3.2 Béton projeté

Malgré son ancienneté, la technique du béton projeté, 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:

- Décollement d'enduits

Dans ce type de désordres, l'utilisation du béton projeté est réservée, au cas où il est nécessaire d'obtenir une bonne adhérence ou lorsque les surfaces à traiter sont importantes. La réparation 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, une couche adhérente de béton projeté d'épaisseur suffisante peut être envisagé.

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 des forces ou des déformations

Dans le but d'augmenter la capacité portante ou prolonger la durée d'exploitation d'un ouvrage existant, l'application des efforts d'une intensité connue et suivant des directions définies par le biais de câbles précontraints, qui sont appelés précontrainte additionnelle. Cette précontrainte, qui est 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. Parmi ces applications, on distingue :

a) Renforcement des ouvrages en flexion

Ce renforcement est appliqué en particulier dans les tabliers de ponts.

Il vise à augmenter leur résistance à la flexion. Le tracé de câbles de précontraints additionnels peut être rectiligne ou polygonal.

On peut renforcer et/ou réparer les éléments porteurs (poutres, dalles, caissons, etc.) ou les éléments secondaires (entretoises, éléments de tablier).

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

Lorsqu'une structure en béton précontraint présente le problème majeur, 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.

1.3.4 Collage de tôles d'acier

Le béton plaqué est une technique qui consiste à coller des plaques métalliques sur des éléments en béton armé, en béton précontraint ou même en métal, 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.

Il est possible de superposer plusieurs tôles de 3 mm sans dépasser trois épaisseurs de plaque.

Aujourd'hui ce procédé est 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 rend possible une rupture de type ductile en flexion.

Ce procédé de réparation, a un grand avantage c'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 nécessite 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 difficile et coûteuse si la structure à renforcer est localisée dans un espace confiné (restriction imposée par les dispositifs de levage).

A toutes ces limites 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 d'où la nécessité 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

Le collage de matériaux composites est une technique de renforcement ou de réparation des structures en béton armé, qui 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.

Économiquement cette technique présente un inconvénient majeur celui de son 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.

Une grande gamme de fibres, naturelles et synthétiques s'offre. 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

1.4.2.1 Introduction

Les matériaux composites disposent d'atouts importants par rapport aux matériaux traditionnels. Ils apportent de nombreux avantages fonctionnels : légèreté, résistance mécanique et chimique, maintenance réduite, liberté de formes. Ils permettent d'augmenter la durée de vie de certains équipements grâce à leurs propriétés mécaniques et chimiques. Ils contribuent au renforcement de la sécurité grâce à une meilleure tenue aux chocs et au feu. Ils offrent une meilleure isolation thermique ou phonique et, pour certains d'entre eux, une bonne isolation électrique. Ils enrichissent aussi les possibilités de conception en permettant d'alléger des structures et de réaliser des formes complexes, aptes à remplir plusieurs fonctions. Dans chacun des marchés d'application (automobile, bâtiment, électricité, équipements industriels,...), ces performances remarquables sont à l'origine de solutions technologiques innovantes.

Les matériaux composites (à matrices métalliques, élastomères, polymères ou céramiques) offrent aux industriels et aux designers des possibilités nouvelles d'associer fonction, forme et matériaux, au sein de réalisations, matériaux et systèmes de plus en plus performants. Poids, anisotropie, plurifonctionnalité sont autant d'atouts de principe. Des processus nouveaux de conception, d'industrialisation et de fabrication permettent d'étendre les possibilités techniques, et de mieux satisfaire des besoins parfois contradictoires (poids, fonctions...) auxquels les matériaux homogènes classiques répondent difficilement.

Les aspects financiers sont de plus en plus importants : l'industrie des composites est en effet fortement capitalistique, d'importants investissements (R&D, pré-série, équipements industriels...) sont nécessaires avant de pouvoir réaliser un chiffre d'affaires significatif. Une entreprise doit pouvoir offrir à ses actionnaires et à ses partenaires financiers une rentabilité et une transparence compétitives.

Parmi les composites, on distingue deux types : les composites grande diffusion (GD) et les composites haute performance (HP).

Les GD représentent 95% des composites utilisés. Ce sont en général des plastiques armés ou des plastiques renforcés, le taux de renfort avoisinant 30%. Dans 90% des cas, l'anisotropie n'existe pas ou n'est pas maîtrisée car les renforts sont des fibres courtes. Les principaux constituants de bases sont les résines polyesters (95% des résines thermodurcissables) avec des fibres de verre (plus de 99% des renforts utilisés). Renforts et matrices sont à des coûts voisins.

Les HP, principalement utilisés dans l'aéronautique, sont d'un coût élevé. Les renforts sont plutôt des fibres longues. Le taux de renfort est supérieur à 50%, et ce sont ceux qui influent sur le coût. Les propriétés mécaniques (résistance mécanique et rigidité) sont largement supérieures à celles des métaux, contrairement aux GD. Des méthodes de calculs de structures et d'homogénéisations ont été développées pour les HP.

1.4.2.2 Définition

Un matériau composite est, par définition, tout alliage ou matière première comportant un renfort sous forme filamentaire. Il nécessite l'association intime d'au moins deux composants : le renfort et la matrice, qui doivent être compatibles entre eux et se solidariser, ce qui introduit la notion d'un agent de liaison, l'interface.

Contrairement aux matières premières classiques dont on connaît à l'avance les caractéristiques mécaniques, celles des composites ne sont réellement connues qu'après fabrication, car on réalise, en même temps, le matériau et le produit.

Actuellement, les composés à matrice organique représentent plus de 99% des matériaux composites ; toutefois, il existe également des composites à matrice inorganique (métallique ou céramique) dont la diffusion reste encore marginale.

Les matériaux composites, tels qu'ils sont définis dans le cadre de ce travail, ont été volontairement limités à ceux constitués par :

- Une matrice organique, résine thermoplastique (TP) ou thermodurcissable (TD),
- Une structure de renfort constituée de fibres, qui peuvent être de verre, de carbone, d'aramide ou de fibres naturelles (lin, chanvre, sisal),

Ces deux constituants principaux reçoivent des additifs ou charges nécessaires pour assurer une adhérence suffisante entre le renfort fibreux et la matrice. Ils permettent également de modifier l'aspect ou les caractéristiques de la matière à laquelle ils sont ajoutés : pigments de coloration, agents anti-UV, charges ignifugeantes, isolation thermique ou acoustique.

1.4.2.3 Les Renforts

Les renforts contribuent à améliorer la résistance mécanique et la rigidité des matériaux composites et se présentent sous forme filamentaire, allant de la particule de forme allongée à la fibre continue qui donne au matériau un effet directif. Ils sont caractérisés par:

- La nature de la fibre, minérale ou organique,
- L'architecture du renfort, Unidirectionnel (UD) ou Tissu...

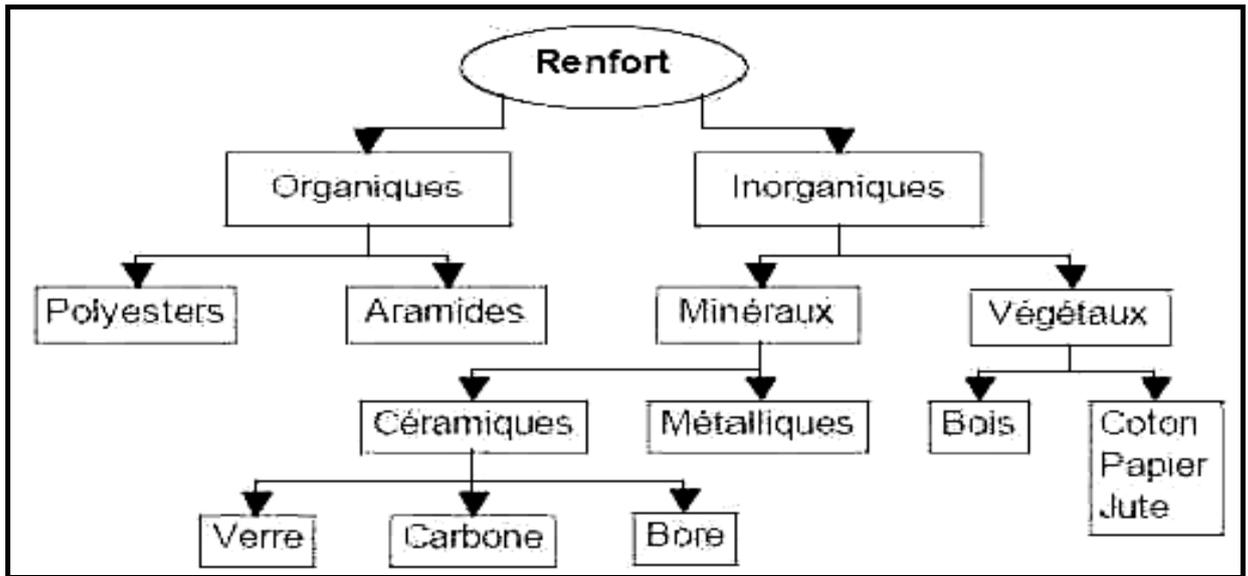


Figure (1.1) Principaux matériaux de renfort [13].

1.4.2.4 Fibres minérales ou organiques

A- Les fibres de verre sont obtenues à partir de silice et d'additifs. Le verre est coulé en fusion à 1.250°C à travers une filière en platine-rhodium, après refroidissement, les filaments sont étirés pour obtenir des fibres continues. Suivant les applications auxquelles elles sont destinées, les fibres de verre sont réparties en trois qualités :

- Fibres E pour les composites grande diffusion (GD)
- Fibres D pour les applications dans la construction électrique (circuits imprimés)
- Fibres R pour les composites haute performance (HP).

Les fibres de verre constituent le principal renfort, utilisé dans plus de 90% des matériaux composites, et plus particulièrement pour les produits de grande diffusion (GD). Elles offrent, pour un prix raisonnable:

- Une bonne adhérence entre fibres et résines (matrices)
- De bonnes propriétés mécaniques, mais inférieures à celles de la fibre de carbone
- Des propriétés d'isolation électrique acceptables pour la plupart des applications.

En Europe, les fibres de verre sont utilisées principalement dans :

- La plupart des composites « grande diffusion » (automobile, construction, construction électrique)
- Certains composites « hautes performances » avec des fibres de verre « R ».

L'utilisation des fibres de verre dans les composites est principalement limitée par :

- Une rigidité insuffisante pour certaines applications comme les pièces de structure primaire en aéronautique

- Un vieillissement accéléré au contact prolongé de l'eau, des rayonnements UV ou de températures élevées.

Les fibres de verre utilisées dans les composites ont un diamètre de l'ordre de 10 micromètres, nettement supérieur au diamètre critique (de l'ordre de 3 micromètres) pour que la fibre ne présente pas de risque respiratoire et ne puisse engendrer des cancers. Les principaux producteurs sont : Saint Gobain Vetrotex, Owens Corning, PPG.

B- La production des fibres de carbone repose sur la maîtrise de la production des fibres acryliques, précurseurs traditionnels des fibres de carbone, de formule générique $(\text{CH}_2-\text{CHCN})_n-(\text{CH}_2-\text{CXY})_n$. (acrylonitrile + comonomère) par la voie classique du solvant, dite ex-PAN. On opère par carbonisation de la fibre de poly-acrylonitrile (PAN) sous atmosphère neutre d'azote dans des fours à pyrolyse de façon à ne conserver que la chaîne carbonée.

L'utilisation de la fibre de carbone reste limitée aux secteurs de l'aéronautique et des sports et loisirs, à cause du prix.

Cependant, Les fibres de carbone souffrent aussi des handicaps techniques qui limitent également leurs utilisations pour certaines applications dans les composites :

- Un allongement à la rupture inférieur à 2%
- Une caractérisation encore insuffisante pour permettre une conception fiable à prix modéré.

La fibre est issue de la chimie organique des polyamides aromatiques (ou polyaramide) par synthèse chimique à basse température, ses propriétés diffèrent des polyamides aliphatiques classiques (type PA 6-6, dit « Nylon »), on la nomme souvent « Kevlar », qui est la marque de son créateur, Dupont de Nemours.

C- Les composites renforcés des fibres d'aramide offrent une bonne stabilité en température (jusqu'à 200°C en fonction de la matrice) mais souffrent :

- D'une adhérence moyenne entre matrice et fibre,
- D'un prix encore trop élevé.

1.4.2.5 Les Matrices

La matrice permet de lier les fibres de renforts, de répartir les contraintes, d'apporter la tenue chimique de la structure et de donner la forme désirée au produit final.

Les différentes familles de Matrice sont présentées dans l'organigramme suivant:

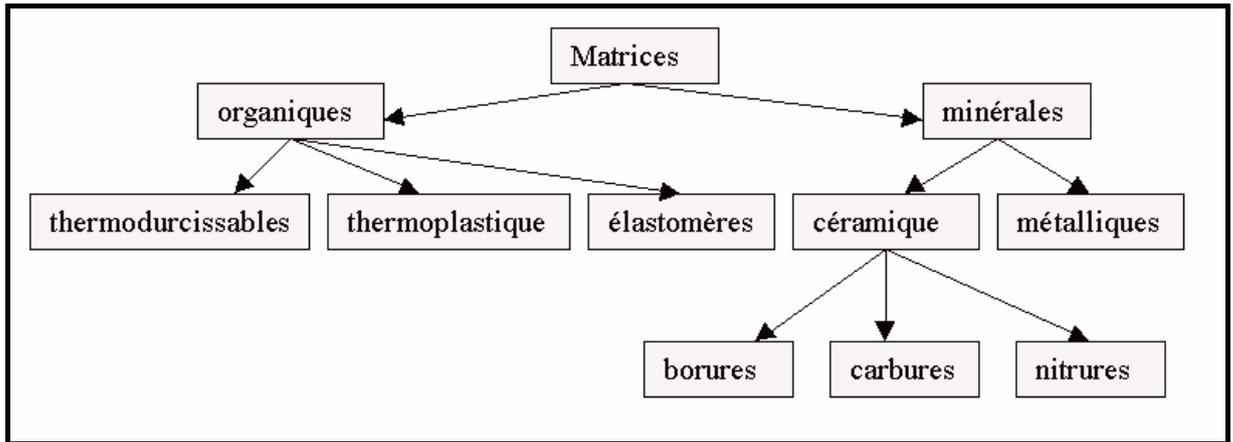


Figure (1.2) Les différentes familles de Matrice [13].

Parmi ces familles de résines, on distingue deux types de résines qui sont, actuellement, les plus utilisées:

- Les résines thermodurcissables (TD) qui sont, en général, associées avec des fibres longues. Les polymères thermodurcissables ont la forme d'un réseau tridimensionnel, au cours de la polymérisation, ce réseau se pont (double liaison de polymérisation) et durcit de façon définitive lors du chauffage selon la forme souhaitée. La transformation est irréversible.

- Les résine thermoplastiques (TP), renforcés avec des fibres courtes (et, parfois, avec des fibres longues) se développent fortement. Les polymères thermoplastiques ont une structure linéaire, ils sont mis en forme par chauffage (les chaînes se plient), et durcissent au cours du refroidissement (les chaînes se bloquent). La transformation est réversible.

Tableaux (1.1) Principales différences entre matrices thermoplastiques TP et thermodurcissables TD [13].

Matrices	TD	TP
Etat de base	Liquide visqueux à polymériser	Solide prêt à l'emploi
Stockage	Réduit	Illimité
Mouillabilité des renforts	Aisée	Difficile
Moulage	Chauffage continu	Chauffage + refroidissement
Cycle	Long (polymérisation)	Court
Tenue au choc	Limitée	Assez bonne
Tenue thermique	Meilleure	Réduite (sauf nouveau TP)
Chutes et déchets	Perdus ou utilisés en charges	Recyclables
Conditions de travail	Emanations de solvants	Propreté

1.4.2.6 Résines thermodurcissables (TD)

Les résines thermodurcissables principalement utilisées actuellement sont :

- les polyesters insaturés : ce sont les résines les plus utilisées dans les applications GD. Elles se présentent sous la forme d'une solution polyacide + polyalcool qui se rigidifient sous l'action d'un catalyseur et de l'action de la chaleur. Elles présentent le grand défaut d'émettre des vapeurs de styrène au cours de la polymérisation et d'être difficile à stocker.
- les vinylesters : ce sont des variantes des polyesters obtenues à partir d'acide acrylique. Elles ont une bonne tenue à la fatigue et un bon comportement à la corrosion mais sont combustibles.
- les résines époxy (ou époxydes) constituent la résine type des composites HP.
- les résines phénoliques sont obtenues par la polycondensation du phénol et du formol, elles présentent une très bonne tenue au feu, sans fumée (d'où leur utilisation dans le ferroviaire). Elles sont fragiles, sensibles à l'humidité, difficiles à mettre en oeuvre.
- les polyuréthanes ont une faible viscosité qui facilite un bon remplissage du moule. D'autres résines TD sont utilisées pour des applications particulières comme par exemple le silicone (bonnes qualités électrique, thermique, chimique), les polyimides (composites HP pour une bonne stabilité à la température). En Europe, les composites à matrices thermodurcissables (TD) représentent 70% de la totalité des composites transformés.

1.4.2.7 Résines thermoplastiques (TP)

Les thermoplastiques (TP) présentent à l'état vierge des bonnes caractéristiques mécaniques. Un renforcement par des fibres courtes leur confère une tenue mécanique et thermique améliorée et une bonne stabilité dimensionnelle. Toutefois, l'appellation « composite » n'est pas interprétée d'une manière uniforme, et certains industriels n'y incluent pas les thermoplastiques renforcés des fibres courtes qui représentent pourtant 90% des composites à matrice thermoplastique. Les principales résines thermoplastiques utilisées dans les composites sont :

- les polyamides (PA) 6, 6-6, 12
- les polytéréphtalates éthylénique (PET) et butylénique (PBT)
- les polycarbonates (PC)
- les polyoxydes de phénylène (PPO ou PPE)

- les polyoxyméthylènes (POM)
- le polypropylène (PP)
- le polyamide-imide (PAI)
- le polyéther-imide (PEI)
- le polyéther-sulfone (PES)
- le polyéther-éther-cétone (PEEK).

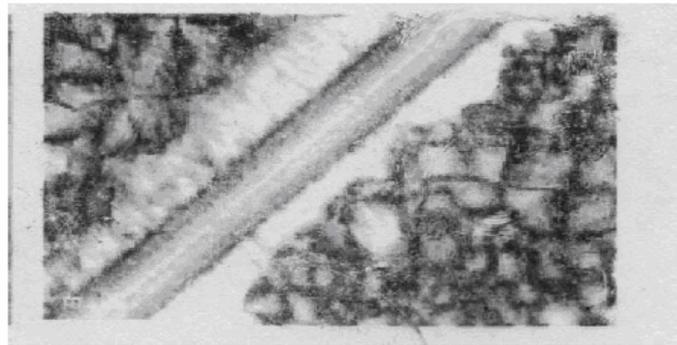


Figure (1.3) Phases transcrystallines dans les composites a matrice hermoplastiques [13].

Tableau 1.2. Propriété mécanique des composites [13]

Types de renforts	Caractéristiques mécaniques	Masse spécifique (kg/dm ³)	Diamètre du monofilament (μ)	Résistance traction (G Pa) à la rupture	Module d'élasticité (G Pa)	Allongement à la rupture (%)
Verre { E R ou S		2,54	3,8 - 13	3,2 - 3,9	73 - 74	3 - 4,8
		2,48 - 2,53	9,6 - 10	3,7 - 4,5	86 - 87	5,4
Carbone { HR HM		1,74 - 1,78	7	2,7 - 3,5	230 - 250	1,5 - 1,8
	Bas de gamme « pitch »	1,81 - 1,96	6,5	2,3 - 2,7 ≤ 1	300 - 410 ≤ 100	0,6 - 1,3
Aramide		1,44 - 1,45	12	2,7 - 2,9	130 - 135	2,1 - 2,6
Bore		2,57 - 2,67	100 - 200	3,2 - 3,5	390 - 420	0,8
Silice		2,2	2,2	3,2 - 3,9	62 - 72	5,1 - 5,4
Carbone de silicium		2,6	10	2,1 - 3,45	207 - 234	—
Alumine		3,9	20	1,38	380	0,4
Polyamide } organique Polyester }		1,14	14	0,6 - 0,9	—	16 - 28
		1,38	12	0,7 - 1,2	—	10 - 16

Architectures textiles

• Ensembles linéaires : Mèche, fils



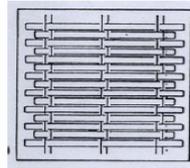
- Fibres discontinues
- Structure bobinées

• Ensembles surfaciques

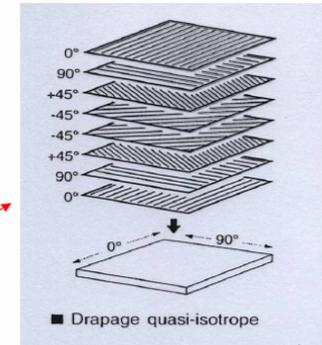
- ✓ Non tissés : 'mats'



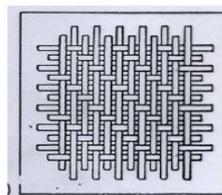
- ✓ Nappe unidirectionnelle:



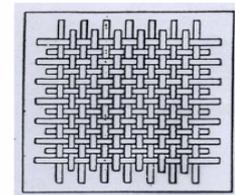
Composites stratifiés



- ✓ Tissus:



satin



taffetas

1.4.2.8 Mise en oeuvre des matériaux composites

Les procédés de mise en oeuvre des matériaux composites sont beaucoup plus nombreux que les techniques de transformation des métaux. Le terme "Liquid Composite Molding" (LCM) regroupe les procédés de type Transfert (RTM, VARTM, RTMLight, RTMeco, VARI), les procédés de type Transfert/Infusion (CRTM, LRI, FASTRAC) ainsi que l'infusion (RFI, Semi-preg).

Le moulage par injection de résine (RTM) est un procédé de mise en forme des composites dans lequel une résine thermodurcissable, à viscosité relativement faible, est injectée à basse pression, à travers un renfort sec placé dans un moule fermé. Ses principales étapes sont : le placement du renfort fibreux dans le moule, le remplissage du moule et la polymérisation de la résine. Il présente de nombreux avantages par rapport à la technologie du pré-imprégné comme la possibilité de la mise en oeuvre des pièces de géométrie complexe et à plusieurs fonctionnalités. Lors de l'injection de la résine, un paramètre important entre en jeu : la viscosité doit être assez faible pour pouvoir entièrement infiltrer la préforme. Quelques résines initialement utilisées pour les pré imprégnés, ont des viscosités plus importantes que celles utilisées lors du procédé RTM. Pour cela le procédé d'infusion d'un film de résine (RFI) a été développé.

L'infusion de film de résine (RFI) est un procédé de mise en oeuvre de matériaux composites en cours de développement, il consiste à placer un film de résine en dessous d'une préforme sèche dans un moule et de comprimer l'ensemble. Il présente un important avantage par rapport au RTM celui de l'utilisation de résine à viscosité importante et permet le déroulement en même temps de l'infiltration, la consolidation et la cuisson.

Bien que le procédé d'injection (RTM) soit relativement ancien, sa mise en oeuvre reste complexe et nécessite un savoir-faire technique important fondé le plus souvent sur l'expérience acquise.

De ce fait, depuis plusieurs années des outils numériques ont été développés pour permettre la simulation des différentes étapes de mise en oeuvre. Ces outils permettent la description de : la progression du front de résine, la déformation des tissus comprimés dans le moule, la perméabilité des renforts fibreux, les échanges thermiques et l'avancée de la réaction de polymérisation... Certains d'entre eux ont atteint une maturité, d'autres n'en sont encore qu'au stade du développement.

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

1.4.3.1 application de la méthode de grille a la caractérisation des mécanismes de déformation de poutres en béton arme

En 2001, S.AVRIL, A. VAUTRIN [1], dans le laboratoire de l'Université Claude Bernard Lyon I, ont fait une modélisation pertinente dans la réhabilitation où ils sont passé par une étude plus fine du comportement mécanique de la structure en cours de chargement. L'approche qu'ils ont envisagée est l'utilisation d'une méthode de grille pour mesurer les champs cinématiques sur la face latérale des poutres réparées, afin de caractériser l'influence du stratifié à l'échelle des fissures de flexion.

Protocole expérimental

Les chercheurs ont fait des essais de flexions 4 points sur des poutres de dimensions 770x83x50mm. Ces poutres sont instrumentées dans la zone de flexion pure de l'essai à l'aide d'une grille bidirectionnelle de type MECANORMA Normatex 3135 de pas 571 μm . La première étape consiste à fissurer la poutre et contrôler le chargement de telle façon que la déformation maximale des aciers internes a été mesurée par jauge soit de $1,5 \cdot 10^{-3}$, de manière à éviter toute plastification. Ils ont obtenus les champs cinématiques par la méthode de grille en utilisant une caméra numérique BASLER A113 reliée à une carte d'acquisition ITI. Ils ont enregistré des images puis le traité les données par l'intermédiaire du logiciel FRANGYNE® développé par Surrel (1999).

Après déchargement, un stratifié carbone époxy est polymérisé in situ sur la face inférieure de la poutre. Finalement, un nouvel essai de flexion 4 points peut être conduit et les champs cinématiques obtenus peuvent être comparés avec ceux obtenus avant réparation.

Principe de la méthode de grille

La méthode de grille permet de mesurer la déformation d'une grille régulière de pas p , qui peut être unidirectionnelle ou croisée, selon la ou les directions étudiées, et qui est déposée sur une partie plane de la structure à étudier. L'hypothèse majeure de cette méthode est que la grille est parfaitement solidaire de la surface de la structure, de telle façon qu'elle suive parfaitement la déformation de cette dernière.

Le motif des traits noirs et blancs constitue une porteuse spatiale, et l'intensité lumineuse réfléchie lorsque la grille est éclairée dans son état initial non déformé est de la forme d'une fonction périodique de période 2π décrivant le profil des traits, I_0 est l'éclairement moyen, γ est le contraste et $f_0=1/p$ est la fréquence spatiale des traits.

Dans la configuration finale déformée, en faisant l'hypothèse des petites perturbations, la phase de la porteuse $\varphi(x,y)$ est modulée par $-2\pi \cdot f_0 \cdot u_x(x,y)$. Une détection de cette modulation fournit donc le champ de déplacements.

La technique du décalage de phase spatial, implémentée sur le logiciel FRANGYNE[®], est utilisée pour cette détection. Le rapport de grandissement de l'objectif zoom de la caméra est choisi de telle façon qu'une période du signal (un trait de la grille) soit échantillonnée par N pixels adjacents de la caméra, avec une phase variant donc de $2\pi/N$ entre chaque pixel.

Surrel (1999) a montré que l'algorithme à transformé de Fourier discrète fenêtrée de l'image était le moins sensible aux erreurs de mesure. C'est lui qui a été choisi avec 5 points d'échantillonnage par période et 9 au total pour chaque point de calcul. La résolution spatiale avant tout lissage est donc de 2 périodes, soit environ 1,2 mm.

La résolution moyenne de la mesure obtenue lors des essais, qui dépend des performances du matériel, de l'algorithme utilisé et de la qualité de la grille, est de $2\pi/250$ en phase, soit environ $2 \mu\text{m}$ en déplacements.

Résultats obtenus

Les résultats obtenus, avant ou après réparation, en termes de déplacements U_x ont cette allure caractéristique :

- une partie supérieure où il est continu

- une partie inférieure plus étendue où il présente des discontinuités au niveau des fissures.

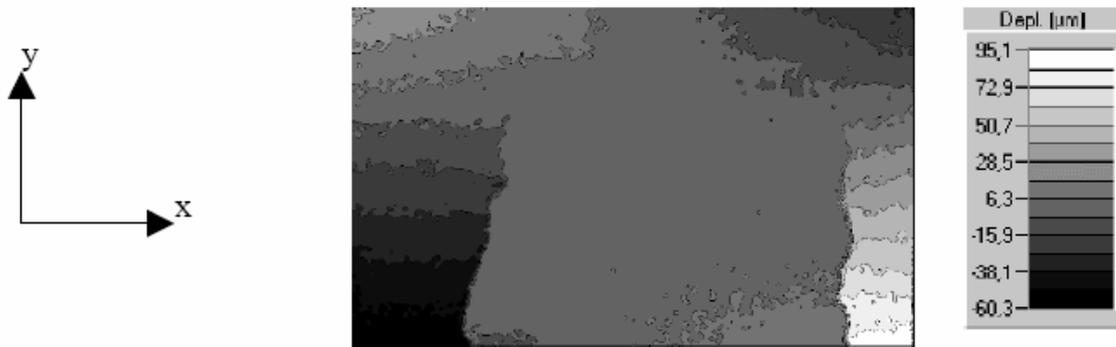


Figure (1.4) Champ du déplacement longitudinal obtenu lors d'un essai de flexion sur une la face latérale d'une poutre fissurée réparée [1].

La forme particulière de ce champ permet de mettre en oeuvre une exploitation intéressante pour la localisation et la caractérisation des fissures. Une localisation précise peut être obtenue en effectuant une dérivation numérique selon l'axe horizontal du champ de déplacement. En effet, les valeurs du champ dérivé en un point correspondant à une discontinuité seront largement supérieures à celle du reste du champ, permettant ainsi un repérage sous forme des lignes de ces points. Ces lignes localisent les macrofissures débouchantes dont l'ouverture, par exemple pour celles de la Figure (1.4), est supérieure à $5\mu\text{m}$.

De plus, pour chaque fissure à n'importe quelle profondeur, l'ouverture peut être mesurée avec une très bonne résolution en calculant le saut de déplacement sur le champ de part et d'autre de la fissure Figure (1.5).

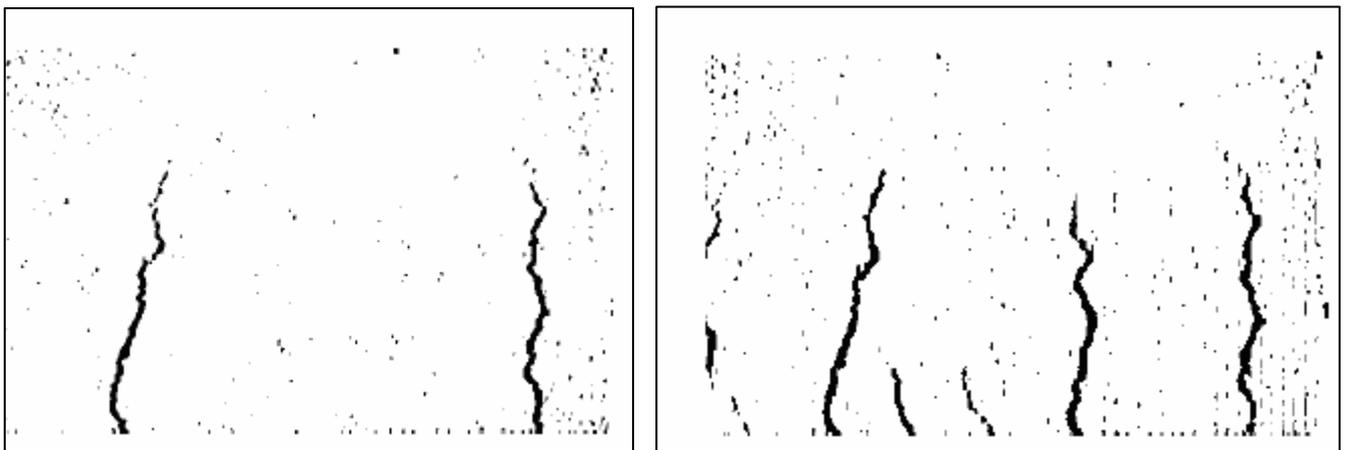


Figure (1.5) Localisation par la méthode de grille des fissures sur une poutre en béton armé chargée en flexion avant réparation (à gauche) et après réparation (à droite) [1].

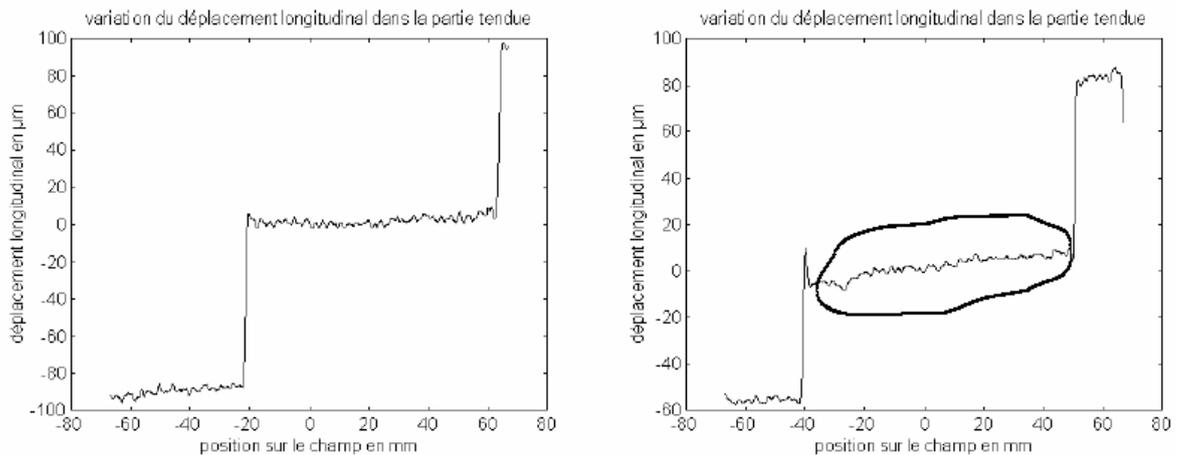


Figure (1.6): Variation du déplacement u_x le long de la fibre inférieure d'une poutre en béton armé non réparée (à gauche), puis réparée (à droite) [1].

Analyse des résultats

La comparaison des différents résultats obtenus pour la poutre fissurée avant et après réparation met en évidence plusieurs points remarquables :

- d'abord l'apparition, entre deux fissures voisines, d'un gradient non nul du déplacement longitudinal lors du chargement après réparation (zone entourée sur FIG. 1.6).
- ensuite pour les chargements plus élevés l'initiation et la propagation de nouvelles fissures entre celles déjà existantes (voir FIG. 1.6) ;

Ces deux observations peuvent être reliées au même phénomène : la mise en tension par le matériau composite du béton situé entre chaque fissure dans la partie inférieure des poutres testées. L'existence de déformations de tension dans cette zone explique la présence d'un gradient non nul et l'initiation de nouvelles fissures lorsque ces déformations atteignent une valeur trop élevée.

Cette mise en tension vient modifier le comportement d'ouverture des fissures. En effet, l'ouverture des fissures de flexion sur une poutre en béton armé varie généralement de façon linéaire entre son front et ses lèvres. Ceci a pu être vérifié par une méthode qu'est montrée dans la Figure (1.6) Par contre, après réparation, la variation de la largeur de fissure le long de son plan présente une légère courbure auprès des lèvres. Ce phénomène est illustré par des lignes brisées sur la Figure (1.6). Le composite réduit l'ouverture des fissures sur une longueur limitée au voisinage de la fibre inférieure. Son action sur chacune des fissures peut être comparée à celle des fibres longues dans un matériau composite à matrice fragile multi fissurée. Il y a ici de plus le pontage des fissures par le matériau composite.

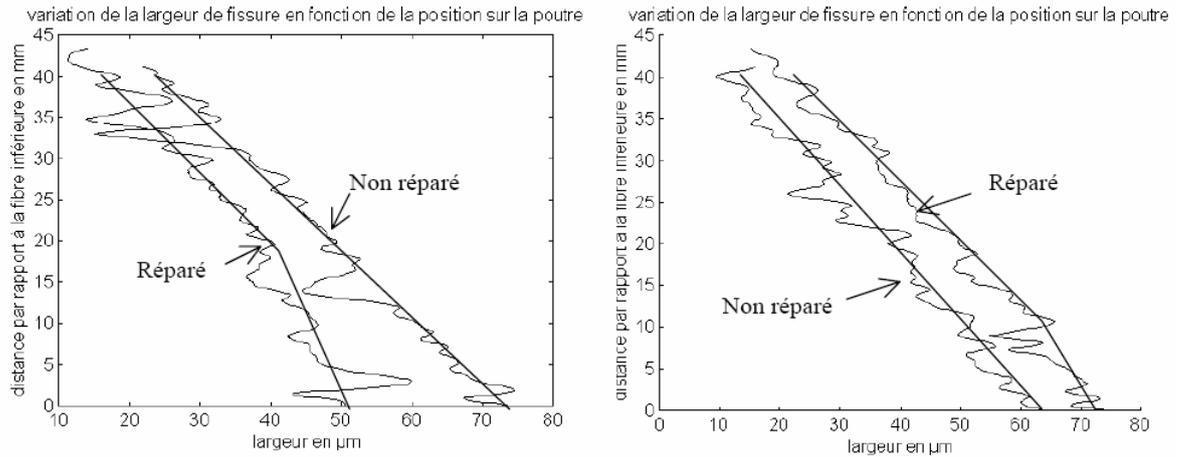


Figure (1.7) Comparaison de la variation de la largeur d'ouverture le long de deux fissures différentes d'une poutre en béton armé avant et après réparation [1].

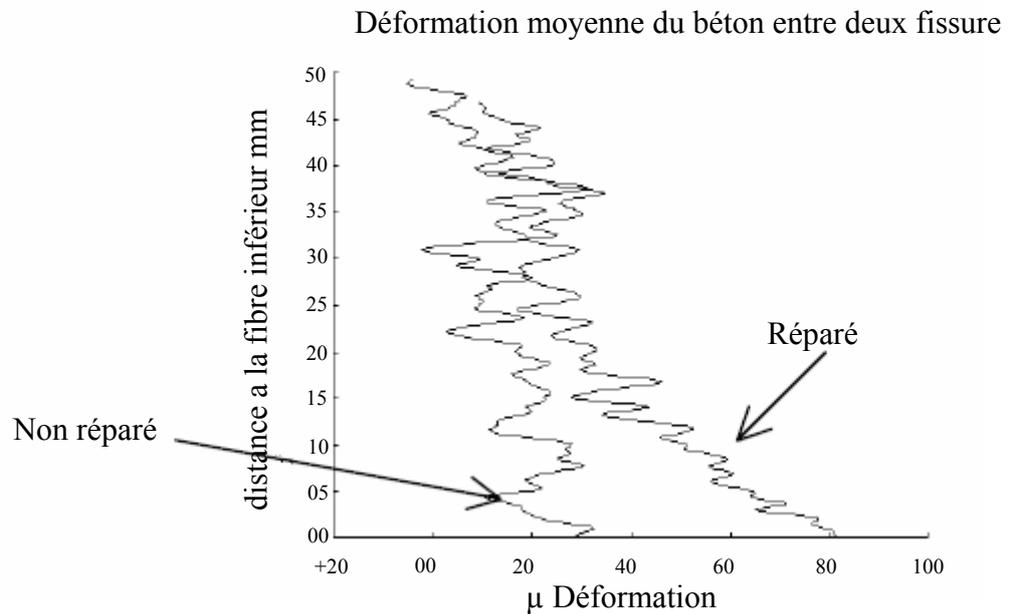


Figure (1.8) Représentation graphique de la variation en fonction de la position par rapport à la fibre inférieure de la déformation moyenne de tension du béton entre deux fissures sur une poutre en béton armé fissurée avant et après réparation [1].

La mise en tension du béton entre chacune des fissures s'explique alors facilement par la théorie du pontage des fissures. Une partie des efforts repris par le stratifié en aplomb d'une fissure est alors transférée au béton. La mise en tension est très locale. Elle est montrée dans la Figure (1.7) où la déformation moyenne entre deux fissures a été calculée par la méthode de grille. Sur cette figure au delà d'une dizaine de millimètres, il est impossible de distinguer les déformations du bruit de la mesure.

Une caractéristique du pontage de fissure est l'hétérogénéité des contraintes engendrées dans chaque matériau. Cette répartition complexe est certainement à l'origine de l'initiation des nouvelles fissures. Il serait intéressant de la caractériser en associant, au

voisinage des lèvres d'une fissure, la méthode de grille à une autre méthode optique de champ possédant une meilleure résolution spatiale.

Conclusion

L'utilisation d'une méthode de mesure de champ a conduit, d'une part, à la localisation et au suivi de l'ouverture des fissures de poutres, réparées ou non, en flexion et, d'autre part, à une première caractérisation et quantification des mécanismes prédominants liés à la réparation. En particulier, il a été clairement montré que le pontage des fissures par le composite entraînait une mise sous tension du béton au voisinage de la face tendue de la poutre réparée et était à l'origine de la création de nouvelles fissures. Ce résultat original échappe aux moyens d'investigation habituellement utilisés en génie civil. Sur le fond, ces premiers résultats tendent à remettre en question les hypothèses classiques de la théorie des poutres usuellement utilisées dans les modèles. Ils illustrent en outre parfaitement toute la puissance des mesures de champs pour l'étude expérimentale de la mécanique des structures hétérogènes.

1.4.3.2 Analyse expérimentale du comportement des Poutres en béton armé renforcées par matériaux composites

A l'école nationale polytechnique d'Alger Mr A Laichaoui [4], a fait des essais qui portent sur dix poutres de section rectangulaire soumises à un chargement concentré symétrique (chargement en flexion quatre points). La notation des poutres est faite en tenant compte du mode de renforcement envisagé RA_i où RA désigne poutre renforcée avant chargement et le i désigne le mode de renforcement envisagé (i allant de 1 à 4).

Dimensions des Poutres et Ferrailage

Les caractéristiques géométriques des poutres suivent les dimensions du coffrage métallique disponible au niveau du laboratoire Génie Civil de l'ENP, les dimensions sont maintenues les mêmes que celles des spécimens de Mr M Abdessemed [3]. Afin de pouvoir comparer les résultats expérimentaux à ses résultats. Les poutres ont les dimensions suivantes : une longueur totale de 170 cm avec une longueur entre nus d'appuis de 150 cm, par contre la section transversale est de 16*18 cm. La figure.1.10 donne une illustration du schéma des poutres d'essai.

Modes De Renforcement Etudies

L'objectif c'est de déterminer le mode le plus efficace et qui garde le béton intact sans endommagement en prenant en compte les modes appliqués en pratique.

Poutres RA1 (figure 1.9)

Renforcement de la poutre par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) afin de voir les fissures qui apparaissent avec le chargement (éventuellement rupture par pelling-off).

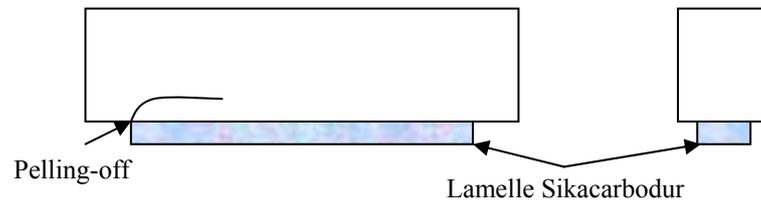


Figure.1.9 Mode de renforcement RA1 [4].

Poutres RA2 (figure 1.10)

Renforcement de la poutre par une lamelle de fibre de carbone (sikacarbodur) + tissu Sika Wrap à 1/3 de la hauteur afin de pouvoir annuler (ou réduire) la rupture par pelling-off.

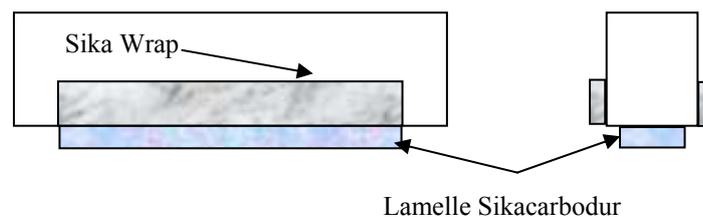


Figure.1.10 Mode de renforcement RA2 [4].

Poutres RA3 (figure.1.11)

Renforcement de la poutre par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) + tissu Sika Wrap à 1/3 de la hauteur de chaque face latérale + la face inférieure.

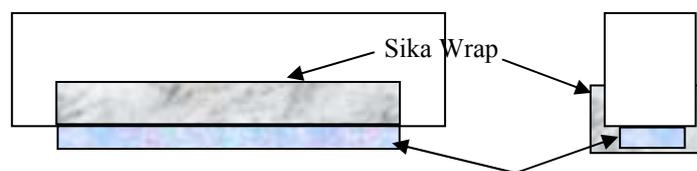


Figure.1.11 Mode de renforcement RA3 [4].

Poutres RA4 Mode Appliqué en Pratique (figure.1.12)

C'est le mode appliqué en pratique pour les poutres des ponts : le renforcement de la poutre par une lamelle de fibre de carbone (sikacarbodur) + tissu Sika Wrap en bandes sur toute la hauteur de chaque face latérale + la face inférieure.

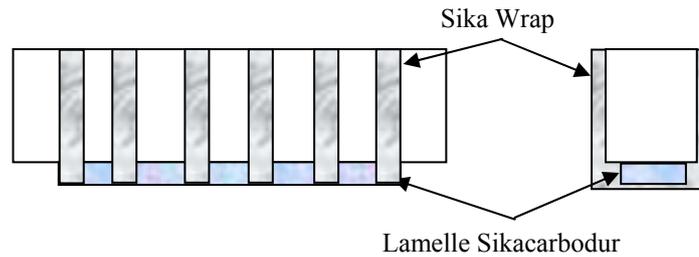


Figure.1.12 Mode de renforcement RA4 [4].

Machine d'essais

La machine d'essais (en charpente métallique) est composée de trois portiques déplaçables dans le sens longitudinal de la table d'essai. Chaque portique comporte un vérin hydraulique couissant sur sa traverse, perpendiculairement au déplacement des portiques.

Type d'appui

La poutre repose sur deux appuis simples.

Appareils de mesure

a). Flèches

Elles sont mesurées à l'aide de comparateurs de précision 10-2

b). Déformations de l'acier et du béton

Les allongements de l'acier et raccourcissement au voisinage des sections critiques sont déterminés à l'aide de jauges ohmiques. Les valeurs sont lues directement sur le pont d'extensomètre. Pour suivre les déformations du béton, une jauge ohmique est disposée sur l'axe de symétrie de la poutre.

c). Fissuration

Une des faces de la poutre est peinte en blanc et quadrillée suivant le schéma ci-dessous.

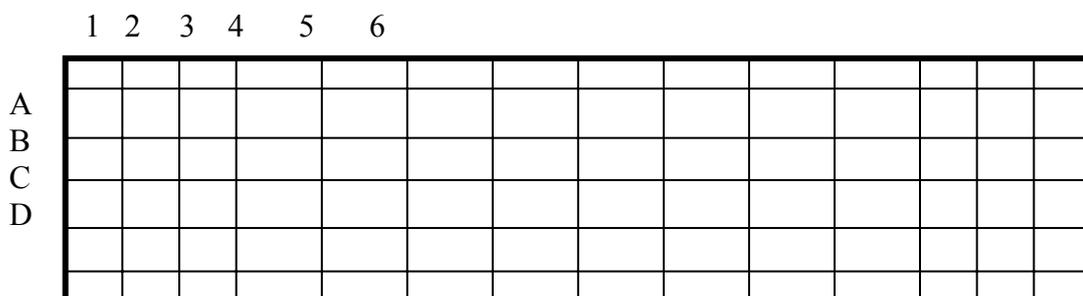


Figure 1.13. Une face de la poutre est peinte en blanc et quadrillée [4].

Ce quadrillage numéroté permet de suivre facilement l'évolution de la fissure au cours du chargement.

d). Emplacement des comparateurs

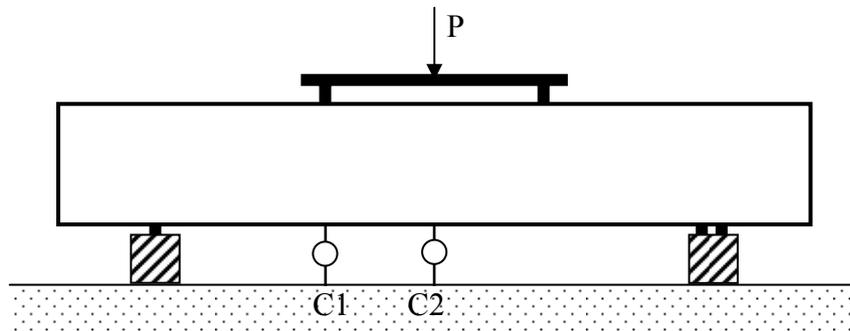


Figure 1.14 Emplacement des comparateurs [4].

C1: comparateur sous la charge $P/2$.

C2: comparateur à mi-travée de la poutre.

Tableau.1.3. Récapitulation des différents résultats du renforcement [4].

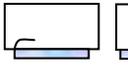
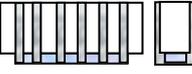
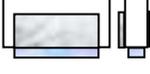
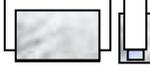
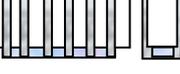
Poutres		PT	RA1	RA2	RA3	RA4
Paramètres		PT	RA1	RA2	RA3	RA4
Type de renforcement		Témoin				
Charge 1 ^{ère} fissure (kN)		40	55	58	70	90
Charge ELS (kN)		60	80	75	85	120
Charge ELU (kN)		88	100	115	105	140
P ultime/P fissure		2.20	1.82	1.98	1.50	1.56
Flèche 1 ^{ère} fissure (mm)		2.23	2.15	2.50	2.35	3.4
Flèche ELS (mm)		4.22	4.80	3.31	3.17	5.5
Flèche ELU (mm)		10.55	6.60	6.80	4.15	6.9
Diminution de la flèche à la rupture en %		—	58	42.6	140	37
Energie absorbée (N.m)	à la 1 ^{ère} fissure	44.60	59.13	72.5	82.25	153
	à l'ELS	126.6	192	124.13	134.73	330
	à l'ELU	464.2	330	391	217.88	483
Gain en capacité portante en %		—	13.6	32.6	21	56
Gain en énergie absorbée à l'ELU en %		—	- 29.0	- 15.8	- 53.06	4.05
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 bondes extrêmes puis une rupture par effort tranchant

Tableau.1.4. Récapitulation des résultats apportés par le renforcement sur les déformations [4].

Poutres		PT	RA1	RA2	RA3	RA4
Paramètres						
Type de renforcement		Témoïn				
Déformation du Béton (%)	1 ^{ère} 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
	Gain à l'ELU (diminution)	—	8.97	11.88	- 4.85	47.88
Déformation de l'Aciers (%)	1 ^{ère} 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
	Gain à l'ELU (diminution)	—	- 16.03	- 8.88	- 25.68	32.72
Déformation du Composites (%)	1 ^{ère} 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
	Gain à l'ELU / RA1	—	—	8.20	- 13.28	48.78

Conclusion

Après analyse des résultats des essais, plusieurs conclusions sont tirés suivant le comportement des poutres en béton armé renforcées avec différentes configurations et dispositions de matériaux composites. Donc le constat 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 collées sous une poutre permet de renforcer et rigidifier celle-ci. 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 des barres d'armature 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.

L'utilisation d'étriers en tissu de fibres de carbone, en forme de U, ont intercepté les fissures diagonales et augmenté la résistance aux efforts tranchants. Pourtant, il demeure difficile d'évaluer la contribution réelle des étriers de 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, en soit à l'apparition d'indices précurseurs de rupture tels que la fissuration et les déformations.

1.4.3.3 Caractérisation et qualification du renforcement en TFC de dalles béton armé endommagées

A l'INSA de Lyon, un groupe de chercheur a été constituée de [D.T Nguyen, A. Limam, J.F Georgan, J.M Reynouard, G. Michel, D. Dauffer] [2] , Afin de mieux cerner le comportement des structures de type dalles ou coques en béton armé, fissurées puis renforcées par des bandes de tissus à base de fibres de carbone (TFC), sous différentes combinaisons de sollicitations de membranes et de flexion. Un programme d'expérimentation financé par EDF SEPTEN GC est lancé sur le banc d'essais de l'INSA de Lyon conçu dans le cadre de la thèse de Ion Pascu qui a étudié des dalles en béton armé saines Ce dispositif d'essais permet de tester des dalles en béton armé de grandes dimensions soumises à des combinaisons d'efforts de membrane et de flexion dans les deux directions.

a. Programme d'expérimentation

a.1 Dispositif d'essais

Le dispositif d'essais est un système auto-équilibré dont le principe de fonctionnement est similaire à celui du système de précontrainte extérieur. Ce banc d'essais comprend deux principales parties: le spécimen BA et le système mécanique de chargement contenant 12 vérins hydrauliques fixés sur les deux faces du spécimen dans les deux directions orthogonales.

Les barres de chargement travaillent uniquement en traction et en compression grâce aux deux rotules à leurs extrémités. Le moment appliqué résulte des forces dans les barres de chargement et de leurs excentricités par rapport au plan moyen du spécimen (figure 1.15.b).

Dans ce dispositif d'essais, la dalle BA est maintenue en position verticale et supportée par deux appuis dans l'axe vertical de symétrie de la dalle. Les bords du spécimen sont libres.

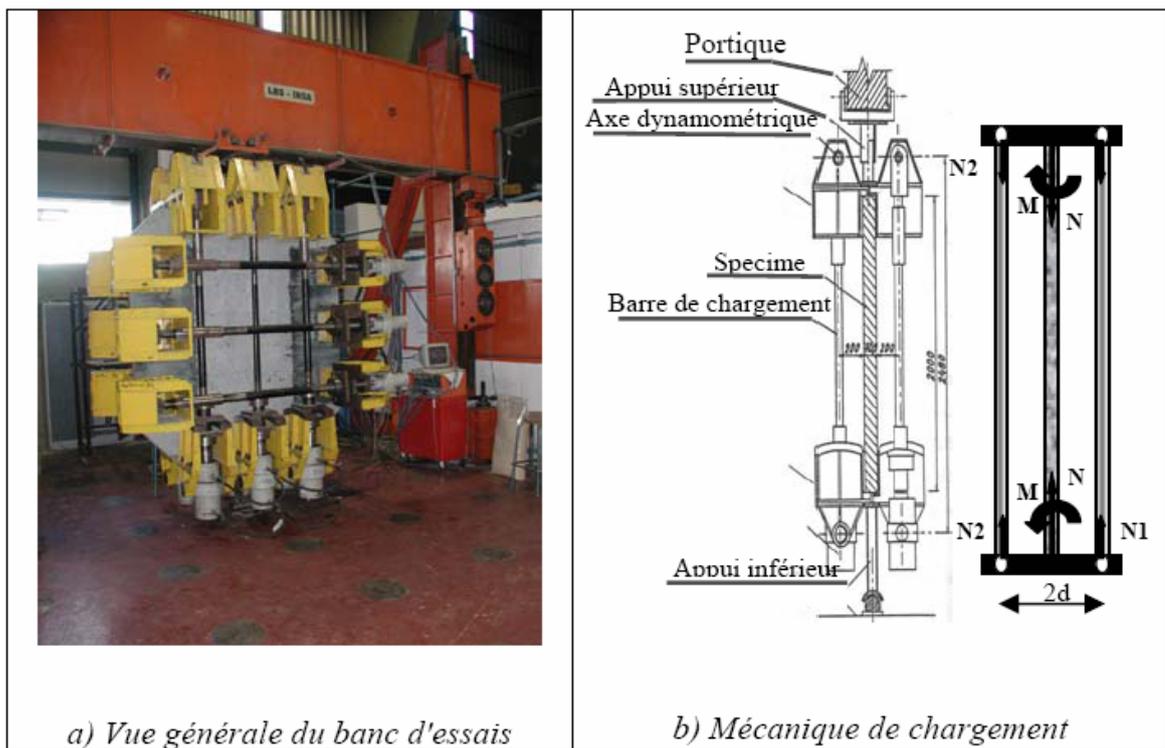


Figure (1.15). Dispositif d'expérimentation [2].

Spécimens et caractéristiques des matériaux

Les spécimens sont des dalles en béton armé de dimensions de 2mx2m et de 0.1m d'épaisseur. Cette dalle représente une facette élémentaire d'un élément coque de l'aéroréfrigérant.

Le ferrailage du spécimen est composé de deux nappes de barres d'acier HA espacées de 10cm dans les deux directions. Dans la zone périphérique du spécimen, le double taux de ferrailage est prévu pour éviter des concentrations excessives des efforts qui peuvent engendrer la ruine prématurée lors de la transmission des forces des vérins. Le diamètre des barres est de 8mm pour la dalle N°1 et de 6mm pour la dalle N°2.

Les caractéristiques du béton sont obtenues des essais de compression et de fendage des éprouvettes cylindriques de 11x22cm. Sa résistance en compression est de l'ordre de 43MPa et sa résistance en traction est de l'ordre de 5,5MPa. Les caractéristiques du TFC sont données dans le tableau suivant:

Tableaux (1.5) Caractéristiques du TFC [2].

Composite	E (GPa)	σ_L (MPa)	σ_T (MPa)	e (mm)
TFC	105	1400	580	0,43

Procédés d'expérimentation et renforcements en TFC

La dalle en béton armé sain est d'abord chargée par une compression verticale. Cette compression est maintenue constante pendant l'application du moment de flexion horizontal jusqu'au voisinage de sa capacité portante. Puis la dalle est déchargée pour le collage des lamelles de TFC sur sa face tendue par l'effet de moment de flexion. Ensuite, le test de la dalle réparée est réalisé pendant lequel la compression verticale est toujours constante mais le moment de flexion est appliqué jusqu'à la ruine de la dalle.

La dalle N°1 est renforcée seulement par deux bandes TFC de largeur de 300mm et de longueur de 1400mm. Le renforcement de la dalle N°2 comprend deux parties, le renforcement local est pour renforcer les bords verticaux et le renforcement principal contenant deux bandes TFC de 300mm de largeur.

Résultats expérimentaux

Le comportement des deux dalles en béton armé est similaire, il s'agit d'un comportement élasto-plastique classique. Les fissures verticales sont observées seulement lorsque le moment de flexion atteint la valeur de 4kNm/m celui-ci correspond à une flèche de 1/1500 de la largeur. Le nombre des fissures est augmenté avec la croissance du moment. Ces fissures sont espacées régulièrement de 10cm correspondent à la distance entre les barres d'acier.

Pour la dalle en béton armé N°1, elle est d'abord chargée jusqu'à un moment de 16kNm/m correspondant à 75% de sa capacité portante puis elle est déchargée pour la réparation. Le test de la dalle N°1 réparée avec TFC enregistre une capacité ultime de

22kNm/m (Figure (1.16)). Il est nécessaire de noter qu'il y a deux fissures majeures apparues aux extrémités des bandes composites. Cette limite coïncide avec la frontière entre les deux zones de rigidités différentes. La ruine de cette dalle est provoquée par l'ouverture excessive de ces deux fissures majeures.

La configuration de renforcement de la dalle N°1 a fait augmenter la rigidité globale de 60% et également la capacité portante de 30%. Toutefois ce procédé de renforcement n'a pas encore mobilisé toute la capacité des matériaux car la déformation de l'acier reste encore faible (4700 μ D) et la contrainte de compression dans le béton comprimé est encore loin de sa résistance.

Pour la dalle N°2, cette dalle BA est premièrement chargée jusqu'à 20kNm/m atteignant 92% de sa capacité portante. Son comportement global présente un grand palier de plastification avec une flèche de 28mm (Figure (1.17)). Après la réparation, la capacité portante maximale est de 30kNm/m correspondant à un gain de 50% par rapport à celle non renforcée. La rigidité globale de la dalle a augmenté aussi de 120%.

La ruine de la deuxième dalle n'est pas due directement à des fissures majeures comme dans le cas de la première dalle mais elle est provoquée par l'arrachement du TFC du béton aux bords du renforcement local. Le béton comprimé a aussi mobilisé, dans ce cas, 90% de sa résistance en compression. La contrainte de traction dans le composite atteint également 75% de sa contrainte de rupture.

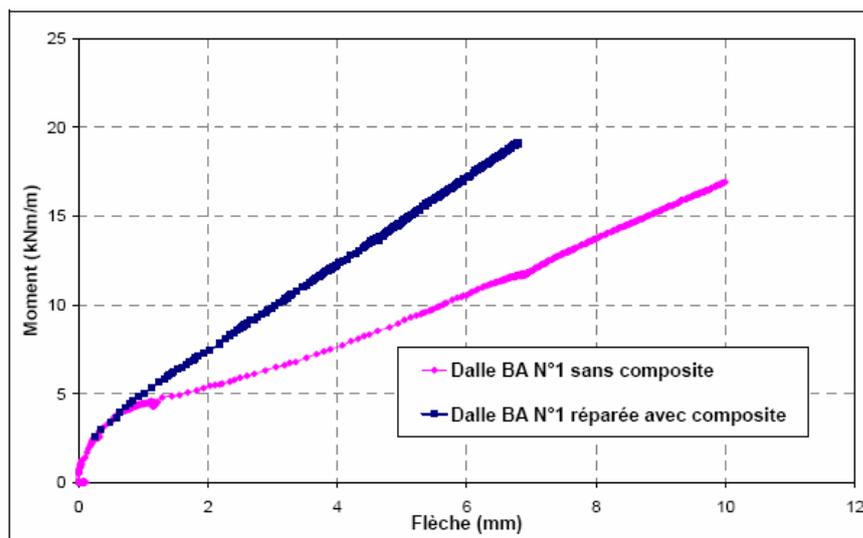


Figure (1.16) Résultats expérimentaux de la dalle N°1 [2].

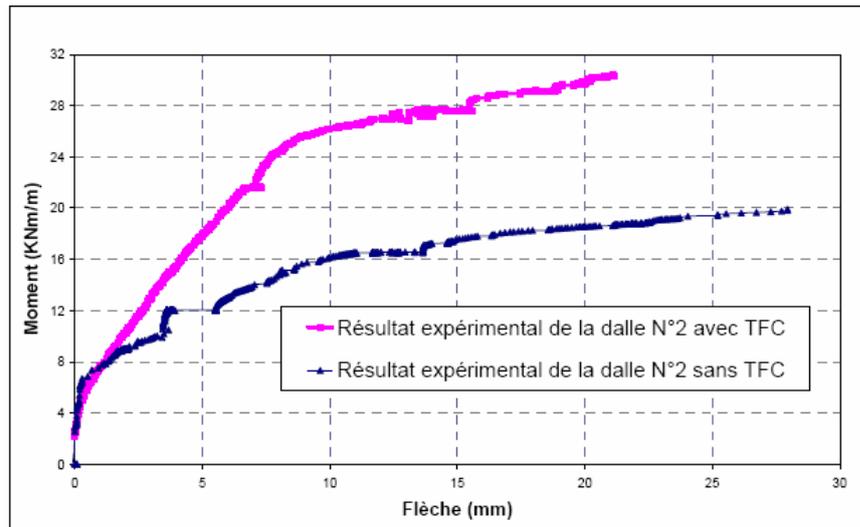


Figure (1.17) Résultats expérimentaux de la dalle N°2 [2].

Conclusion

Le renforcement en composite peut apporter des gains significatifs aux structures endommagées lors de la réparation. Le composite peut compenser la perte de rigidité de la dalle due à la fissuration du béton en traction et augmenter la capacité portante de la dalle jusqu'à 50%.

Le composite peut également limiter l'ouverture excessive des fissures et donc la déformation des armatures. Il rend la structure plus fragile et alors, le mode de ruine de la structure est éventuellement changé si le taux de composite est trop élevé.

La configuration de renforcement de la dalle N°2 est un bon procédé pour la réparation et renforcement des structures de type dalles ou coques.

1.4.3.4 Comportement de structures en béton armé renforcées par matériaux composite vis-à-vis de leur mise en conformité sismique

Dans le 7^{ème} Colloque National AFPS 2007 de l'école Centrale Paris, un groupe de chercheurs constitué de [E. Ferrier, — F. Colomb, P. Hamelin LGCIE] à l'université Lyon 1-INSA LYON 1[6].

Ils ont pris Trois voiles qui les ont testés en flexion composée sous sollicitations cycliques, d'amplitude croissante jusqu'à rupture. Le premier voile est en béton armé sans renfort et présente un mode de rupture en cisaillement. Le deuxième voile a été renforcé par CFRP, le fonctionnement mécanique a été modifié, la rupture par flexion a été localisée à l'encastrement. Le schéma de renforcement précédemment mis en oeuvre a été complété sur le troisième voile par des mèches d'ancrage permettant de renforcer le voile à la flexion dans la zone d'encastrement. L'évaluation des gains de performance s'appuie sur les

modifications des gains de rigidités, de résistance et d'une évaluation du niveau d'endommagement des voiles en fonction des modes de renforcement retenus.

Etude expérimentale

Descriptions des essais

Le type de mur retenu est celui déjà étudié par Greifenhagen. Les essais vont mettre en évidence l'apport du renfort par matériaux composites sur des voiles courts ($H / L < 2$).

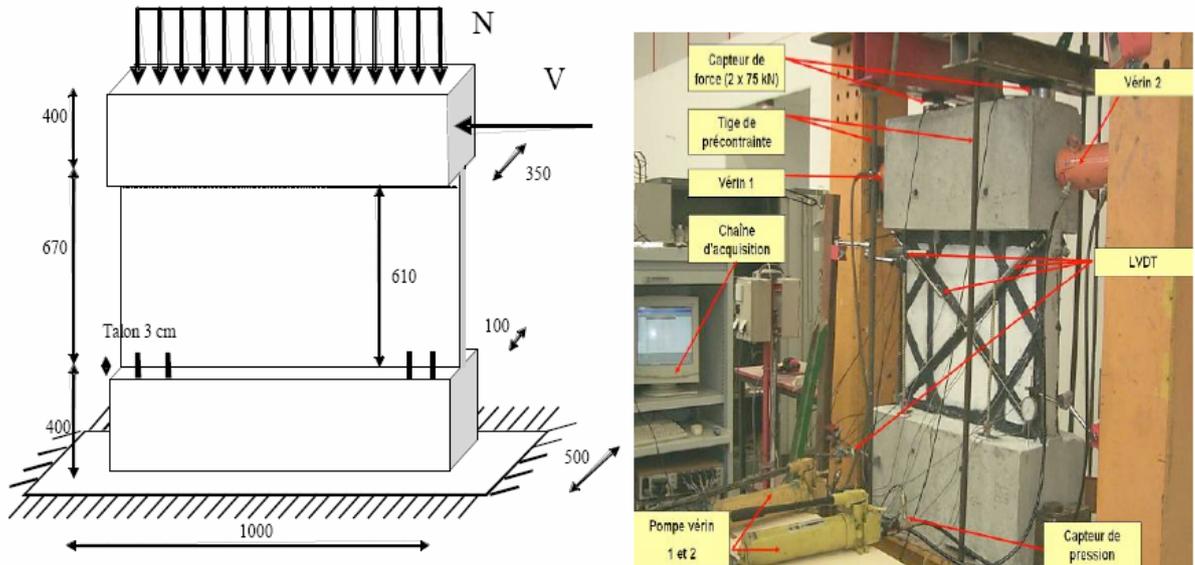


Figure (1.18) Géométrie et dimensions des voiles courts [mm] [6].

Le rapport hauteur sur largeur est inférieur à deux, ($H / L < 2$), il s'agit donc bien d'un voile court. Les dimensions du voile permettent d'obtenir un mur modèle à une échelle de 1/3 d'un mur réel. Le ferrailage du voile est conforme aux recommandations minimales de l'Eurocode. Le premier voile sera alors en béton armé sans renfort. Il est noté V1 (Figure (1.19)). Le second voile sera renforcé par des bandes de composite ROCC®. Il s'agit d'un composite carbone époxy stratifié au contact. Les fibres de carbone haute résistance sont unidirectionnelles et le grammage du tissu est de 600 g/m². La matrice utilisée est une époxy dont la cure est effectuée à froid (température ambiante 20 °C). Les propriétés mécaniques du composite sont les suivantes un module d'élasticité 80 GPa, une résistance 880 MPa et une épaisseur nominal de 1 mm, la largeur des bandes de renforcement est de 50 mm. La répartition du composite est établie de façon à limiter la fissuration du voile par un mécanisme de pontage de fissure. Pour augmenter les performances du renforcement et d'éviter une rupture par flexion à la jonction voile/semelle, l'ancrage des renforts est amélioré par l'utilisation de mèches d'ancrage

(V3, Figure (1.19)). Le béton est identique pour les trois voiles (résistance à la compression de $35 \pm 0,5$ MPa).

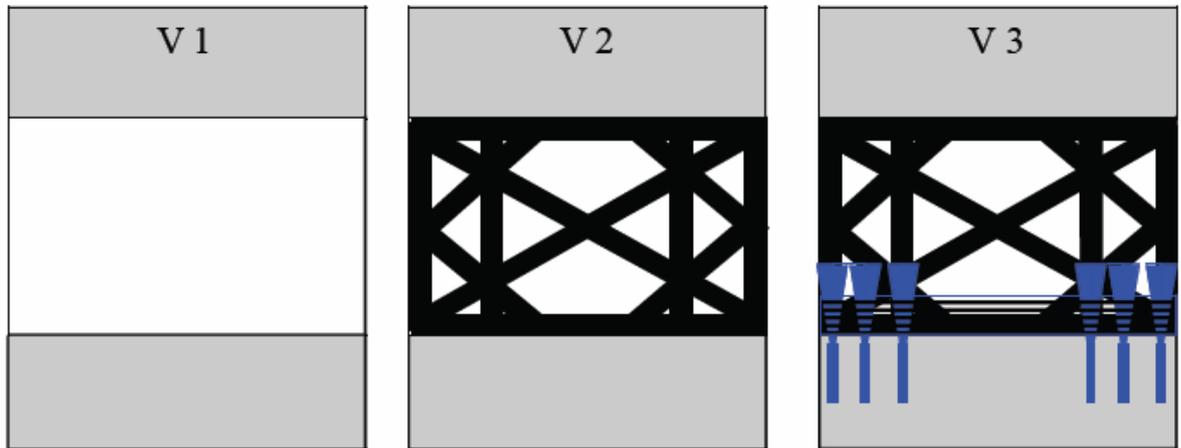


Figure (1.19) Description du renforcement par composite [6].

Instrumentation et protocole expérimental

Les essais sont pilotés en déplacements imposés. Le chargement retenu de la littérature [4, 5] est croissant de 0,5 mm tous les trois cycles.

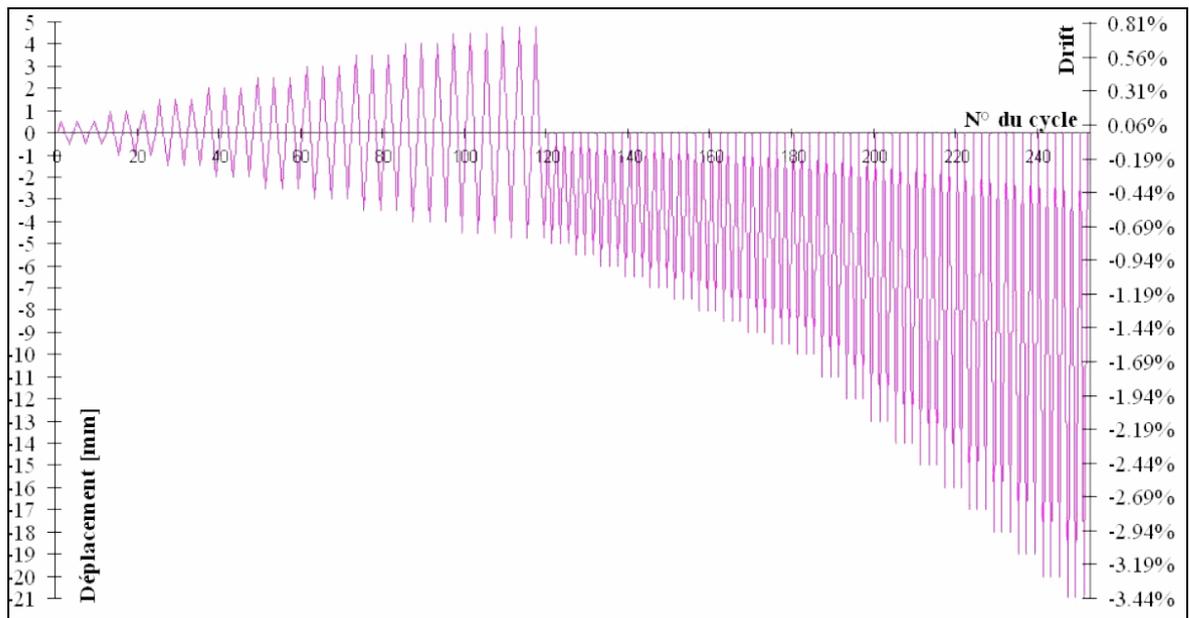


Figure (1.20) Description des cycles de chargement [6].

Ils ont mis en place 4 LVDT, afin de vérifier le glissement et le soulèvement entre le voile et la semelle inférieure et supérieure. Enfin 2 LDVT ont été positionnés suivant les diagonales afin de vérifier les variations de longueurs selon la phase de fonctionnement (bielles tendues ou comprimées). Enfin une série de jauges de déformations a été collée sur le treillis soudé et sur le renfort composite afin de mesure localement le taux de déformations des armatures métalliques et du renfort composite.

Résultats

Evaluation des gains de charges et mode de rupture

Le renforcement par matériaux composites modifie fortement le comportement du voile. Les bandes de carbone collées sur le voile V2, permettent un gain de charge (maximale) de 56 %, le gain de charge du renfort ancré par mèches est de 48 %. Le comportement initial est modifié : les gains de charges apportés par les mèches du voile V3 sont entre 0 et 4 mm de déplacement qui sont voisins de 100 % par rapport à V1. En revanche l'apport du composite du voile V2, n'est pas visible initialement. Il devient significatif à partir de l'apparition des premières fissures (déplacement de 4.5 - 4.75 mm). Ceci sera détaillé lors de l'analyse de la raideur. Également l'observation d'une forte augmentation du déplacement à rupture.

Tableaux (1.6) Charge et mode de rupture [6].

Voile	Charge maximale (daN)	Mode de rupture
V 1	21 900	Bielle de compression cisailée
V 2	34 300	Cisaillement de l'interface
V 3	32 500	Bielle de compression cisailée

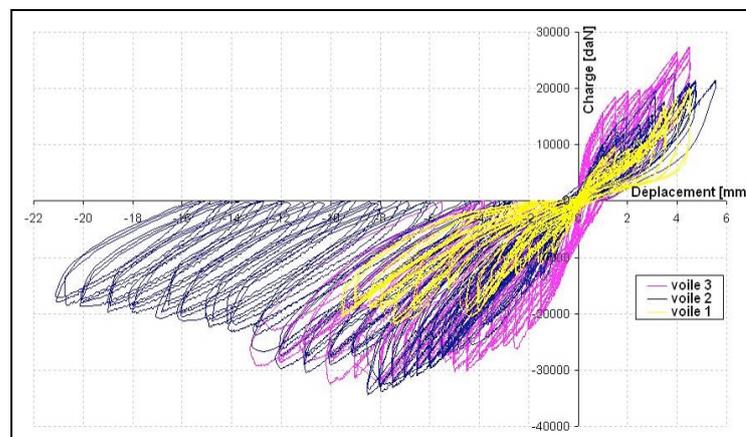


Figure (1.21) Courbe charge déplacement en tête de voile [6].

Analyse de la Raideur

Avec l'augmentation des déplacements et du nombre de cycles, les boucles d'hystérésis tendent à s'incliner. Cette modification correspond à une dégradation de la raideur. Cette caractéristique permet de quantifier l'endommagement. En effet, les conditions aux limites imposées (bi-encastées), permettent l'évaluation de la raideur par :

$$K = \frac{6 \cdot E \cdot I}{L^3}$$

E et I sont respectivement le module et l'inertie de la colonne, L étant sa longueur. Lors de l'endommagement des spécimens, les propriétés mécaniques des matériaux diminuent. La fissuration du béton amène une perte de monolithisme de la structure qui se traduit d'un point de vue de la RDM par une chute de l'inertie de la section. L'étude de la variation de la raideur revient à faire celle du produit $E \times I$. ils ont calculé la raideur moyenne des trois boucles d'hystérésis obtenues pour un pas de déplacement imposé. Puis pour un même drift, ils ont fait la moyenne. La figure 5 présente l'évolution de la raideur des trois voiles en fonction du déplacement imposé. La raideur initiale (entre 0 mm et 1.5 mm) des voiles V1 et V2 est très proche. Lors des premiers cycles de chargement, ils ont constaté une fissuration à la jonction voile/semelle liée à un manque de résistance à la flexion, la perte de rigidité initiale est liée à l'endommagement de cette liaison. Ainsi le voile V3, dont le renfort composite est ancré par mèches, présente une raideur initiale 100 % supérieure à celle de V1.

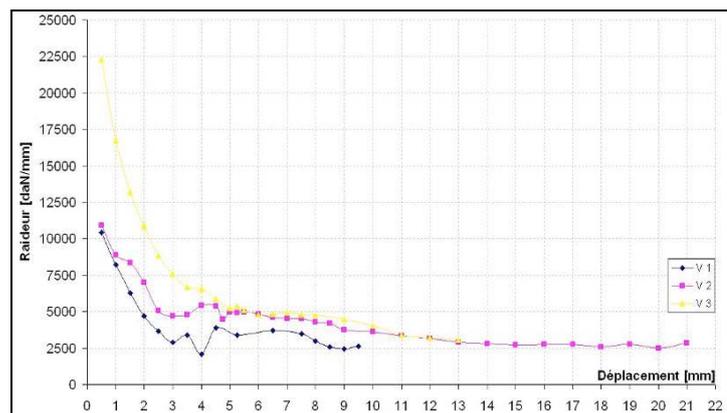


Figure (1.22) Evolution de la raideur [6].

Ce fort accroissement est lié à l'absence de dégradation de la liaison. Les premières fissures importantes du voile apparaissent entre 4.5 et 5.0 mm. Une stabilisation de la raideur faite suite à la forte chute initiale. Entre les niveaux de déplacements imposés de 5 et 9.5 mm, les voiles V2 et V3 présentent un gain de raideur de 36 à 40 % par rapport à V1. La différence entre V2 et V3 est au maximum de 5 %. L'évolution de la rigidité du voile est marquée par trois étapes. Une première où le voile perd rapidement en rigidité donc est sérieusement endommagé entre des déplacements de 0 à 3,5 mm, une période de stabilisation entre 3,5 et 7,5 mm (début de la plastification des aciers), une dernière entre 7,5 et 21 mm où ils ont remarqué à nouveau une nouvelle perte de rigidité moins importante pour enfin se stabilise au niveau de la rigidité de rupture.

Indicateur d'endommagement

Pour permettre de mieux comprendre l'évolution du dommage liée aux cycles de sollicitations, ils utilisent, à l'échelle du matériau, des indicateurs d'endommagement [6, 7, 8]. Ces indicateurs permettent de situer le comportement de l'élément en indiquant s'il reste élastique, plastique ou s'il atteint la rupture. Pour cette étude, ils sont référés à un modèle développé par Brun et al. [9] qui ont pu créer un modèle simplifié d'évaluation du dommage en utilisant comme variable le déplacement maximum en tête du voile.

L'évaluation du dommage comprend donc trois domaines :

Entre $0 \leq X \leq X_e$ qui délimite le domaine du comportement élastique du voile où les pertes sont considérées négligeables. X_e marque cette fin qui est la première valeur expérimentale à identifier.

Entre $X_e \leq X \leq X_p$, où le dommage est le plus important, le comportement suit une loi exponentielle et se termine, en s'adoucissant, par la plastification des aciers en X_p . X_p est la deuxième valeur à identifier.

Entre $X_p \leq X \leq X_u$, l'augmentation du dommage est moins significative. Elle suit une loi tangente hyperbolique et se termine par le déplacement ultime du voile X_u .

Pour toutes les courbes, ils ont retenu la valeur $X_e = 0.5$ mm comme limite du premier domaine. La limite du deuxième domaine est également constante pour les trois voiles $X_p = 7.5$ mm. Les constantes c_t et c_c sont des valeurs identifiées expérimentalement pour que la courbe de raideur en fonction du drift s'approche au mieux aux résultats. Ce modèle est donc le mieux adapté pour l'étude de nos trois voiles. La Figure (1.23) illustre, pour le voile témoin, l'évolution de leurs rigidités et l'estimation approchée de leurs courbes de comportement en fonction du déplacement en tête du voile. Contrairement aux courbes retenues dans le modèle de Brun [9], ils ont remplacé la fréquence propre par la rigidité puisque à toute fréquence f_i correspond une raideur k_i tels que :

$$f_i = \frac{1}{2\delta} \sqrt{\frac{k_i}{m}}$$

Pour les voiles renforcées par composite ils ont retenu

$$\begin{aligned} k &= k_0 = D = 0 && \text{pour } 0 \leq X \leq X_e \\ (1-D) &= \frac{k - k_p}{k_0 - k_p} = \exp(-c_t * (X - X_e)) && \text{pour } X_e \leq X \leq X_p \\ (1-D) &= \frac{k - k_e}{k_0 - k_e} = 1 - \tanh(-c_c * (X - X_e)) && \text{pour } X_e \leq X \leq X_p \end{aligned}$$

Dans le domaine où $X_e \leq X \leq X_p$:

$$0 \leq \exp(-c_r * (X - X_e)) \leq 1 \Rightarrow 0 \leq \frac{k - k_p}{k_0 - k_p} \leq 1$$

$$0 \leq c_r \leq \frac{-\ln(0^+)}{X - X_e} \text{ quand } X = X_p \Rightarrow c_r = \frac{-\ln(0^+)}{X_p - X_e}$$

Dans le domaine où $X_p \leq X \leq X_e$, ils ont préféré utiliser la courbe tel que :

$$0 \leq 1 - \tanh(-c_c * (X - X_p)) \leq 1 \Rightarrow 0 \leq \frac{k - k_u}{k_p - k_u} \leq 1$$

$$0 \leq c_c \leq \frac{-\tanh^{-1}(1^-)}{X - X_p} \text{ quand } X = X_u \Rightarrow c_c = \frac{-\tanh^{-1}(1^-)}{X_u - X_p}$$

Toute la difficulté se trouve dans l'estimation de $\ln(0^+)$ et de $\tanh(1)$ qui devront au mieux permettre une maximisation du coefficient de corrélation. A l'aide de ce modèle ils obtiennent des valeurs de corrélation très satisfaisante.

Tableaux (1.7) Paramètre du modèle d'endommagement [6].

	X_e	X_p	X_u	X_c	X_t
Voile V1	0.5 mm	7.5 mm	9 mm	-1.3233	0.8936
Voile V2	0.5 mm	7.5 mm	21 mm	-0.2218	0.8298
Voile V3	0.5 mm	7.5 mm	13 mm	-0.4812	0.7028

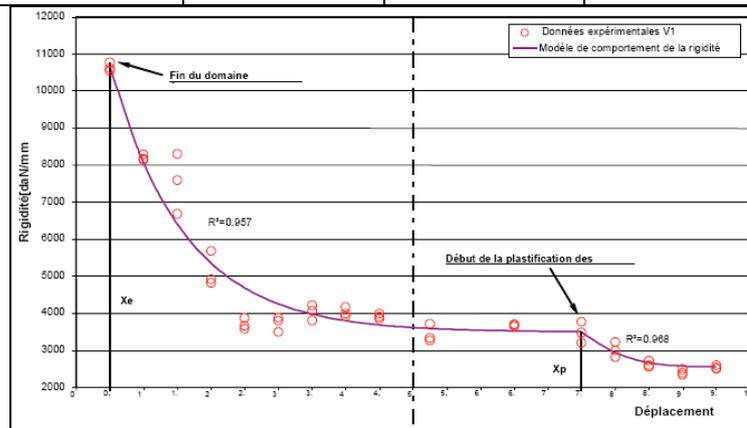


Figure (1.23) Evolution de l'endommagement pour V1 [6].

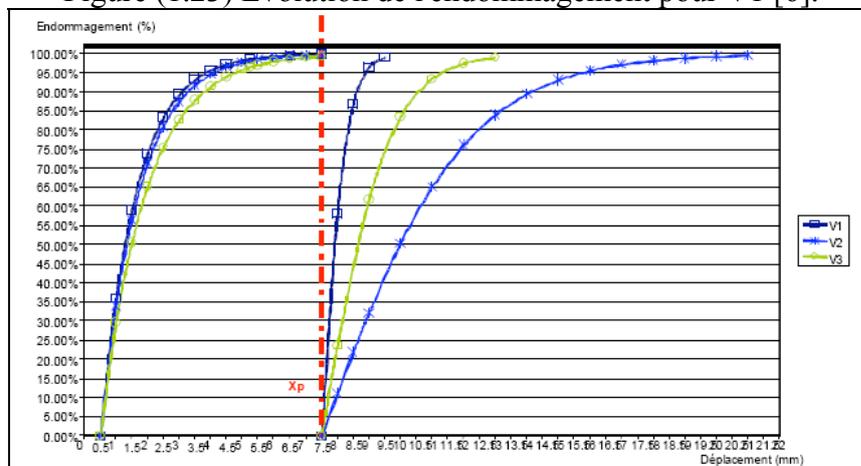


Figure (1.24) Evolution du dommage pour les voiles [6].

Les valeurs des coefficients c_t et c_c sont des indices de la variation de la rigidité avant et après la plastification des aciers. Plus c_t est petit, plus le voile affiche une tendance fragile, plus c_c est grand plus le voile est ductile. La Figure (1.24) illustre l'évolution du dommage pour chaque voile. Avant plastification des aciers (déplacement de 7.5 mm), les courbes de dommages sont presque superposables pour V1 et V2 et n'affichent que de faibles écarts, entre 0 à 10 %, avec V3. Dans ce domaine, le renforcement n'apporte pas d'amélioration importante. Au-delà de cette valeur, l'amélioration apportée par le composite est importante. Le voile est passé d'un comportement relativement fragile vers un comportement plus ductile avec un endommagement par fissuration du béton plus progressive contribuant à dissiper de l'énergie.

Conclusions

Lors de cette campagne expérimentale, ils ont mis en évidence, les effets du renforcement par composite sur des voiles courts en béton armé. L'utilisation du renfort par composite s'avère alors efficace sur des aspects (charge, déplacement, ductilité...). L'évaluation des indicateurs d'endommagement a également permis de mettre en évidence que lorsque la contribution du composite est intéressante au-delà d'un certain déplacement critique permettant une fissuration importante de la structure. A partir de ce déplacement critique et à l'échelle du composant, le composite contrôle l'endommagement de la structure et modifie les mécanismes de fissuration en assurant une redistribution des efforts dans les composants. Le résultat global pour le voile court est une augmentation de la capacité de déplacement. A l'échelle plus globale, cette démarche permet de proposer une modification des coefficients de comportement de la structure qui nécessite une analyse plus globale de la structure intégrant les conditions aux limites (poteaux/poutres) devant faire l'objet d'une étude spécifique.

1.4.3.5 RENFORCEMENT DES POUTRES EN B.A. PAR DES MATERIAUX COMPOSITES UTILISANT LA TECHNIQUE NSM

A l'Université Ferhat Abbas de Sétif et LMDC le laboratoire de l'Université de Constantine. ils ont fait un travail commun dirigé par deux monsieur *A. Merdas N. Chikh* [13]. Pour y remédier, une nouvelle technique de renforcement nommée Near Surface Mounted (NSM) a été utilisée ces dernières années pour le cas des poutres fléchies. Elle consiste en l'insertion de bandes de polymères renforcées de fibres de carbone (CFRP) dans des gravures effectuées préalablement dans le béton d'enrobage des surfaces tendues, remplies de résines époxydiques pour fixation.

Le renforcement par la technique NSM

Near-surface-mounted reinforcement (NSMR) est un développement supplémentaire de la technique de renforcement par les plaques de FRP. La méthode consiste à sceller les joncs ou bandes de polymères renforcées de fibres de carbone (CFRP) dans des engravures déjà préparées sur la surface de la poutre à renforcer. Par opposition à la technique de renforcement externe EBR, l'usage de NSMR protégera mieux la matière fortifiante de dégâts externes, tel que les chocs de véhicules, tout en assurant un bon encrage de renforcement NSM FRP. Dans quelques cas, il peut être aussi plus facile d'en travailler que de le faire avec la méthode CFRP traditionnelle. Un autre avantage, la surface du béton ne sera pas complètement couverte, donc prévenir le piégeage de l'humidité de la structure et les problèmes de gel- dégel. Cependant, cette technique ne peut être utilisée que sur les structures avec un béton d'enrobage suffisant, Dans la (Figure. 1.26) les principales formes de NSMR sont montrées. Comparant aux techniques traditionnelles, ils ont constaté une augmentation de la surface de collement avec NSMR, évitant ainsi la rupture préliminaire des lamelles avec la surface du béton. Une plaque FRP (d'une plus grande surface) se décollera du béton à sa moindre rupture, par contre plus d'énergie est demandée pour fracturer une bande NSMR. La recherche avec NSMR couvre des épreuves traditionnelles de capacité flexionnelle, mais aussi avec des épreuves avec charges vivantes qui agissent pendant le processus de renforcement et le comportement dans un climat froid.

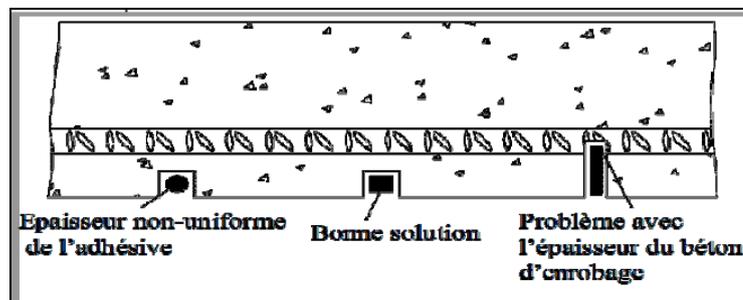


Figure (1.25) Une plaque collée avec différents types de NSMR [13].

L'utiliser de la technique NSM est possible pour tous les renforcements et toutes les réparations de structure béton ou bois et plus particulièrement dans les zones d'accès difficile et sur les ouvrages de formes complexes, cela peut consister au :

- Renfort à la flexion
- Renfort à l'effort tranchant
- Renfort en traction
- Renfort pour confinement

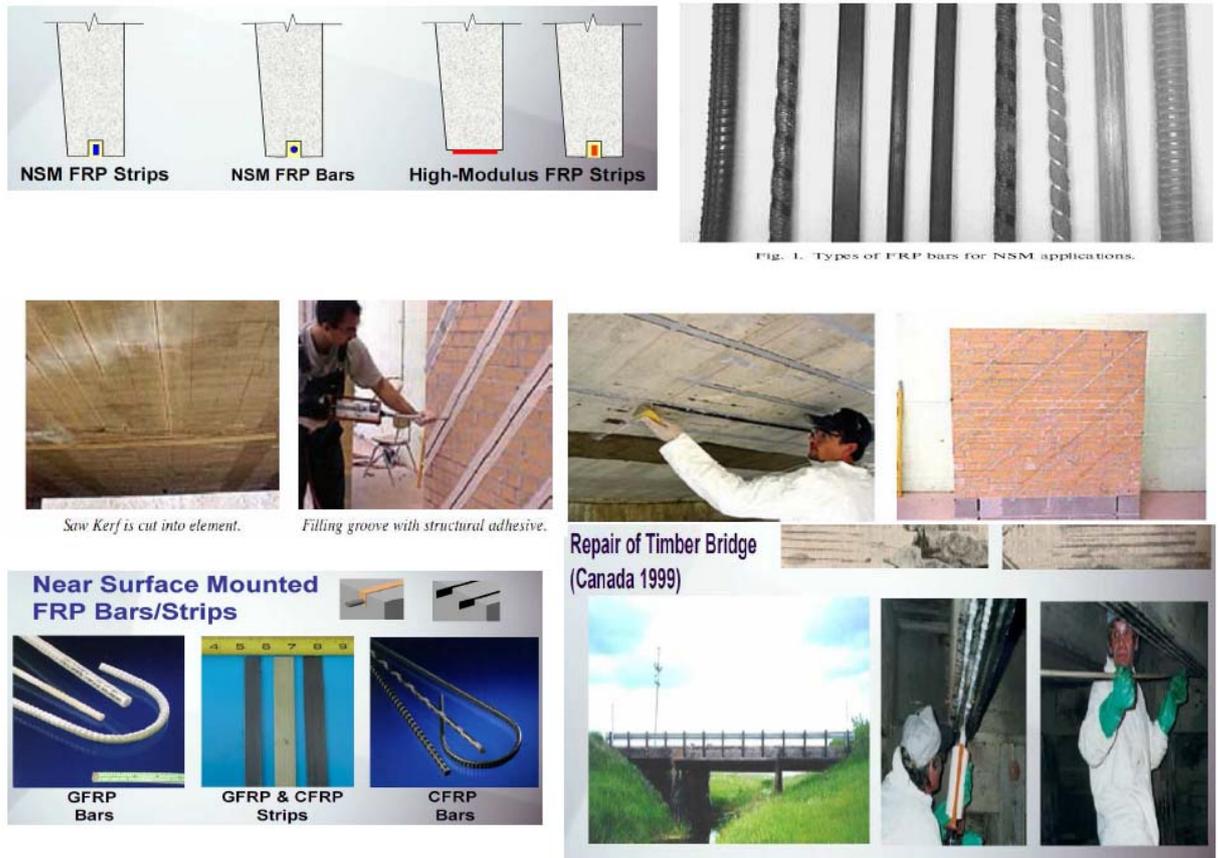


Figure (1.26) Différente forme et type d'utilisation [13].

Comportement des poutres renforcées par NSM vis-à-vis de sollicitations de flexion

Les méthodes traditionnelles qui sont généralement employées pour le renforcement des poutres en béton armé soumises à la flexion sont la post-tension externe et le collage de plaques en acier. Leurs inconvénients s'étendant de la difficulté d'application au manque de durabilité. Ainsi l'inconvénient de l'ancienne méthode de renforcement extérieur EBR dans le cas des poutres résulte dans plusieurs situations en une rupture prématurée provenant du décollement aux extrémités du tissu composite, empêchant ainsi le développement de sa pleine capacité en flexion. Ces dernières années, la technique de l'insertion de plaques, de bandes, ou de bars de polymère renforcés de fibres FRP dans des engravures effectuées dans le béton d'enrobage, tel que le NSM, est devenue une méthode très intéressante pour le renforcement des poutres en béton armé soumises à la flexion et aux efforts tranchant.

Les épreuves révèlent ce considérable renforcement qui peut être obtenu avec les barres NSMR rectangulaires. Aussi, le même échantillon de barres donne approximativement la même augmentation maximale dans la force, indépendamment de la force de précontrainte. Il

peut être aussi remarqué que la flèche lors de fissure pour la poutre précontrainte est substantiellement plus petite que pour celle de la poutre non-précontrainte. L'explication pour ceci est que : quand une matière élastique linéaire, tel que la barre NSMR, est précontrainte une partie de la tension est 'a consommée ' dans la précontrainte. Depuis que les barres précontraintes et non - précontraintes arrivent à la tension ultime à fissure, dans ce cas 410 000 μs , la tension de la précontrainte, 2000 μs , a déjà été utilisée.

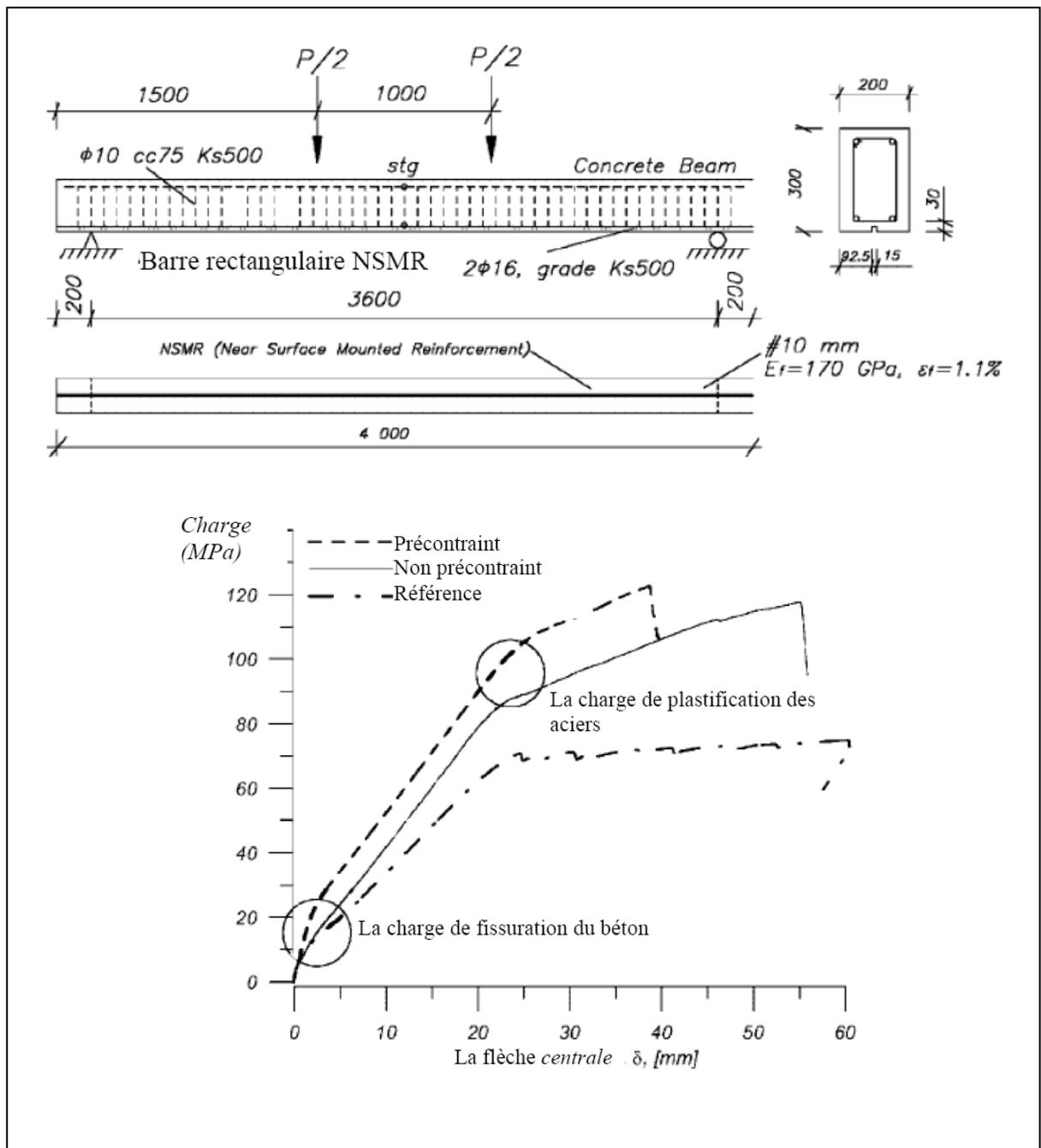


Figure (1.27) la courbe (charge-flèche) d'une poutre en béton armée renforcée par NSMR [13].

Tableaux (1.8) les résultats de l'épreuve. [13].

Table 1 Data from tests with concrete beams strengthen with NSMR						
Beam	Configuration	Failure	f_{cc} (MPa)	f_{ct} (MPa)	P_f (kN)	δ_f (mm)
1	Reference	Bending/yielding	64.2	5.7	75.0	–
2	Non-prestressed NSMR	Failure in rod	65.4	5.8	117.7	55.1
3	Prestressed NSMR	Failure in rod	68.2	6.1	122.9	38.7

Par conséquent la poutre précontrainte est arrivée à une plus petite flèche à fissure. Les deux poutres (précontrainte et non – précontrainte) se rompent dans la barres quand la tension ultime est dépassée.

Les données matérielles, la configuration de l'épreuve et les résultats d'épreuve sont enregistrés dans le Tableau 1.8 et dans la Figure (1.27).

Les épreuves sont présentées dans les deux domaines brièvement, et il est vu des résultats que en utilisant la technique NSM et des barres précontraintes NSMR, des améliorations considérables dans le comportement flexionnel peuvent être accomplies, par rapport à celle FRP EBR tel que des augmentations de charge qui fissurent le béton et la charge de plastification des aciers.

Modes de rupture des poutres en béton renforcées par NSM

Les modes de ruptures possibles des poutres renforcées avec NSM PRF sont deux types: Le mode conventionnel de rupture des poutres en béton armé, y compris l'écrasement du béton ou la rupture de PRF généralement après la plastification des aciers internes où le matériau atteint sa résistance maximale et pour lequel l'action du composite entre la poutre originale et le NSM FRP est pratiquement maintenue à la rupture, et le mode de décollement prématuré et de défaillance qui implique le décollement du composite avant l'atteinte de sa résistance maximale.. Bien que les ruptures sont moins probables avec NSM FRP par rapport au renforcement externe EBR, mais l'efficacité de cette technologie est encore limitée d'une manière significative.

La probabilité d'une rupture dépend de plusieurs paramètres, parmi lesquels le coefficient de renforcement interne de l'acier, le coefficient de renforcement en PRF, la section transversale, la forme et la configuration de la surface du renforcement NSM, et la résistance due à la traction de l'époxy et le béton à la fois.

Les descriptions des modes de rupture dans la littérature existante ne sont souvent pas suffisamment détaillées pour comprendre la progression du processus de rupture. Sur la base des preuves expérimentales disponibles, la possibilité de modes de rupture des poutres en flexion renforcées avec NSM PRF sont classées dans la (Figure. 1.28) et décrits ci-dessous.

Les interactions entre les principaux modes de rupture décrits ci-dessous et les modes

Secondaire de rupture sont encore obscurs et méritent des investigations plus poussées.

Décollement inter facial Barre-époxy

Ce mode qui implique le décollement inter facial entre une barre et l'époxy a été observé pour les barres rondes. Il est en corrélation avec le mode de défaillance observé dans les essais sur le même type de barres. Toutefois, l'époxy couvert dans la poutre a été entrecoupé par fissures de flexion qui a facilité l'ouverture de la scission des fissures longitudinales et, par conséquent, décollement accéléré des interfaces (Figure (1.28) a).

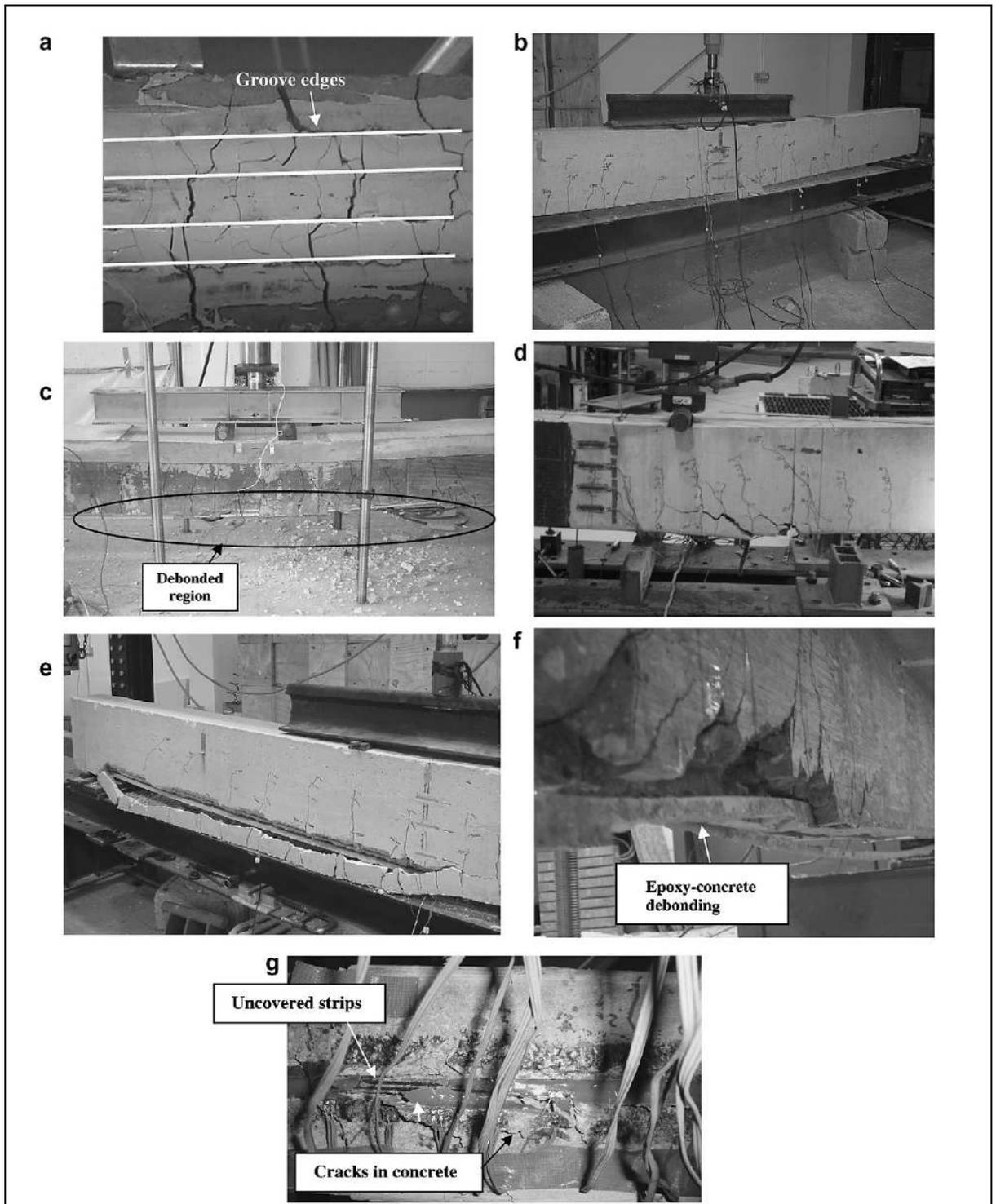


Figure 1.28 modes de rupture de barres

on observées dans les essais sur les poutres renforcées en flexion: (a) décollement de l'interface entre barre-époxy, (b) la séparation du béton d'enrobage entre les deux fissures dans la région du moment maximum, (c) la séparation de béton d'enrobage sur une grande longueur de la poutre, (d) la séparation de béton d'enrobage de la poutre à partir d'une section de coupe.(e) la séparation de béton d'enrobage le long des engravures, (f) perte

secondaire de décollement entre l'époxy et le béton ; (g) fractionnement secondaire de l'enrobage époxy [13].

La séparation de béton d'enrobage

La formation des bandes de fissures sur la poutre a été observée dans plusieurs essais, et ces bandes de fissures sont inclinées approximativement à 45° par rapport à l'axe de la poutre. Arrivés aux bords de la poutre, ces fissures peuvent se propager vers le haut, sur les côtés de la poutre faisant une inclinaison de 45° à l'intérieur de l'épaisseur du béton d'enrobage, et ensuite se propage horizontalement jusqu'au niveau des aciers tendus. Le décollement peut ensuite se produire sous différentes formes, en fonction de l'évolution ultérieure du tracé de la fissure :

(a) la séparation des extrémités des barres enrobées. Si le renforcement NSM FRP est mis à une distance importante loin des appuis, la séparation du béton d'enrobage commence généralement par l'extrémité (cut-off) et se propage vers l'intérieur (Figure (1.28)d). Ce mode est similaire à la séparation d'enrobage des modes de décollement observés dans les poutres renforcées avec FRP EBR.

(b) la séparation Localisée d'enrobage : la Bande de fissures à l'intérieur ou à proximité de la région du moment maximum, avec la fissure pré-existante de flexion et de l'effort tranchant, peuvent isoler des cales triangulaire ou trapézoïdale de béton, dont un ou plusieurs sont finalement divisés (Figure (1.28.b). Ce mode peut être identifié à partir des photos des poutres.

(c) la fissure à flexion induisant la séparation d'enrobage. Séparation de l'enrobage de béton se produit presque en même temps sur une longue portion du renforcement NSM, souvent impliquant l'une des travées de cisaillement et le maximum moment régional (Figure (1.28.c) Ce mode a été observé par De Lorenzis et al. Ce mode est similaire au mode de la fissure intermédiaire induite par décollement de défaillance observée en poutres en BA avec un collement extérieur de lamelles FRP.

(d) la séparation des engravures d'enrobage de la poutre : les barres NSM situées près des bords peuvent générer un détachement du béton d'enrobage le long des bords (Figure (1.28)e).

Le décollement de l'Époxy inter-facial du béton

Pour les poutres avec des bandes de NSM à longueur limitée, Hassan et Rizkalla ont signalé que la rupture cohésive par cisaillement dans le béton à l'interface de l'époxy béton commençant par la section de rupture (cut-off). Ce mode est considéré similaire au Décollement de l'interface des extrémités de la plaque des poutres avec renforcement

extérieur FRP EBR.

Les mécanismes de rupture par décollement Secondaire

Autres mécanismes de décollement ont également été observés. Ils sont classés comme ci dessus comme des modes secondaire de rupture et le rôle qu'ils jouent dans le contexte de ruptures par décollement n'est pas encore clair. Il a été observé que sur la formation de la bande de fissures, l'ouverture de ces fissures inclinées a été freinée par l'action du renforcement de goujon NSM, qui à son rôle a tendance à provoquer le détachement du renforcement NSM FRP du soffite de la poutre. Après la rupture, le prisme formé par la bande CFRP et l'époxy de ses contour a conservé une mince couche de béton d'épaisseur variable sur les côtés (Figure (1.28)f), indiquant qu'il y a une grande force de collement époxy béton.

Finalement le renforcement des structures avec armature en PRF NSM est une technique qui a attiré une attention considérable comme une possible alternative économique à la technique de renforcement externe FRP EBR. La technique courante offre d'importants avantages par rapport à l'ancienne (EBR), y compris l'usage le plus efficace des matériaux PRF en raison d'un risque réduit de rupture par décollement et l'amélioration de la protection de la FRP contre les différentes sources de dommages externes. La recherche sur le renforcement des structures en utilisant NSM FRP ont commencé depuis quelques années seulement mais ont attiré maintenant l'attention du monde entier. Une quantité importante de la recherche a été menée sur cette nouvelle technique, en particulier sur l'application de cette technique dans le renforcement des structures en béton.

1.4.3.6 étude paramétrique du comportement d'une poutre renforcée en matériaux composites en comparaison avec celle en béton armé

Pas loin dans notre chère Algérie exactement à l'université de Mentouri de Constantine, L'objectif des deux jeunes chercheurs M L.SAMAI et H.CHABIL encadrés par Mr M .BOUKHEZAR [10] , est de développer, à l'aide des équations décrivant le comportement en flexion des poutres de sections rectangulaires renforcées en matériaux composites, des outils permettant d'effectuer le dimensionnement de façon rapide et précise. Ces outils de conception envisagés sont des abaques à trois entrées , une étude paramétrique du comportement d'une poutre renforcée en polymère renforcé en fibre de carbone (PRFC), en comparaison avec celle en béton armé , soumise à la flexion simple.

Cette étude paramétrique analyse l'influence de plusieurs facteurs tels que : f_y , f_{ck} , d' , ρ_f , ρ'_s , sur le comportement de la section de la poutre

Vu que le tracé graphique des abaques est laborieux, un programme de calcul devient indispensable et nécessaire, pour permettre de regrouper les différents paramètres des équations de conception. Cependant, les recommandations techniques disponibles concernant le renforcement des poutres en béton armé renforcés avec ces matériaux, font en sorte que, peu d'ingénieurs de la pratique ont recours à cette méthode de réparation.

Comportement d'une section rectangulaire non renforcée et renforcée
Développement analytique d'une section en béton armée renforcée en PRFC

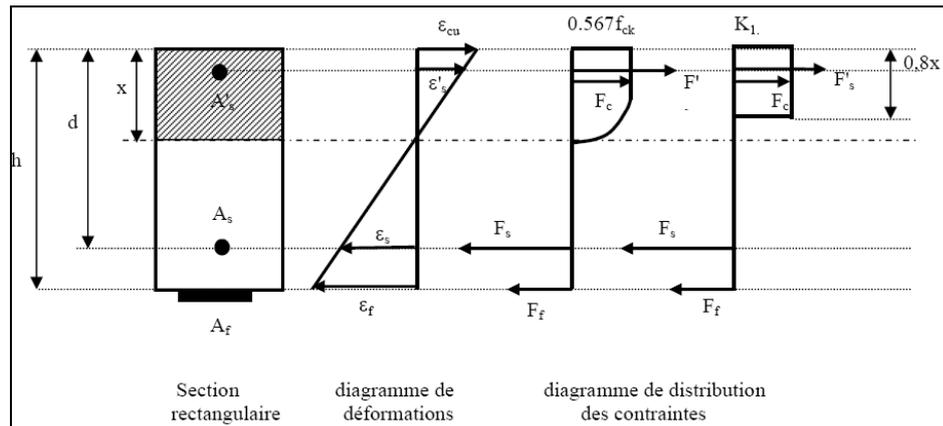


Figure (1.29) Diagramme des contraintes et des déformations d'une section rectangulaire en béton armé renforcé [10].

L'équation d'équilibre est:

$$0.454 * f_{ck} * \frac{x}{d} + \rho_s' * f_s' = \rho_s * f_s + \rho_f * f_f \quad (1)$$

L'expression du moment réduit est donc:

$$\frac{M_u}{b * d^2} = \rho_s' * f_s' * \left(0.4 \frac{x}{d} - \frac{d'}{d}\right) + \rho_s * f_s * \left(1 - 0.4 \frac{x}{d}\right) + \rho_f * f_f * \left(\frac{h + t/2}{d} - 0.4 \frac{x}{d}\right) \quad (2)$$

Élaboration d'abaques à trois entrées

La détermination de la valeur de l'axe neutre "x" suivant la méthode d'essai successifs permet de calculer le moment ultime réduit "Mu/bd²" à partir de l'équation (2), par les paramètres fixes, f_{ck}, f_y, d'/d, ρ_f (taux de renforcement), d'une section en béton armé, pour chaque valeur de taux d'armatures comprimé (ρ_s'), et d'armatures tendues (ρ_s).

Il est nécessaire d'élaborer un programme de calcul, pour une série des points successifs, afin de développer un abaque à trois entrées qui représentent les différentes valeurs de ρ_s' et ρ_s,

Pour les classes de béton inférieure ou égales à C35/45, correspondant à une résistance caractéristique f_{ck} = 35 N/mm², l'Eurocode2 exige une valeur de la profondeur de l'axe neutre "x"(à partir de la fibre la plus comprimée) supérieure ou égale à une valeur

de l'ordre de $0.45d$ (d : étant la hauteur utile d'une section rectangulaire), contrairement aux classes supérieures à C35/45, l'Eurocode2 limite la valeur de " x " à une valeur égale à $0.35d$.

Ces exigences favorisent la section qu'elle soit sous-armée, ce qui signifie que cette section est ductile, cela permet d'avoir une rupture lente et non brusque dans sa partie tendue.

Comparaison du comportement d'une section rectangulaire renforcée et une section non renforcée

Pour le cas d'une section non renforcée, d'un taux d'armatures comprimées fixe, l'évaluation du moment ultime réduit " M_u/bd^2 " est proportionnel par rapport au taux d'armatures tendues (ρ_s), jusqu'à un certain point correspondant au point d'écoulement, ce point où la contrainte des armatures tendues (f_s) atteint sa limite d'écoulement (f_y), au-delà de ce même point d'inflexion l'évaluation du moment ultime réduit " M_u/bd^2 " est peu considérable.

Le tronçon au-dessous du point d'inflexion de la courbe, représente une section sous-armée dont les armatures tendues travaillent dans le plateau plastique où la contrainte de ces armatures (f_s), atteint sa contrainte limite d'écoulement (f_y), contrairement au second tronçon de la courbe situé au-dessus du point d'inflexion, représentant une section surarmée où les armatures n'atteignent pas leur limite d'écoulement.

Contrairement au cas d'une section renforcée, l'évaluation du moment ultime réduit " M_u/bd^2 ", est proportionnel par rapport au taux d'armatures tendues (ρ_s), jusqu'à un certain point correspondant au point d'écoulement, où la contrainte des armatures tendues (f_s) atteint sa limite d'écoulement (f_y), au-delà de ce point d'inflexion l'évaluation du moment ultime réduit est peu considérable. Le tronçon au-dessous du point d'inflexion de la courbe, représente une section sous-armée dont les armatures tendues travaillent dans le plateau plastique où la contrainte de ces armatures égale à sa contrainte limite d'écoulement (f_y).

Contrairement au second tronçon de la courbe situé au-dessus du point d'inflexion, représentant une section surarmée où les armatures n'atteignent pas leur limite d'écoulement.

La superposition des deux abaques cités précédemment, avec un taux d'armatures comprimées fixe, et un taux de renforcement de matériau composite en PRFC (polymère renforcé en fibre de carbone) fixe, montre que la contribution du renforcement en PRFC, greffée sur la section en sa partie tendue, est plus significative quand celle-ci est particulièrement sous-armée.

En conséquence, cette contribution du matériau composite sur une section doublement armée bien définie, permet d'augmenter progressivement sa capacité flexionnelle.

Dans cet abaque les deux courbes superposées convergent progressivement et se confondent au-delà d'un point d'inflexion, puisque la section considérée sur ce tronçon de la courbe est surarmée, donc les armatures n'atteignent pas leurs limite d'écoulement, ce qui signifie que l'influence de la contribution du renforcement est négligeable.

Pour un meilleur rendement de la section vis-à-vis de sa capacité flexionnelle, il est utile et nécessaire d'avoir une section sous-armée pour qu'une rupture lente se produise dans sa partie tendue, où les armatures tendues sont largement suffisantes vis-à-vis de la capacité flexionnelle, puisque la rupture se produit au niveau de la partie comprimée du béton, ce qui implique que le Renforcement n'aura pas lieu de ce faire.

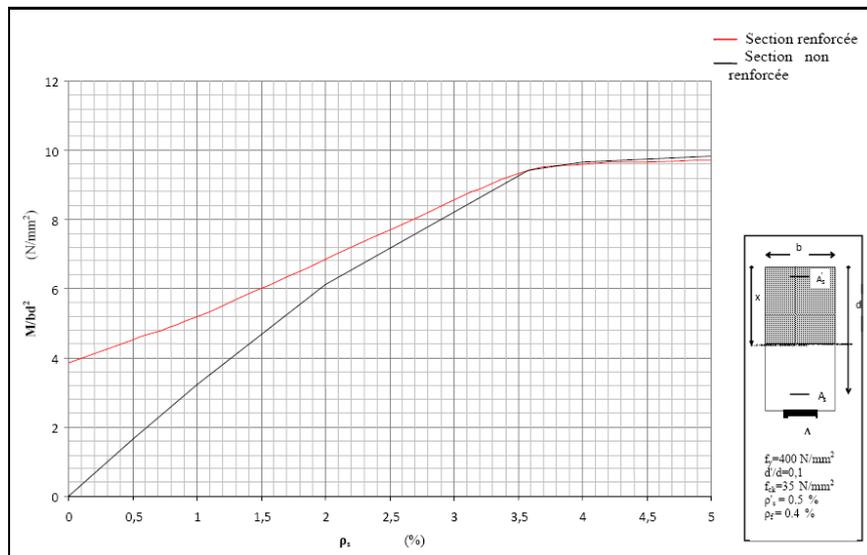


Figure (1.30) Superposition de deux comportements d'une section rectangulaire renforcée et l'autre non renforcée [10].

Influence de taux de renforcement en PRFC (ρ_f)

La variation du taux de renforcement en PRFC (ρ_f), de $\rho_f=0.4\%$ à $\rho_f=0.8\%$, et $\rho_s=1\%$ un constat qu'il y a une augmentation du moment ultime réduit de l'ordre de : 12 %

Et lorsque cette variation est d'un $\rho_f=0.8\%$ à un $\rho_f=1.2\%$, l'augmentation du moment ultime réduit est de l'ordre de: 7 %

Alors que, quand la variation est entre un $\rho_f=0.4\%$ à un $\rho_f=1.2\%$, l'augmentation du moment ultime réduit est de l'ordre de: 19 %

a. Tronçon au-dessous du point correspond au point d'écoulement: le tronçon au dessous du point d'inflexion des courbes, représente une section sous-armée, dont les armatures travaillent dans le plateau plastique, où la contrainte de ces armatures (f_s) atteint sa contrainte limite d'écoulement.

b. Au point inflexion de la courbe correspond à la section renforcée et située au-dessous du point d'inflexion de la courbe de la section non renforcée

c. Tronçon au-dessus du point correspond au point d'écoulement: au delà du point d'inflexion le tronçon de la courbe pour une section renforcée en PRFC est au dessous du tronçon de la courbe d'une section non renforcée. Sur ces deux tronçons, les armatures tendues (A_s), n'ont pas encore atteint leurs limites d'écoulement, cela implique que la section est sur-armée,

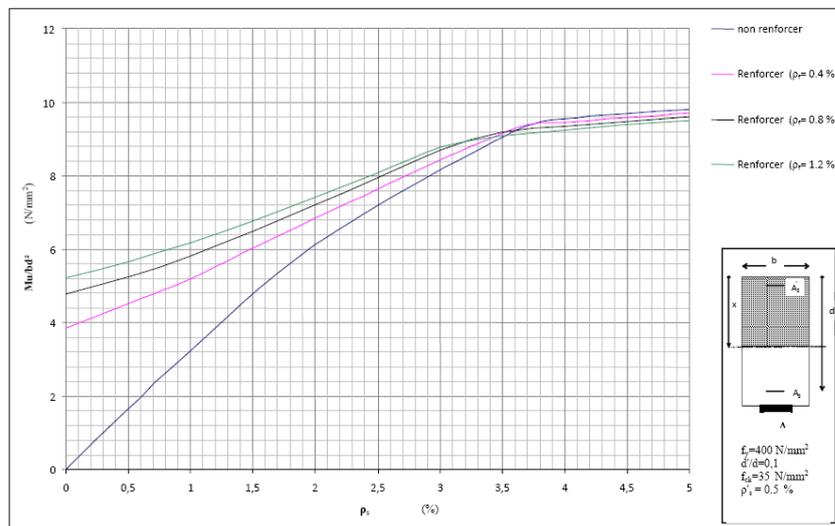


Figure (1.31) Influence du taux de renforcement en PRFC sur le comportement d'une section rectangulaire renforcée [10].

En effet La superposition des courbes a montré que, lorsque la section est sous armé, le comportement de la poutre renforcée est plus significatif que celle d'une poutre seulement en béton armé.

Contrairement, à la section si elle est surarmée .Cela signifie que la contribution du renfort permet d'améliorer la capacité flexionnelle d'une poutre.

Plus la section est sous-armée, et plus la contribution du renfort en PRFC est significative et augmente progressivement la capacité flexionnelle.

La contribution de ce renforcement au moyen de matériaux composites est liée directement au taux de renfort (ρ_s), l'effet du rajout d'un certain nombre successif de plis, influe directement au comportement de la section et fait croître sa capacité flexionnelle.

Le taux d'armatures tendues (ρ_s) est largement suffisant sur le tronçon supérieur au point d'inflexion correspondant au point d'écoulement des armatures tendus, et confirme que la section du renfort (A_f) est devenu inutile, puisque ce taux d'armatures tendues (ρ_s) est suffisant vis-à-vis de la capacité flexionnelle de la section renforcée

L'exploitation pratique de ces abaques permet de déterminer ou de vérifier aisément, pour une section bien définie, sa capacité flexionnelle, le taux de ferrailages ainsi que le taux renforcement.

1.5 Conclusion

Cette synthèse bibliographique a confirmé le gain de rigidité qui peut être apporté par l'application des différents matériaux composites sur des structures en béton armé (renforcées et/ou réparées). Elle a montré les avantages bénéfiques de ces matériaux en comparaison aux techniques traditionnelles.

CHAPITRE 2

**MODELISATION DES POUTRES
EN BETON ARME RENFORCEE
PAR MATERIAUX COMPOSITES**

Chapitre 2

Modélisation des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites

2.1 Introduction

En génie civil, l'analyse numérique du comportement des éléments des structures en béton armé est une tâche très complexe. Plusieurs facteurs entrent en considération, nous citons le 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 essentiels à l'élaboration d'un programme d'analyse des structures en béton armé. Aussi ce chapitre exposera Une modélisation par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel de simulation ANSYS 12.0.1 incluant une analyse des interfaces sur des poutres en béton armé renforcées par collage de matériaux composites.

2.2 Présentation du logiciel ANSYS 12.0.1

ANSYS est le système de programme universel pour la méthode des éléments finis (MEF), et le plus populaire parmi les spécialistes dans le domaine de l'ingénierie informatique (CAE, Computer Aided Engineering) et afin de résoudre les problèmes linéaires et non linéaires, stationnaires et in-stationnaires en trois dimensions, y compris les non-stationnaires géométriquement et les non-linéaires des éléments de structure, Modélisation et analyse de certains secteurs de l'industrie afin d'éviter les cycles de développement longues et coûteuses telles que «la conception - fabrication - test".

Description

Le logiciel d'analyse ANSYS est en cour d'élaboration par la société américaine ANSYS Inc., et d'autres logiciels tels que DesignSpace, NASTRAN, ICEM CFD, destiné à être employé dans des secteurs plus spécifiques.

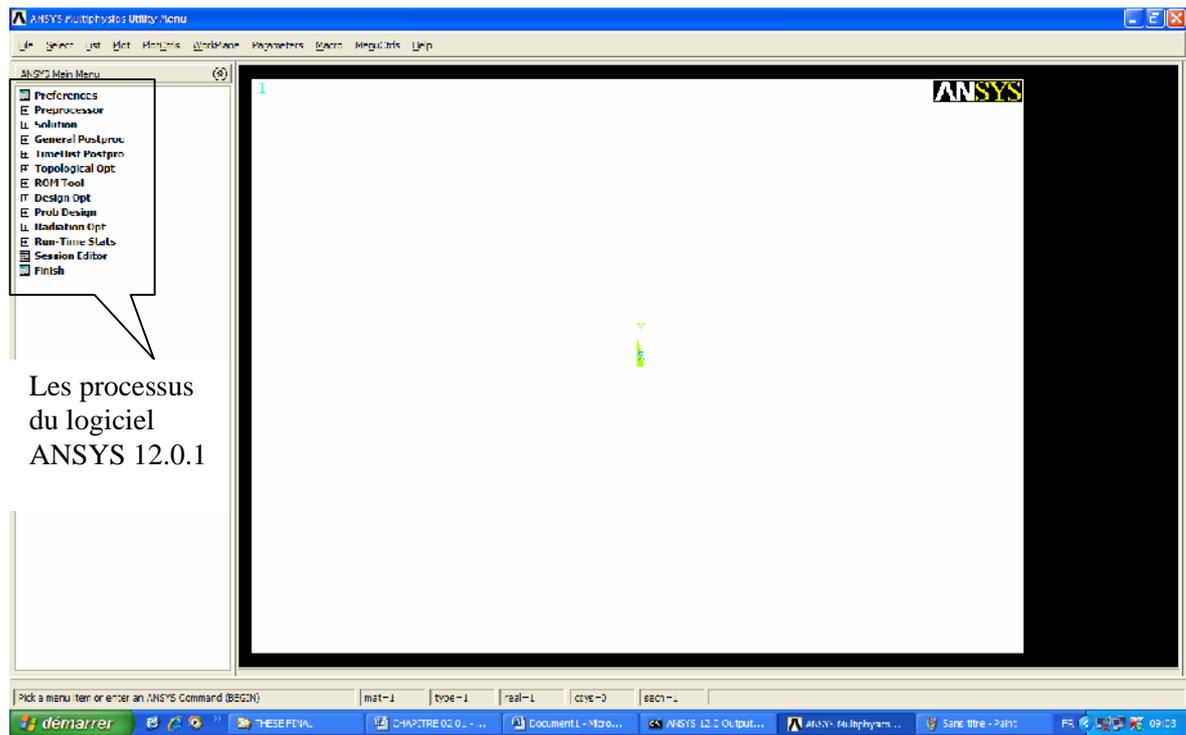
En tant que partenaire stratégique de l'entreprise, elle coopère avec de nombreuses entreprises, l'aidant à faire les changements nécessaires. En échange ces entreprises lui

Suggéré les moyen de la simulation numérique et l'analyse qui sont compatibles avec certains paquets qui s'exécutent sur les différents systèmes d'exploitation. Système du ANSYS s'accouple avec CAD sait-systèmes, Unigraphics, CATIA, Pro / ENGINEER, SolidEdge, SolidWorks, AutodeskInventor et quelques autres.

Le logiciel d'ANSYS est bien connu où il est utilisé dans des sociétés bien connues comme ABB, BMW, Boeing, Caterpillar, Daimler-Chrysler, Exxon, FIAT, Ford, General Electric, Lockheed Martin, MeyerWerft, Mitsubishi, Siemens, Shell, Volkswagen-Audi et autres, et s'applique également dans le principales entreprises industrielles de la Russie.

La nouvelle version de ANSYS 12.0.1 inclut les dernières réalisations de CAE Computer Aided Engineering qui fournit des technologies de pointe dans la classe de produits d'ingénierie pour logiciels de simulation. Qui inclut également des types complexes de l'analyse des systèmes et des structures mécaniques, la géométrie, la construction de élément finis des réseaux, l'analyse multidisciplinaire, les problèmes de contact, le nouveau solveur pour les tâches connexes, et bien plus encore. Toutes ces améliorations sont un grand pas en avant dans la modélisation et le développement de produits.

Malgré le fait que les demandes principales semblent familières, la nouvelle version de la plateforme ANSYS Workbench 2.0, lie encore l'ensemble du processus de modélisation D'ANSYS 12.0.1, qui donne une représentation schématique du concept du projet.



Les processus
du logiciel
ANSYS 12.0.1

Figure 2.1 Interface principale du logiciel ANSYS 12.0.1 RC2 (2009) [8].

Le logiciel est capable de prendre en considération la non-linéarité ainsi que la plasticité, la micro déformation, l'hyper-élasticité, le retrait, le contact, l'anisotropie du matériau....etc. Le logiciel contient plus de 64 applications. Les divers produits de base d'ANSYS sont les suivants :

- 1.ANSYS Explicit Dynamics
- 2.CFX_Intro_R12_Final
- 3.DesignModeler_12.0_Final
- 4.FLUENT_Intro_R12_Final
- 5.Introduction to Mechanical Workbench
- 6.Introduction to Mechanical Workbench NonLinear
- 7.Meshing_Application_Intro_12.0_Final
- 8.Rotordynamics R12 lectures-and-workshops input-files

Pour la discipline STRUCTURE le nom de applications 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 trois méthodes :

- Interface graphique (Gui/ Graphical user interface) qui est formé de fenêtres, menus, boîtes de dialogue et d'autres éléments qui nous permettent d'introduire nos données (data) et d'exécuter des fonctions. Cette méthode est la plus simple à utiliser.
- A l'aide des commandes qui sont des instructions directes introduites au logiciel ANSYS qui possède plus de 1000 commandes, la plupart de ces commandes sont associées à un ou plusieurs processeurs spécifiques.
- A l'aide d'un fichier texte qui donne les différentes étapes de modélisation

2.2.1 Processus disponibles dans le logiciel ANSYS 12.0.1

Il y a 10 processus (voir la figure 2.1) Chaque processus permet de réaliser plusieurs fonctions et de répondre à une tâche spécifique (visualiser les résultats), le chemin d'accessibilité et les commandes sont résumées comme suit.

a. le processus PRER 7 :

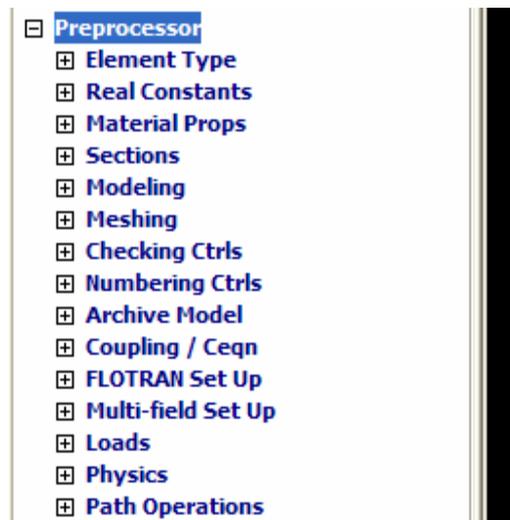
☒ **Preprocessor**



Chemin d'accessibilité: Main Menu>pre-processor

Ces commandes sont utilisées pour créer et mettre en place le modèle

Où il contient 60 Commandes comme il est montré dans la figure suivante :



b. le processus (Solution) :

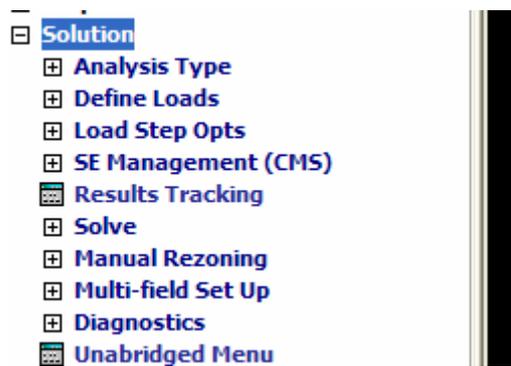
☒ **Solution**



Chemin d'accessibilité : Main Menu>solution

Sa fonction est de choisir le type d'analyse, chargement et exécution du logiciel.

Où il contient 98 Commandes et sous commendes comme il est montré dans la figure suivante :



c. le processus Post 1:



Chemin d'accessibilité : Main Menu>Général post pro

Sa fonction est l'affichage graphique et les listes de tableaux

Il contient 45 Commandes et sous commendes comme il est montré dans la figure suivante :



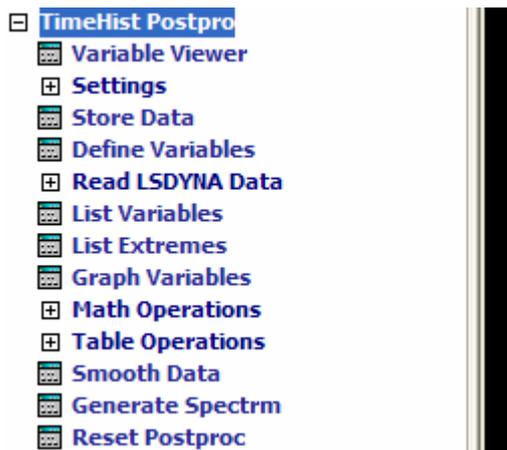
d. le processus Post 26:



Chemin d'accessibilité : Main Menu>time hist postpro

Ces commandes sont utilisées pour post-traiter les résultats avec le temps processeur de l'histoire.

Il contient 31 Commandes et sous commendes comme il est montré dans la figure suivante :



e. le processus Topological:



Chemin d'accessibilité : Main Menu> Topological Opt

Sa fonction est réaliser une optimisation topologique

Il contient 1 Commande initialement comme il est montré dans la figure suivante :



f. le processus OPT:



Chemin d'accessibilité : Main Menu> design Opt

Sa fonction est la Conception initiale d'un modèle

Il contient 19 Commandes et sous commendes comme il est montré dans la figure suivante :



g. le processus ROM Tool:



Chemin d'accessibilité : Main Menu> ROM Tool

Sa fonction est la Transformation des fichiers binaires en forme exploitable

Il contient 21 Commandes et sous commendes comme il est montré dans la figure suivante :



h. le processus AUX 12:



Chemin d'accessibilité : Main Menu> Radiation Opt

Utilise les options de radiosité de pointe pour réduire le nombre d'éléments de surface, puis utiliser la symétrie de réduire la taille du problème

Il contient 07 Commandes et sous commandes comme il est montré dans la figure suivante :



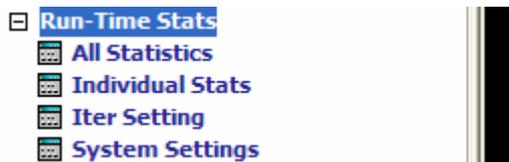
i. le processus RUNSTAT:



Chemin d'accessibilité : Main Menu> Run-time stats

Sa fonction est l'analyse Statistique

Il contient 04 Commandes comme il est montré dans la figure suivante :



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

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

2.3 Modélisation par le logiciel ANSYS 12.0.1

Dans cette partie on présentera la modélisation numérique par le logiciel ANSYS 12.0.1 des poutres renforcées par composites du CFRP. Les poutres modélisées sont celles testées par Mr. A. Laichaoui à l'ENP [4].

2.3.1 Méthode de simulation

La modélisation des spécimens étudiés est effectuée de manière à prendre en considération 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 parfaites.
- L'analyse statique.

Le modèle adopté pour la simulation du comportement des poutres renforcées sera constitué d'éléments en 3 dimensions. 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 appropriée des éléments répondant à ces conditions sera effectuée.

2.3.2 Types d'éléments

2.3.2.1 Béton armé

Pour modéliser le béton, l'élément solid65 (Fig. 2.2) a été utilisé. Cet élément est plein en 3D à 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 de modéliser une déformation plastique, avec des possibilités de fissurations dans les trois directions orthogonales, ainsi que l'écrasement à la compression. L'intérêt de cet élément réside dans ses propriétés non-linéaires.

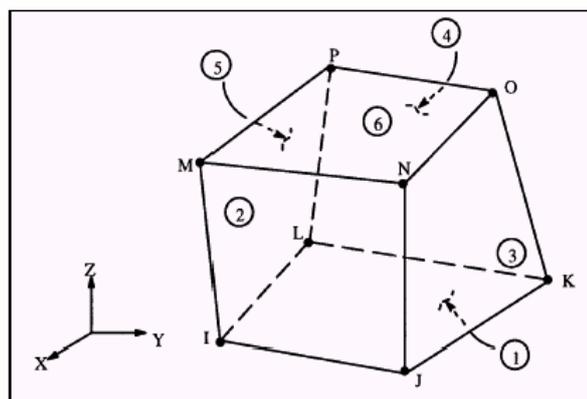


Figure 2.2 : Elément solid65 à 3D [8].

2.3.2.2 l'acier

Pour modéliser l'acier, un élément link8 (Fig.2.3) a été utilisé. Cet élément est 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.

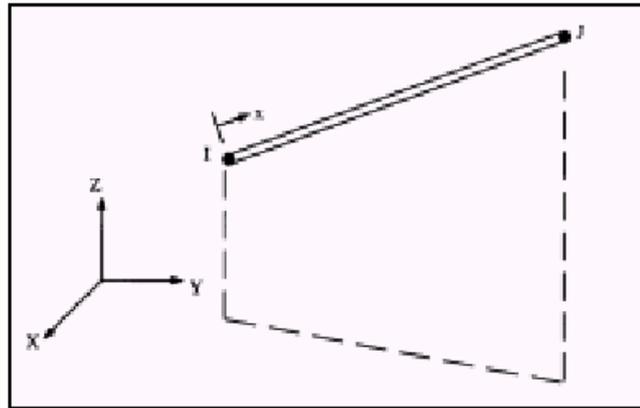


Figure 2.3 : Élément link8 à 3D [8].

2.3.2.3 Composites CFRP

Pour modéliser les composites de CFRP, un élément solid46 (Fig.2.4) a été utilisé. L'élément peut prendre en compte jusqu'à 250 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.

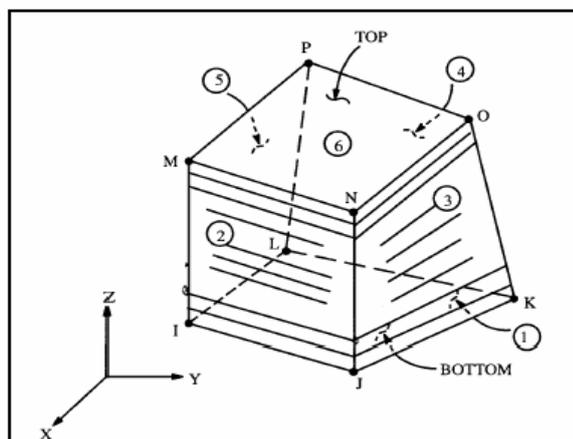


Figure 2.4 : Élément solid46 à 3D [8].

2.3.3 Propriétés des matériaux

2.3.3.1 Béton

Le béton est un matériau quasi fragile et présente un comportement très différent en compression et en traction. La résistance à la traction est en général 8 à 15% de la résistance à la compression. La figure 2.5 montre la courbe contrainte-déformation pour le béton.

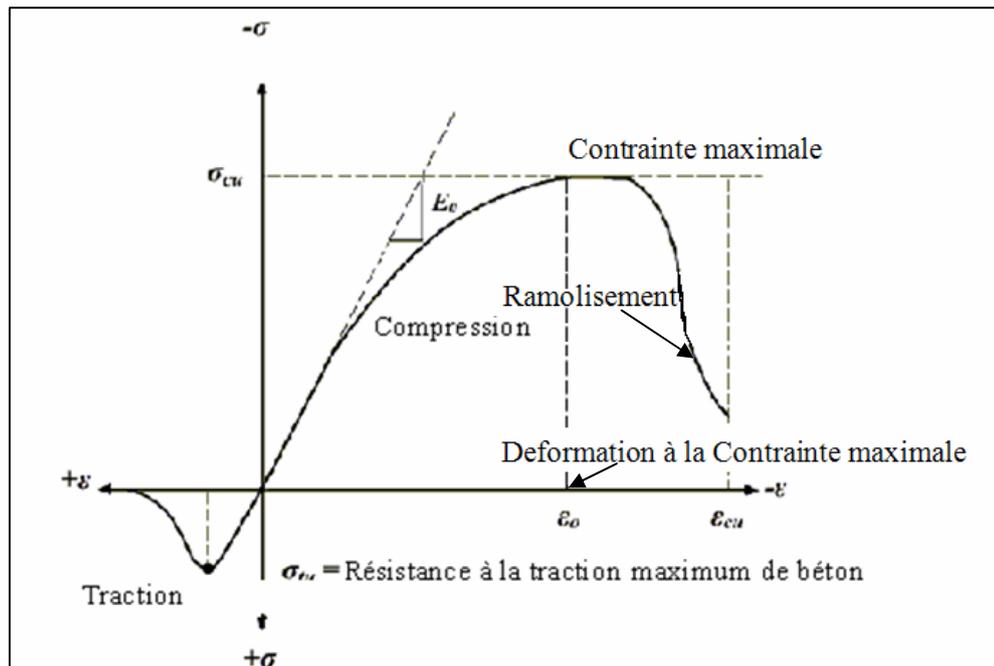


Figure 2.5 : Courbe contrainte-déformation de compression et traction uniaxial pour le béton.

En compression, la courbe de contrainte-déformation pour le béton est linéairement élastique jusqu'à environ 30% de la contrainte maximale à la compression. Au-delà de ce point, la contrainte augmente graduellement jusqu'à la contrainte maximale en 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 en traction. Après ce point, les fissures de béton et la résistance diminuent graduellement jusqu'à atteindre zéro.

Les propriétés linéaires souvent 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 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 (2.1), et (2.2), respectivement.

$$f_c' = \left(\frac{E_c}{4730} \right)^2 \quad (2.1)$$

$$f_t = 0.623(f_c')^{1/2} \quad (2.2)$$

Où : E_c , f_c' et f_t en MPa.

Le coefficient de Poisson pour le béton est mis égal à 0.2 pour chaque poutre.

Le coefficient de transfert de cisaillement, r , utilisé dans beaucoup d'études des structures en béton renforcées, varie entre 0.05 et 0.25. Dans cette étude on adopte $r = 0.2$ pour le béton.

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

$$f = \frac{E_c}{1 + (\nu / \epsilon_0)^2} \quad (2.3)$$

$$\epsilon_0 = \frac{2 f_c'}{E_c} \quad (2.4)$$

$$E_c = \frac{f}{\epsilon_0} \quad (2.5)$$

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 relation 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.

$$E = \text{---} \quad (2.6)$$

La figure 2.6 montre la courbe contrainte-déformation simplifiée de béton en compression uniaxiale qui a été employées dans cette étude.

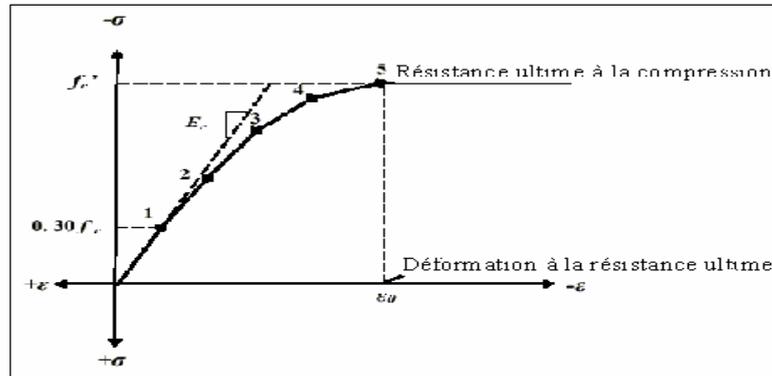


Figure 2.6 : Courbe contrainte-déformation simplifiée pour le béton en compression uniaxiale.

La courbe simplifiée de contrainte-déformation pour chaque modèle de poutre est construite de six points reliés par des lignes droites. Point 1, défini comme $0.30f_c'$, est calculé par la relation contrainte-déformation du béton dans la partie linéaire (équation 2.5). Les points 2, 3, et 4 sont obtenus à partir de l'équation (2.3), et ϵ_0 calculé à partir de l'équation (2.4). Le point 5 est défini par f_c' et ϵ_0 . Dans cette étude, on suppose un comportement parfaitement plastique après le point 5.

Propriétés du béton (matériau Numéro 1)

Le béton est représenté par l'élément solid65 dans le logiciel ANSYS 12.0.1 qui considère le béton est un matériau linéaire isotropique avec le Module d'élasticité $E_c=25000\text{MPa}$ et le coefficient de Poisson $\mu=0.2$

Pour bien configurer le béton, on donne 05 points de déformation et de contrainte pour tracer la courbe

	Déformation () (m)	contrainte () (Mpa)
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

Les autres paramètres qui sont donnés pour modéliser le béton sont :

Temps (t) s	0
ShrCf-Op (ϵ_i) Mpa	0.2
ShrCf-CI (ϵ_c) Mpa	0.2
UnTensSt (f_{t28}) Mpa	3.3
UnCompSt (f_{c28}) Mpa	28
HydroPrs Mpa	0
BiCompSt Mpa	0
TenCrFac Mpa	0

2.3.3.2 L'acier

Dans cette étude, le comportement de l'acier est supposé élasto-plastique parfait et identique en traction et en compression. La figure 2.7 montre la courbe contrainte-déformation pour l'acier de ferrailage employé dans cette étude.

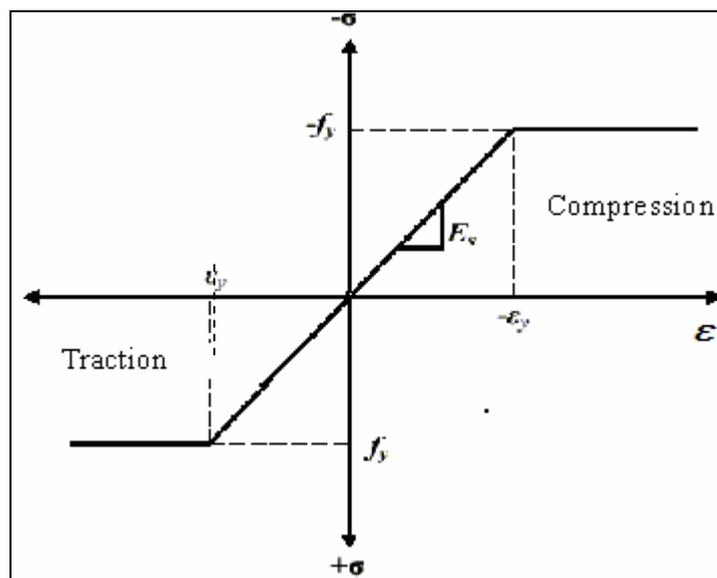


Figure 2.7 : Courbe contrainte-déformation de l'acier de renforcement.

Propriétés de l'acier sont montrées (matériau Numéro 2)

L'acier est représenté par l'élément link8 dans le logiciel ANSYS 12.0.1, on considère que l'acier est un matériau Linéaire isotrope avec le Module d'élasticité $E_c=200000$ MPa et le coefficient de poisson $\mu=0.3$

Pour bien configurer l'acier on donne 02 points de déformation et de contrainte pour tracer la courbe

$$f_y = 410 \text{ (Mpa)}$$

$$E_s' = 0.00 \text{ (Mpa)}$$

2.3.3.3 Les Composites FRP

Les composites FRP sont des matériaux qui sont composés 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'est-à-dire, carbone ou verre, qui sont généralement 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 \vec{x} , \vec{y} , et \vec{z} . La direction \vec{x} est identique à la direction de fibre, et les directions de \vec{y} et de \vec{z} sont perpendiculaires à la direction de \vec{x} . C'est un matériau particulièrement orthotropique et 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 \vec{y} sont identiques à celles dans la direction \vec{z} .

Dans toute cette étude les propriétés élastiques linéaires des composites de FRP ont été adoptés. La figure 2.8 montre les courbes de contrainte-déformation utilisées dans cette étude pour les composites de FRP dans la direction des fibres.

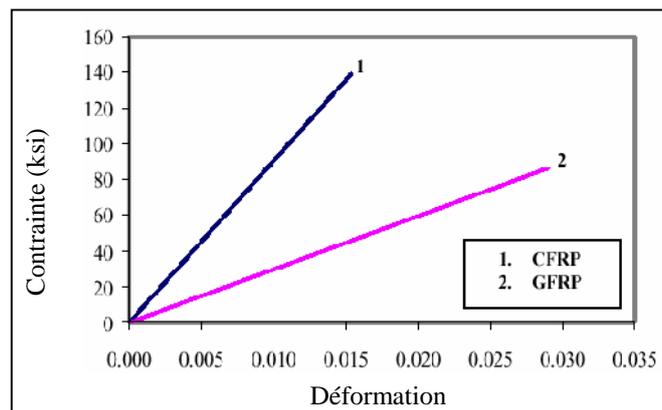


Figure 2.8 : Courbe contrainte-déformation de FRP dans la direction des fibres [12].

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

- Nombre de couches.
- Epaisseur de chaque couche.

- Orientation de la direction de fibre pour chaque couche ().
- 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 majeur pour les trois plans (ν_{xy} , ν_{yz} et ν_{xz}).

Propriétés du composites CFRP de renforcement utilisées pour chaque modèle (matériau Numéro 3)

Il y a deux composites disponibles on va en choisir un pour notre travail

CFRP : Polymère renforcé par des fibres de carbone.

Le Module d'élasticité dans les trois directions

$$E_x=62000 \text{ MPa}$$

$$E_y=4800 \text{ MPa}$$

$$E_z=4800 \text{ MPa}$$

Le Coefficient de Poisson majeur dans les trois directions

$$\nu_{xy}=0.22$$

$$\nu_{yz}=0.22$$

$$\nu_{xz}=0.30$$

La Résistance à la traction est égale à : 958 MPa

Le Module de Cisaillement (MPa) dans les trois directions

$$G_{xy}=3270 \text{ MPa}$$

$$G_{yz}=3270 \text{ MPa}$$

$$G_{xz}=1860 \text{ MPa}$$

2.3.4 La géométrie des poutres

Les dimensions des poutres étaient de 160mm×180mm×1700mm avec une portée de 1500mm (entre nue de d'appui).

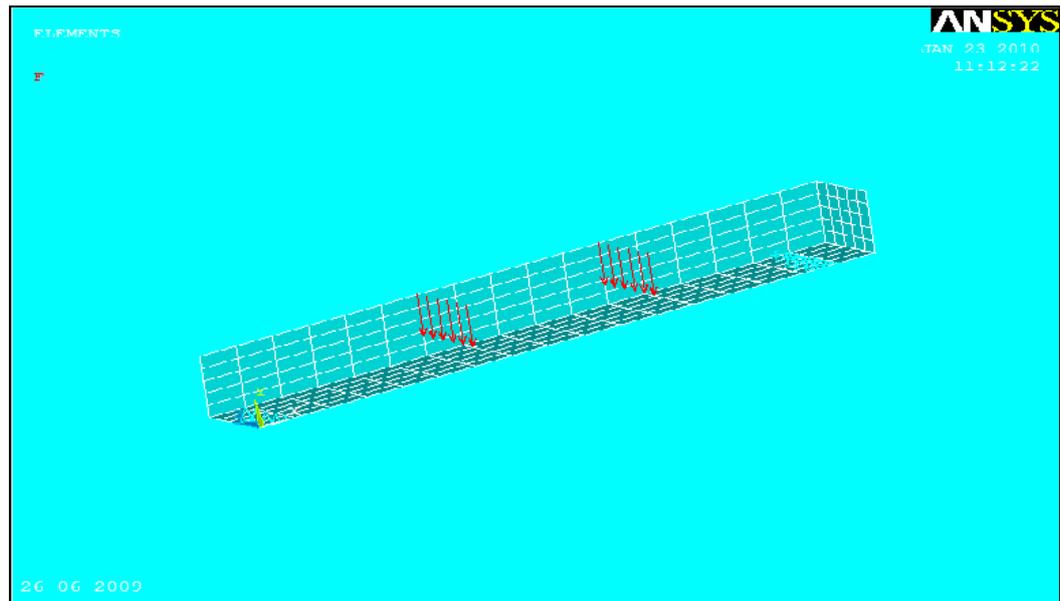


Figure 2.9: géométrie de la poutre par ANSYS

La figure 2. 10 indique la position et le type d'acier 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.

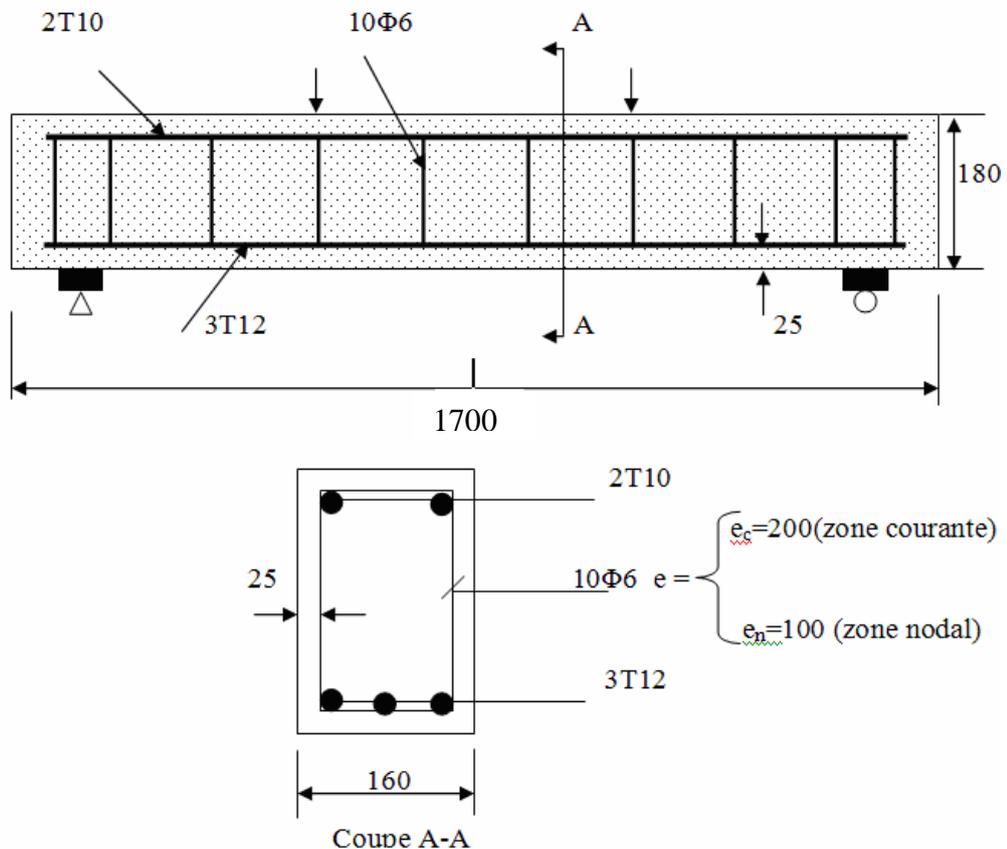


Figure 2. 10: Dimensions et ferrailage de la poutre modélisée (Unité mm)

Dans le meilleur des cas, l'adhérence entre le béton et l'acier devrait être prise en charge. Pour 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.

D'une façon générale, les composites ont été collés sur la poutre en béton après fissuration. Dans cette étude, et pour faciliter la modélisation, des éléments du composite (solid46) ont été attachés au modèle en béton de base sans modéliser la fissuration du béton.

Les composites de renforcement et/ou réparation sont fixés au béton par l'intermédiaire d'une couche adhésive en résine époxyde. Puisque l'épaisseur de la couche d'adhésif est généralement petite (1 à 3 mm), la plupart des travaux trouvés dans la littérature représentent cette couche par un élément d'interface. Par contre Zirba et al [19] ont utilisé des éléments de couches pour représenter l'interface. Tous les autres chercheurs ont opté pour un élément d'interface type Goodman c'est à dire avec une épaisseur nulle pour représenter la même interface.

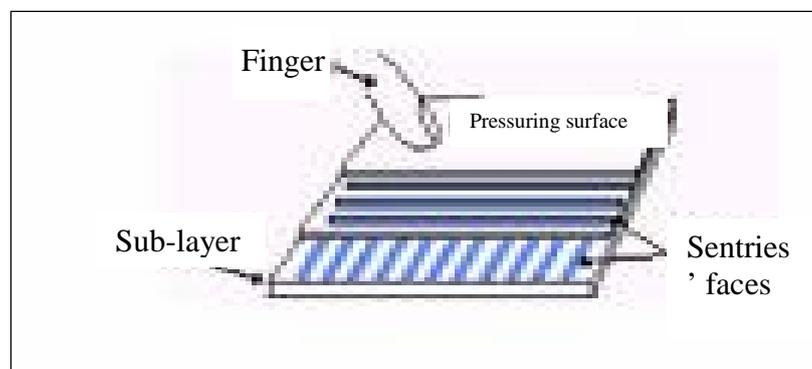


Figure 2.11 : Modélisation de la couche d'adhésif

Les nœuds de l'élément de couche de CFRP (solid46) sont reliés aux nœuds des éléments béton (solide65) adjacents afin de fournir le lien parfait entre les deux matériaux. La figure 2.12 illustre la connectivité des éléments.

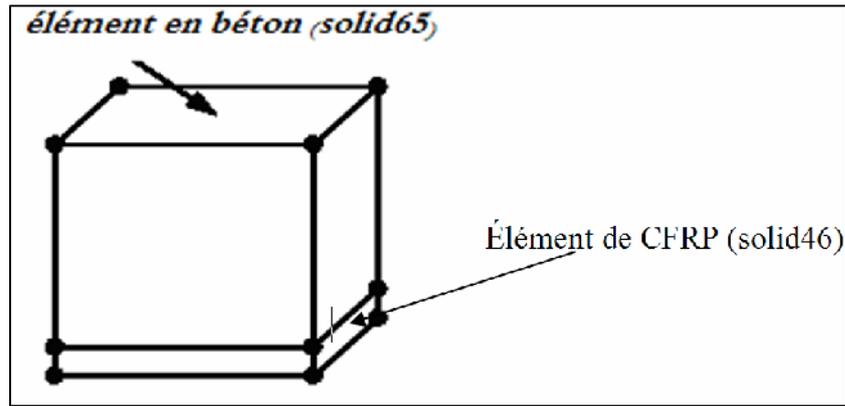


Figure 2.12 : Connectivité entre Élément de couche CFRP (solid46) et acier (link8) [8].

Les diverses épaisseurs des composites 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 CFRP a été utilisée dans les modèles pour éviter des discontinuités. La rigidité globale équivalente des matériaux de CFRP a été maintenue en faisant les changements des modules d'élasticité et de cisaillement assignés à chaque CFRP. Par exemple, si l'épaisseur d'un stratifié de CFRP était artificiellement doublée pour maintenir une épaisseur globale constante, le module d'élasticité et de cisaillement du matériau est réduit de 50%. Noter que le rapport entre le module d'élasticité et de cisaillement est linéaire. L'équation (2.7) montre le rapport entre le module d'élasticité et de cisaillement.

$$G_{xy} = \frac{E_x E_y}{E_x + E_y + 2 \nu_{xy} E_x} \quad (2.7)$$

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 majeur.

2.3.5 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. 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.

2.3.6 Conditions aux limites

En règle générale, les ouvrages sont construits pour supporter et transmettre des charges. Une structure ne peut être justifiée que si elle est correctement chargée. Le but d'un calcul par éléments finis est de montrer que certaines hypothèses et facteurs de sécurité influent sur la résistance de la structure et sa compatibilité avec le niveau de soins autorisés.

Or, la réponse d'un ouvrage résistante est étroitement liée à la modélisation de la charge active. Les charges réelles ne sont pas directement applicables aux structures (considérées comme modèles d'élément finis). Il faut convertir ces charges (dans des directions choisies), en forces et en couples équivalents et les appliquer aux nœuds (associés à des degrés de libertés) d'un maillage. La précision des calculs est donc non seulement en fonction de la façon dont les charges sont traduites numériquement mais également en fonction de la façon dont les modalités d'application des charges (délimitation des voies de circulation sur une chaussée, par exemple) sont interprétées.

2.3.7 La non linéarité

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 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. L'utilisation de l'approche de Newton-Raphson dans un seul degré de liberté d'analyse non-linéaire est montrée dans la figure 2.13 .

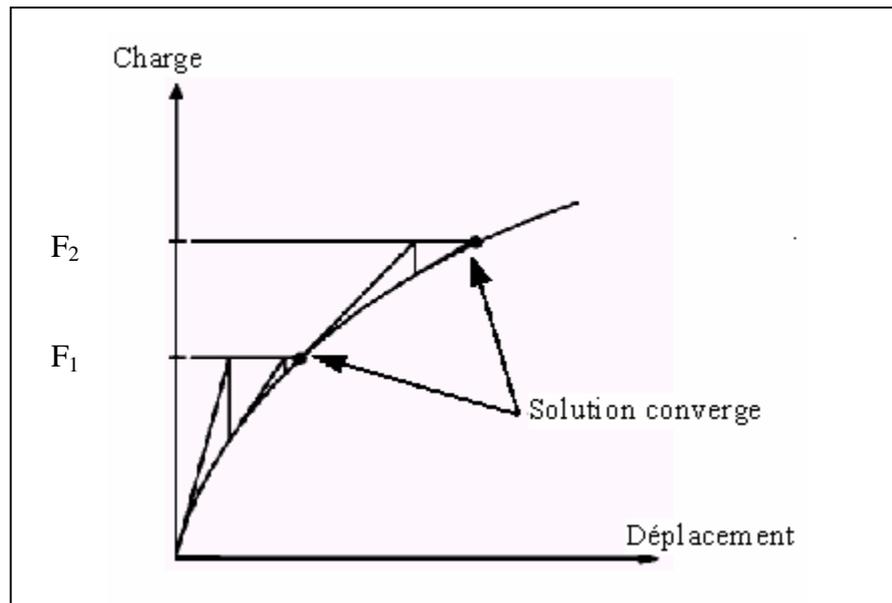


Figure 2.13 : Solution par itération de Newton-Raphson (2 incréments de charge).

Avant chaque solution, la méthode de Newton-Raphson estime le vecteur de l'équilibre de charge (F), qui est la différence entre les forces de la récupération (charges liées aux efforts de l'élément) et les charges appliquées. Le logiciel calcule ensuite une solution linéaire, qu'est les pertes d'équilibre et de la convergence. Si les critères de convergence ne sont pas remplis, le vecteur de l'équilibre de charge est réévalué, la matrice de rigidité est mise à jour et une nouvelle solution est obtenue. Ce processus itératif se poursuit jusqu'à la convergence du problème.

Dans cette étude, les éléments solides (Solid) en béton armé et les critères de convergence ont été basés sur la force et le déplacement ; et les limites de tolérance de convergence ont été initialement choisies par le logiciel ANSYS. Il a été constaté que la convergence des solutions pour les modèles est difficile à atteindre en raison du comportement non linéaire du béton armé. Par conséquent, la tolérance de convergence a été portée à un maximum de 5 fois la limite de tolérance de la poutre (5% pour la force et de 0,5% pour déplacement) pour la convergence des modèles de solution poutre en flexion et au cisaillement. Pour le modèle de référence, le calcul n'est pas réalisé jusqu'à ce que la convergence du processus itératif soit atteinte.

2.4. Travail numérique (méthode d'éléments finis) avec ANSYS

2.4.1 Poutre en béton armé non renforcée

Les étapes suivies dans le pre-processor du logiciel ANSYS sont:

- Le premier matériau est béton, qui est considéré comme un élément de volume (block), le nombre de maille de cet élément est pris égal à : $8 \times 7 \times 34 = 1904$ éléments (solid 65).
- Le deuxième matériau sera l'acier (link 8), qui est considéré comme un élément barre. Cet élément est divisé en : 34 éléments armatures longitudinales, 8 éléments horizontaux et 7 éléments verticaux armatures transversales.

La poutre est avec un appui simple et un appui double dans l'autre côté.

Dans cette étude, l'adhérence entre le béton et l'acier est considérée parfaite, le lien parfait est assuré par une coïncidence entre les nœuds de chaque élément.

2.4.1.1 Lancement du calcul

A partir des caractéristiques mécaniques et géométriques de chaque matériau, le logiciel ANSYS, calcule les contraintes (stress), les déformations (strain) et les déplacements (displacement). Les résultats de la solution sont donnés dans le post-processeur. On peut avoir les résultats graphiquement (contraintes - déformations), ou par des listes (déplacements, contraintes et déformations), ainsi que la distribution des contraintes dans la poutre. Sous l'effet du chargement extérieur, Les deux contraintes observées sont : la contrainte de compression qui apparaît sur la partie supérieure de la poutre et surtout près de l'application de chargement, et une contrainte de traction sur la partie tendue de la poutre qui est très importante (à mi travée) de la poutre.

On remarque que la partie inférieure de la poutre représentée par la couleur bleue est la partie la plus dangereuse. Ces déformations sont dues à la traction du béton et de l'acier. La gravité de la déformation est remarquée au milieu de la poutre. La partie représentée par la couleur rouge est due aux contraintes de compression et on remarque une compression plus importante du béton (la concentration des deux charges).

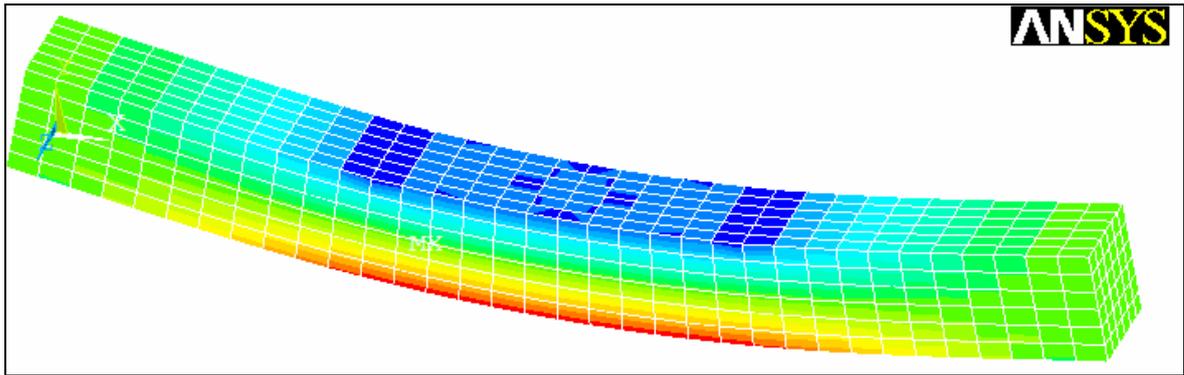


Figure 2.14 : Déformation de la poutre

2.4.1.2 Interprétations des résultats obtenus

On observe une augmentation considérable de la flèche dans la courbe flèche charge Figure 2.15, jusqu'à une charge de 80 kN, correspondant à un écoulement élastique de la poutre en béton armé. Puis un écoulement élastoplastique est observé avec une augmentation rapide de la flèche allant jusqu'à 5.4 mm pour un chargement de 80kN, ce qui représente expérimentalement la propagation des fissures. Au delà d'une charge de 85kN, une évolution rapide de la flèche est notée due à un écoulement plastique (plastification des aciers) dans l'essai expérimental non renforcée.

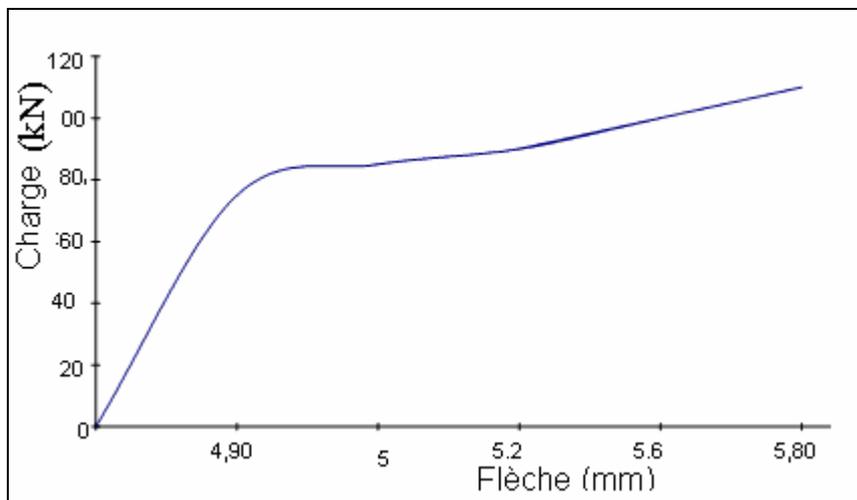


Figure 2.15 : Evolution des flèches à mi travée

La courbe de déformation de la poutre non renforcée en fonction de la charge est représentée par Figure 2.16 . Nous notons une première partie linéaire de la courbe, une variation de la charge entre (0-80) kN, ce qui donne une déformation de (0- 480 $\mu\text{m}/\text{m}$). Cette phase correspond à la phase de béton non fissuré. Pour une charge allant de 80 kN jusqu'à 85kN il y a une déformation significative de (600 microns / m) c'est la phase de

béton fissuré. Au-delà d'une charge de 85 kN, il y a une déformation, une partie très importante de ce béton armé fissuré à l'état plastique.

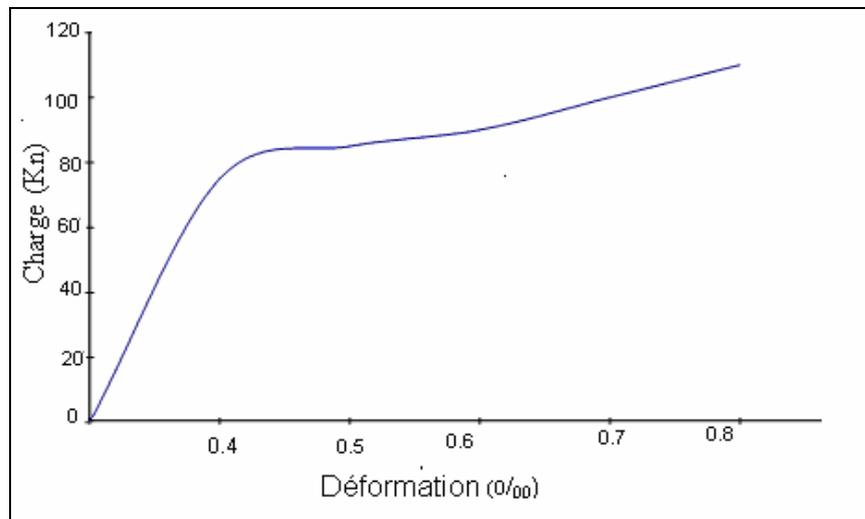


Figure 2.16 : Variation de la déformation en fonction de la charge

2.4.2 Poutre en béton armé renforcée par un matériau composite

Le béton est considéré comme un élément volume. Le matériau composite est représenté comme élément bloc (solid 46), et l'acier comme élément barre. La connectivité entre les trois matériaux est essentielle pour assurer la répartition correcte des efforts. Le nombre des éléments (béton, aciers), reste le même et on ajoute les éléments de CFRP: $20 \times 7 \times 1 = 140$ éléments (CFRP). Nous gardant les mêmes conditions d'appuis que pour la poutre de référence.

2.4.2.1 Lancement du calcul

Les contraintes dans la poutre renforcée sont des contraintes de compression du béton sur la partie supérieure de la poutre, et des contraintes de traction dans les aciers et les matériaux composites.

La figure 2.17, illustre la distribution des déformations de la poutre renforcée avec une déformation importante de la partie inférieure de la poutre (partie tendue), et des déformations sur la partie supérieure de la poutre (partie comprimée).

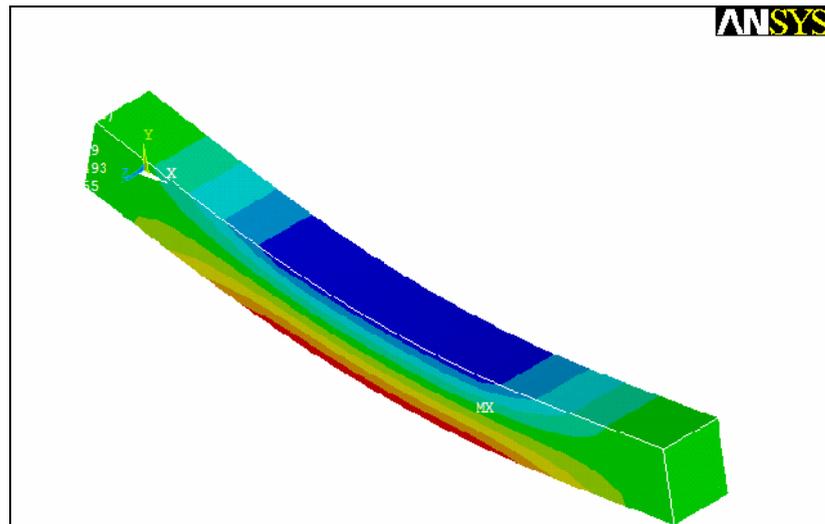


Figure 2.17: Déformations de la poutre.

2.4.2.2 Interprétations des résultats obtenus

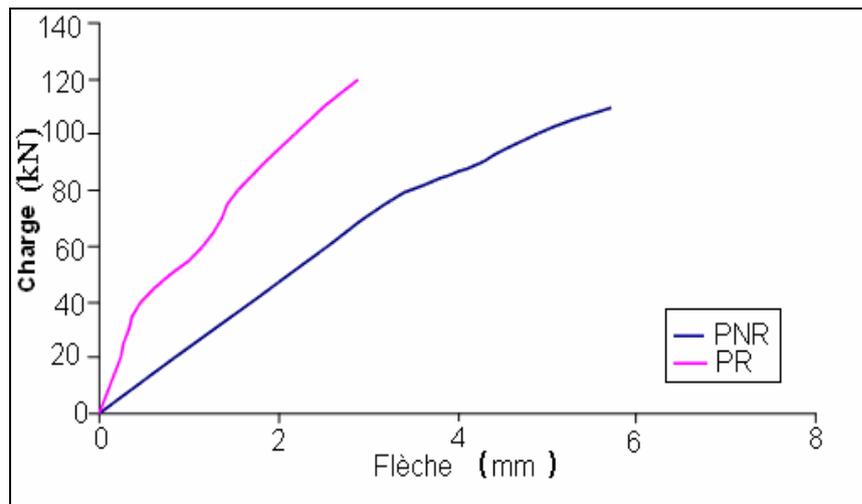


Figure 2.18: Charge –Flèche poutre renforcée et non renforcée

D'après la courbe de l'évolution de la flèche en fonction de la charge, on remarque une résistance à la traction plus importante. La flèche de la poutre de référence est plus grande de 2 fois que celle de la poutre renforcée.

L'objectif de cette étude à l'aide de la méthode des éléments finis est de faire une comparaison entre l'expérimentation et la modélisation numérique.

2.5 Conclusion

Selon l'exposition du modèle numérique, nous pouvons déduire que la capacité du logiciel ANSYS pour résoudre des problèmes non linéaires, ayant une interface graphique le rend plus facile pour l'utilisateur, et il a une bibliographie des articles assez riche en

mesure de satisfaire pratiquement tous les problèmes de modélisation. Cela nous permet d'introduire les différents types de matériaux utilisés dans la modélisation des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites.

CHAPITRE 3

RESULTATS ET DISCUSSION

Chapitre 3

Résultats et discussions

3.1 Introduction

Les résultats de la modélisation par éléments finis utilisant le logiciel ANSYS des poutres renforcées par CFRP sont présentés dans ce chapitre. La poutre en béton armé est modélisée avec les différentes positions des composites. L'analyse est basée sur la prévision des diagrammes charge-déplacement et charge-déformation à mi-distance, de la charge de première fissure; de la charge à la rupture et de la fissuration à la rupture.

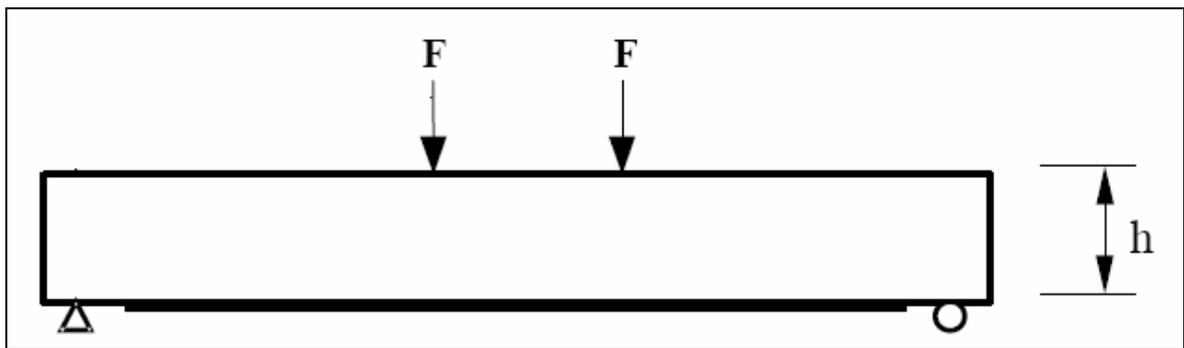


Figure 3.1 : Schéma de la poutre modélisée

3.2 Diagrammes charge-déplacement

3.2.1 Poutre en béton armé de référence

Le comportement de la poutre de référence se caractérise par trois régimes différents (Figure 3.2) :

- 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 3.2 (a)), la flèche atteinte est 0.71 mm.
- Un régime béton armé fissuré, linéaire-parabole, on peut constater l'apparition des premières fissures inclinées à 52.61kN (Figure 3.2 (b)) et la flèche atteinte est de 6.54 mm. Jusqu'à l'état limite de service ($L/250$ environ), la flèche est de 6.62 mm et la charge correspondante est de 52.78 kN.

- Un régime béton armé fissuré plastique après la plastification des aciers de flexion o la flèche finale est de 17.72 mm et la charge finale de 67.83 kN (Figure 3.2(c)).

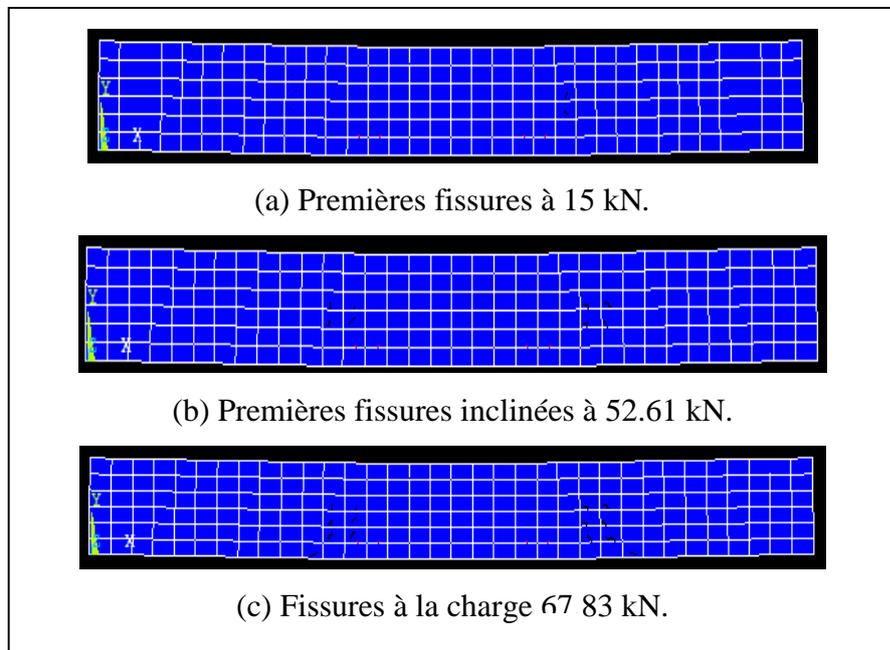


Figure 3.2 : Progression des fissures pour la poutre de référence

(a) Premières fissures à 15 kN, (b) Premières fissures inclinées à 52.61kN, (c) Fissures à la charge 67.83Kn

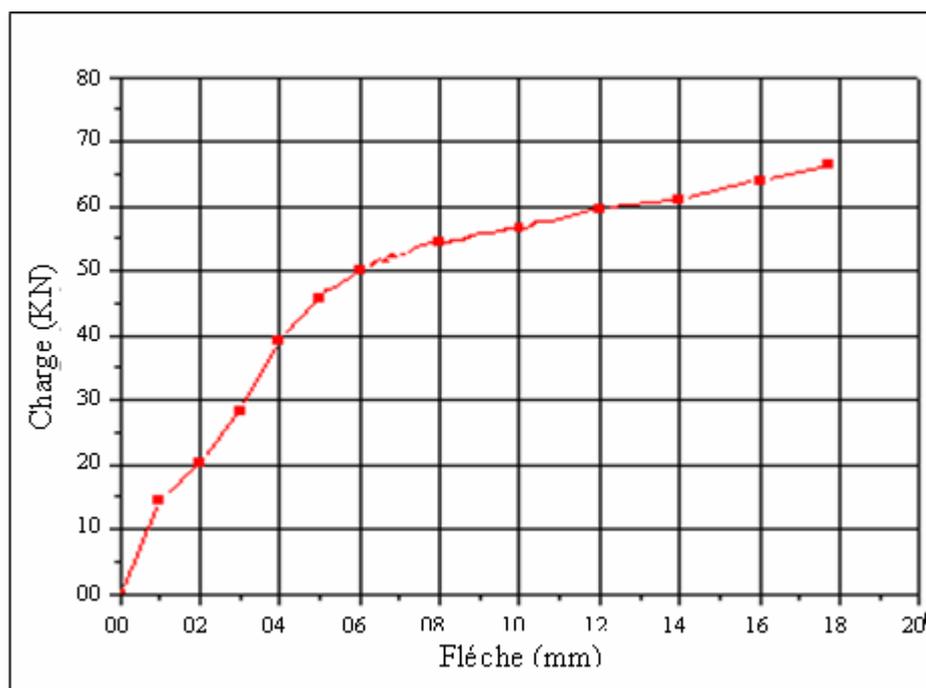


Figure 3.3 : Courbe charge-déplacement pour la poutre de référence donnée par logiciel.

3.2.2 Poutre en béton armé renforcé par du CFRP à la flexion (sous face inférieure)

La figure 3.4 donne 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 prés 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 3.1.

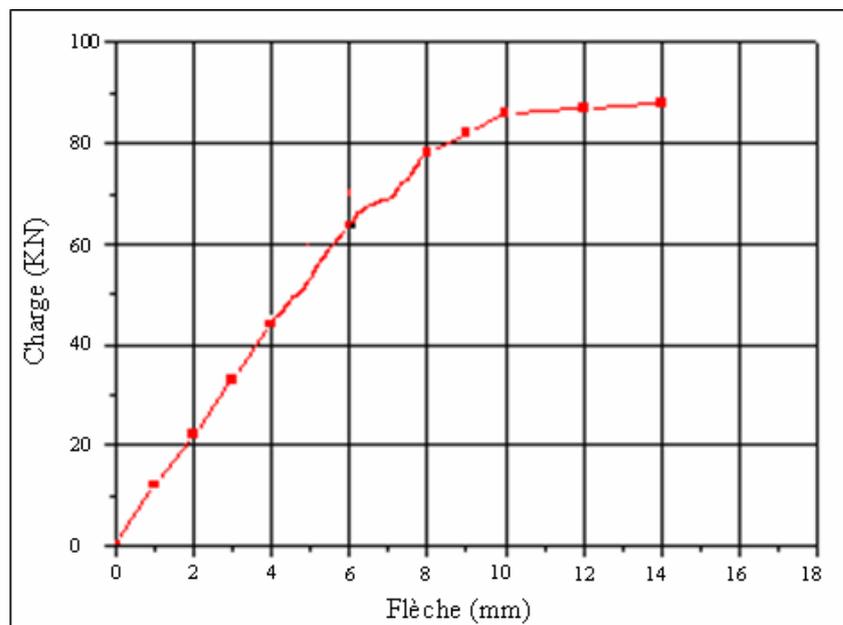


Figure 3.4 : Courbe charge-déplacement pour la poutre renforcée à la flexion

3.2.3 Poutre en béton armé renforcée par du CFRP à l'effort tranchant (sur les deux faces latérales)

Les deux figures (3.5, 3.6) montrent la position des armatures et du composite, ainsi les ruptures au cisaillement donnent la courbe charge-déplacement de la poutre renforcée à l'effort tranchant par tissu de fibres de carbone (CFRP). Les valeurs des trois régimes du comportement sont représentées dans le tableau 3.1.

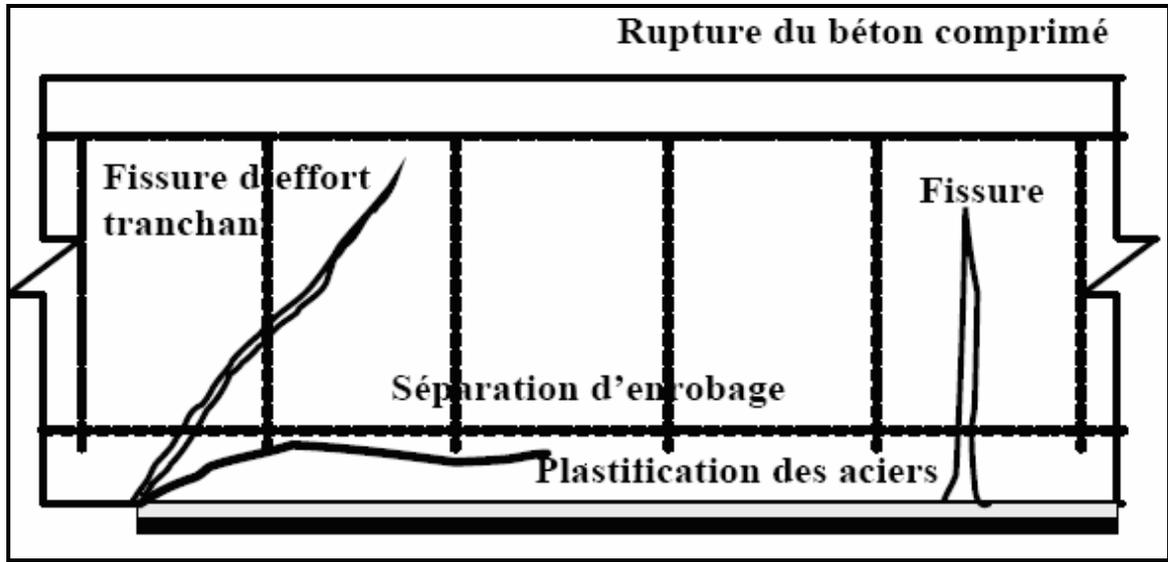


Figure 3.5 : Modes de rupture des poutres renforcées par des matériaux composites

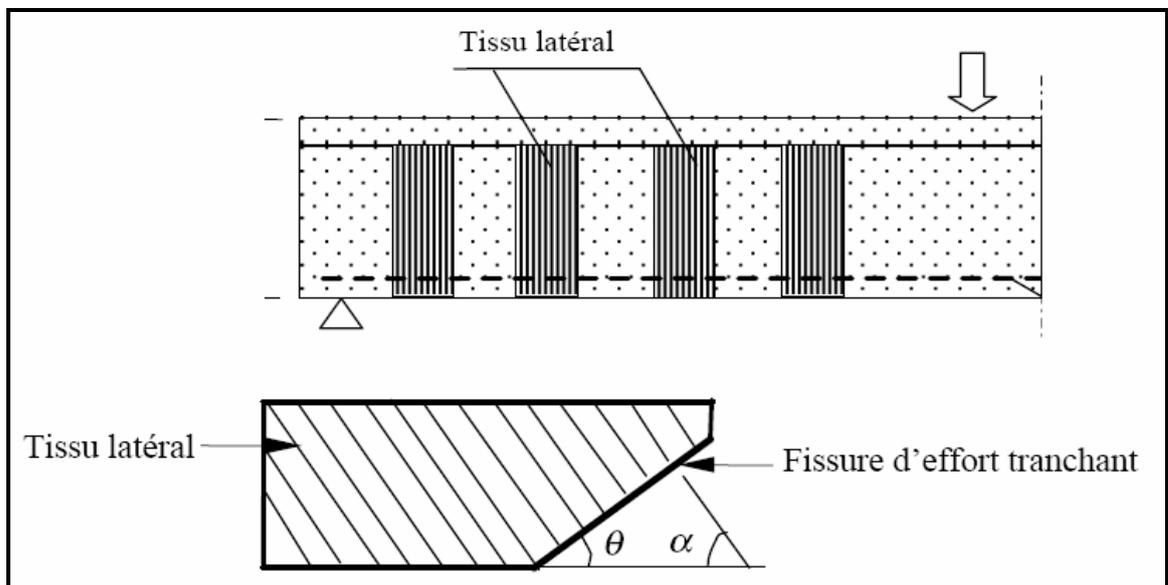


Figure 3.6 : Schématisation des paramètres d'une poutre renforcée latéralement

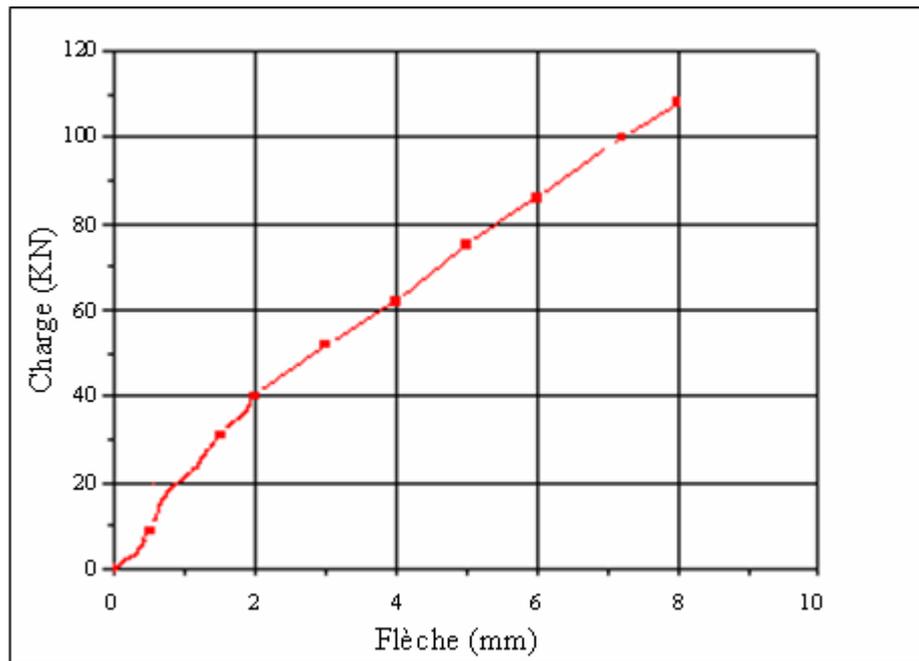


Figure 3.7 : Courbe charge-déplacement pour la poutre renforcée à l'effort tranchant au cisaillement.

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

Au vu des résultats représentés par les courbes ci avant figure (3.3, 3.4, 3.7), on peut à priori faire en premier lieu la comparaison entre les différents procédés en fonction du déplacement obtenu 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 3.1).

Tableau 3.1 : 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 CFRP
P 1 ère fissure (KN)	15	11	10
P ELS (KN)	52.61	65.37	59.42
P ELU (KN)	67.83	90.12	112.01
Flèche 1 ère fissure (KN)	0.71	0.81	0.09
Flèche ELS (mm)	6.54	4.99	3.78
Flèche ELU (mm)	17.72	16.04	8.64
Gain en P ELU renfor./réf. (%)	/	33.24	64.74

En comparant 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, donnent des déformations réduites, avec des déplacements à l'ELU de 16.04 mm et 8.64 mm, respectivement, comparativement à la poutre de référence (17.72 mm), mais avec des charges de rupture plus élevées (90.12 kN et 112.01 kN) par rapport à la poutre de référence (67.83 kN).

3.3 Diagrammes charge-déformation

Les déformations de la poutre sont mesurées à mi-distance entre les fibres supérieures et inférieures des poutres. Les figures 3.8 et 3.9 et 3.10 montrent les courbes des déformations en fonction de la charge appliquée pour chaque poutre. Les valeurs des déformations sont représentées dans le tableau 3.2.

La courbe charge-déformation de la poutre de référence (figure 3.8) montre que la déformation limite est de 1.212‰ et que la charge finale correspondante est de 67.83 kN.

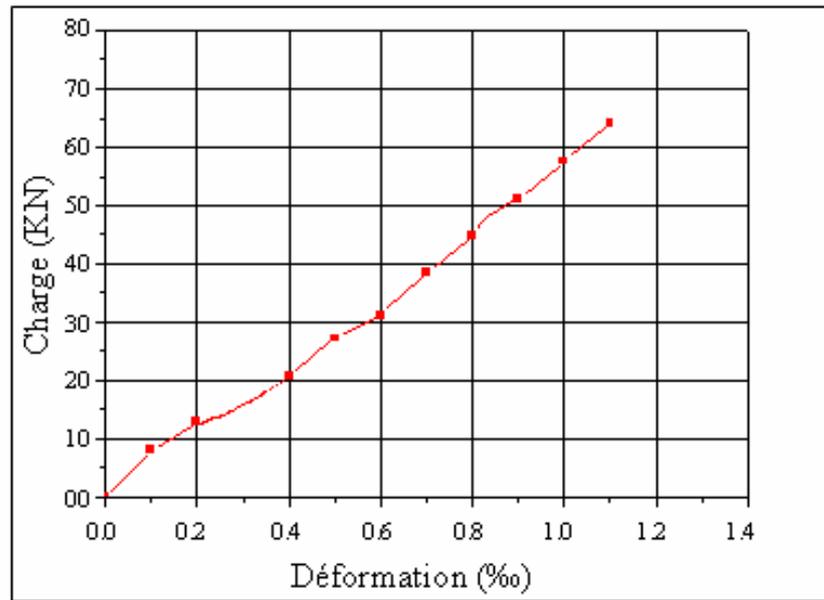


Figure 3.8 : Courbe charge-déformation de la poutre de référence.

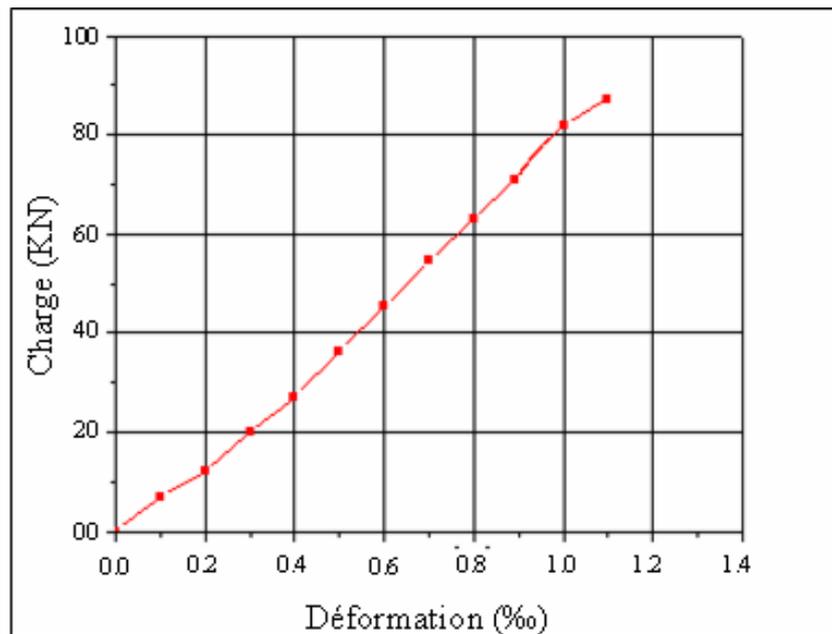


Figure 3.9 : Courbe charge-déformation de la poutre renforcée à la flexion.

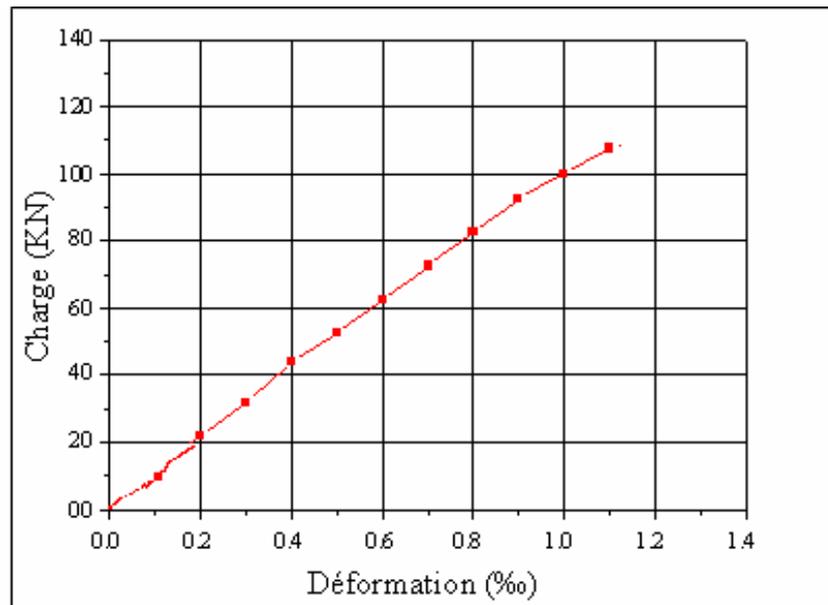


Figure 3.10 : Courbe charge-déformation de la poutre renforcée à l'effort tranchant.

3.4 Effet du procédé de renforcement sur les déformations

L'influence des procédés de renforcement sur la déformation des poutres est résumée dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 : 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 de la poutre ($\mu\text{m}/\text{m}$)	ELS	401	278	316
	ELU	1253	1131	1098
Gain de déformation de la poutre à l'ELU/référence (%)	ELS	//	30.67	21.19
	ELU	//	9.73	12.37

- On constate des gains dans les poutres renforcées à ELS par rapport à la poutre de référence (9.73%, 12.37%) concernant les déformations de la poutre. Cependant, des gains très significatifs (30.67%, 21.19%) sont observés pour les déformations des poutres renforcées à ELU par rapport à la poutre de référence.

3.5 Étude comparative entre le modèle numérique et l'expérimentation

On tiendra compte des résultats des essais expérimentaux, accomplis sur des poutres en béton armé renforcées réalisées par Mr.A.LAICHAOUI [4]. Ces résultats expérimentaux sont la base de notre comparaison aux résultats obtenus par le logiciel ANSYS.

3.5.1 Les expériences accomplies par Mr.A.Laichaoui [4]

Le fondement expérimental suivi par Mr.A.Laichaoui [4] consiste à imposer dix poutres isostatiques en béton armé, à un essai de flexion à quatre points. Les poutres ont une longueur de 170 cm et de section (16*18) cm². La figure 3.11 donne une idée du schéma statique équivalent des poutres d'essai.

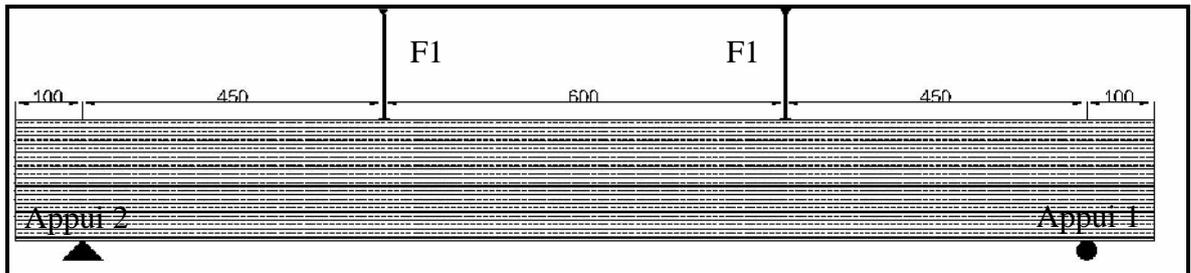


Figure 3.11 : Schéma statique de chargement

La disposition des armatures est de trois barres d'acier HA12 dans la partie tendue (inférieure) et de deux barres HA10 dans la partie comprimée (supérieure), tandis que les cadres sont des aciers doux lisse de diamètre 6 mm, espacés de 20 cm. Ces modèles d'essai se distinguent essentiellement par le type du composite collé et les manières et les localisations du collage appliqués, les poutres sont renforcées avant chargement par collage de composites (figure 3.12). Le détail des matériaux utilisés et leurs caractéristiques sont présentés dans le tableau 3.3.

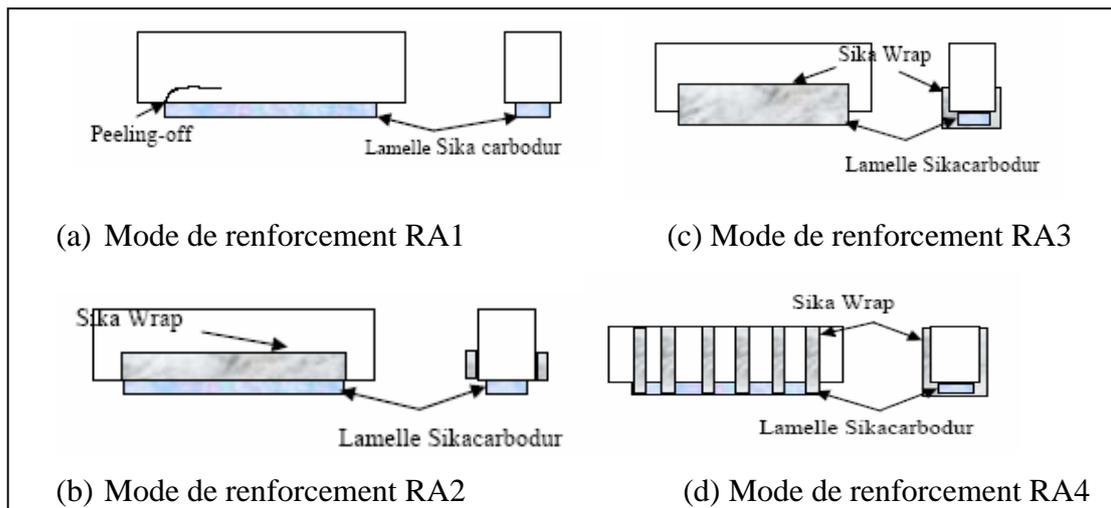


Figure 3.12 : Différents modes de renforcement [4].

Tableau 3.3 : particularités mécaniques des matériaux utilisés.

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	-

Les essais 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 3.13 montre l'effet bénéfique du renforcement sur la diminution de la flèche et l'augmentation de la capacité portante des poutres renforcées.

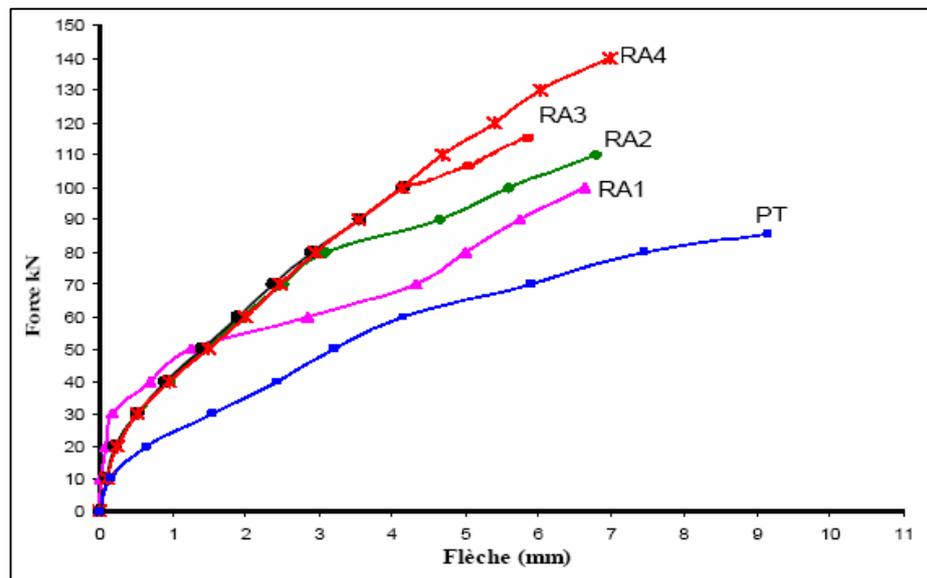


Figure 3.13 : Comparaison des courbes force-flèche à mi-travée.

Les tableaux 3.4 et 3.5 montrent les résultats de l'étude comparative entre les différents modes de renforcements utilisés, et le mode de rupture observé.

Tableau 3.4 : Récapitulation des différents résultats du renforcement [4].

Type de renforcement	PT	RA1	RA2	RA3	RA4
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

Tableau 3.5 : Récapitulation des résultats apportés par le renforcement sur les déformations [déformation en %.] [4].

Type de renforcement	témoin	RA1	RA2	RA3	RA4	
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'acier	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 composite	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

Les résultats ont indiqué que :

- La résistance de la poutre vis-à-vis de la flexion est assurée par le CFRP de renforcement longitudinale. Dépendent il n'améliore pas beaucoup la résistance de la poutre aux efforts tranchants.

- 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 qu'est justifié par la durée de chaque phase.

- 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.

- L'utilisation des matériaux composites comme renfort selon les modes utilisés dans cette étude, permet de réduire les valeurs des flèches à la rupture.

3.5.2 Comparaison entre l'étude numérique et les résultats expérimentaux

Les résultats du modèle numérique sont comparés aux résultats expérimentaux de A.Laichaoui. Les tableaux 3.6 à 3.8 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 Mr.A.Laichaoui [4], on a choisi la poutre RA1 qui a été renforcée par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) (Figure 3.2 (a)) et la poutre RA2 qui a été renforcée par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) et du tissu SikaWrap à 2/5 de la hauteur (7 cm) (Figure 3.2 (b)).

Tableau 3.6 : 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)	^b ELU (‰)	^s ELU (‰)
EXP	PT	40	2.23	88	10.55	0.825	1.678
NUM (ANSYS)	Référence	17.4	0.81	67.83	16.42	1.211	16.001

Tableau 3.7 : 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)	b ELU (%)	s ELU (%)
EXP	RA1	55	2.15	100	6.60	0.899	1.409
NUM (notre modèle)	RA1	26	1.8	84.21	16.01	1.281	8.16

Tableau 3.8 : 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)	b ELU (%)	s ELU (%)
EXP	RA2	58	2.50	115	6.80	0.923	1.529
NUM (notre modèle)	RA2	30.1	2	88.01	11.99	1.265	3.12

Les figures 3.14 et 3.15, 3.16 donnent les courbes charge-flèche issu de la modélisation et des essais expérimentaux pour chacune des trois poutres. La figure 3.14 indique que la courbe charge-flèche de modèle d'élément fini 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 17.4 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 67.83 kN pour le modèle est inférieur à la charge finale de 88 kN pour la poutre expérimentale par 24%.

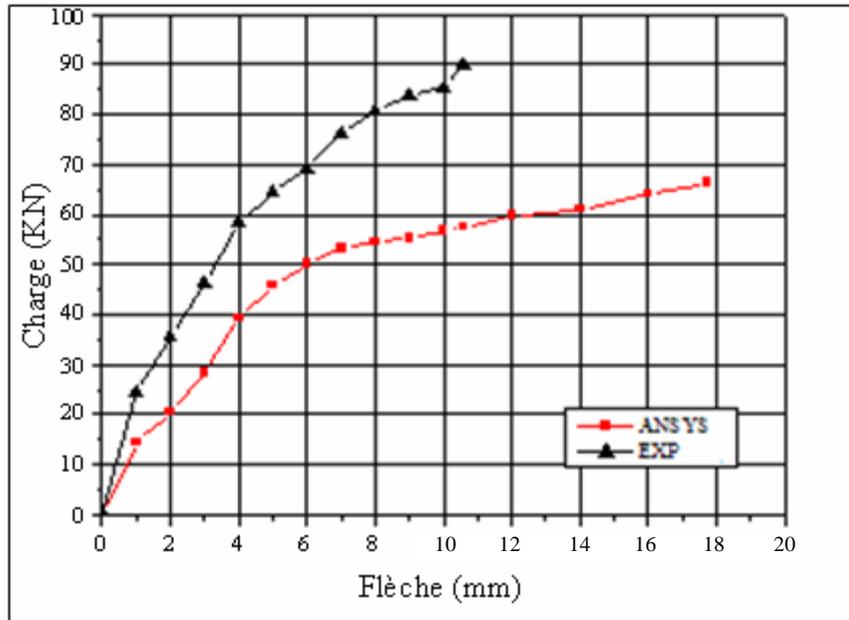


Figure 3.14 : Courbes charge-flèche à mi-travée pour les poutres de référence.

La figure 3.15 indique que la courbe charge-flèche de modèle ne se conforme pas 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 26 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 84.21kN, moins que la charge finale pour la poutre expérimentale (100 kN) par approximativement 22%.

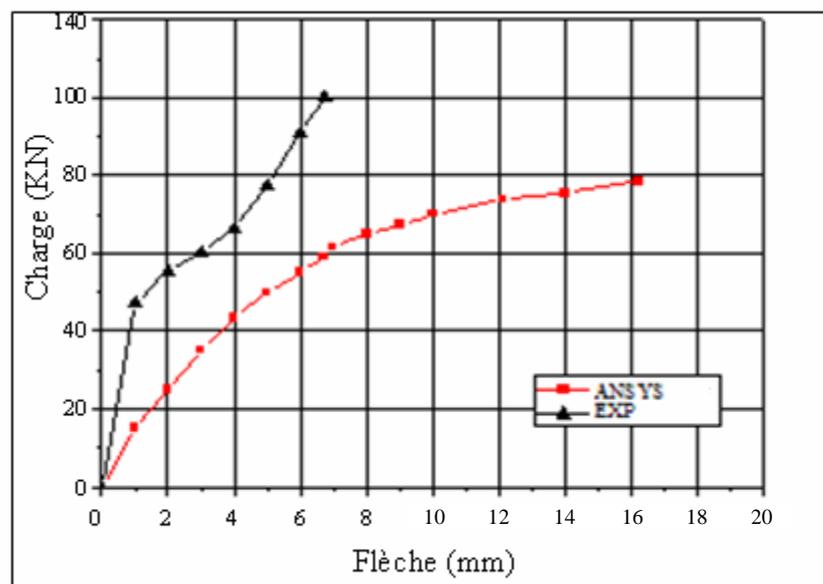


Figure 3.15 : Courbes charge-flèche à mi-travée de la poutre RA1.

La figure 3.16 indique 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 30.1 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 88.01 kN pour le modèle, est moins que la charge finale de la poutre expérimentale (115 kN) par approximativement 27%.

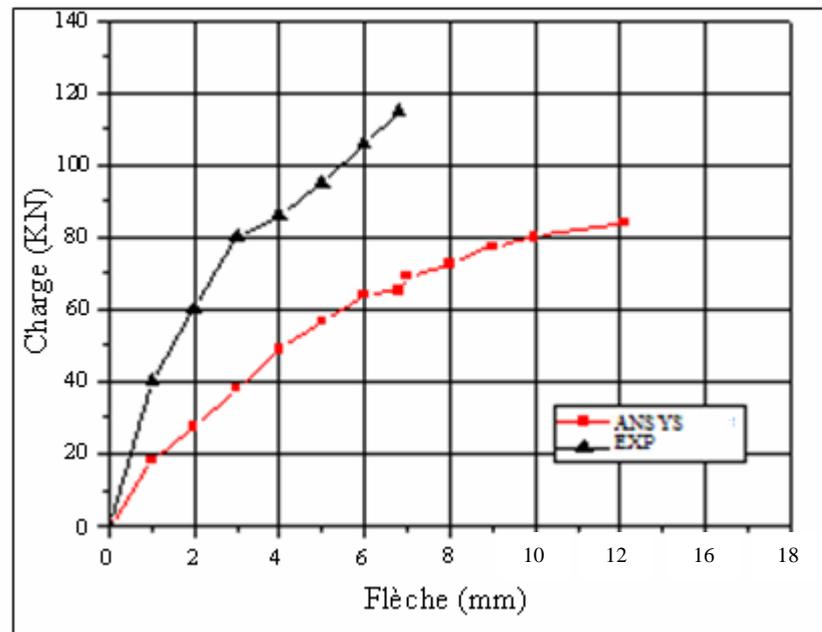


Figure 3.16 : Courbes charge-flèche à mi-travée de la poutre RA2.

D'une manière générale, les courbes charge-flèche pour chacune des trois poutres de la modélisation par éléments finis sont comparables aux résultats expérimentaux dans la partie linéaire. Un 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 du Coefficient de Poisson μ et du Module de cisaillement 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 3.17 illustre les différences dans le comportement de charge-flèche pour les trois modèles d'éléments finis d'ANSYS. Les courbes démontrent 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 3.13).

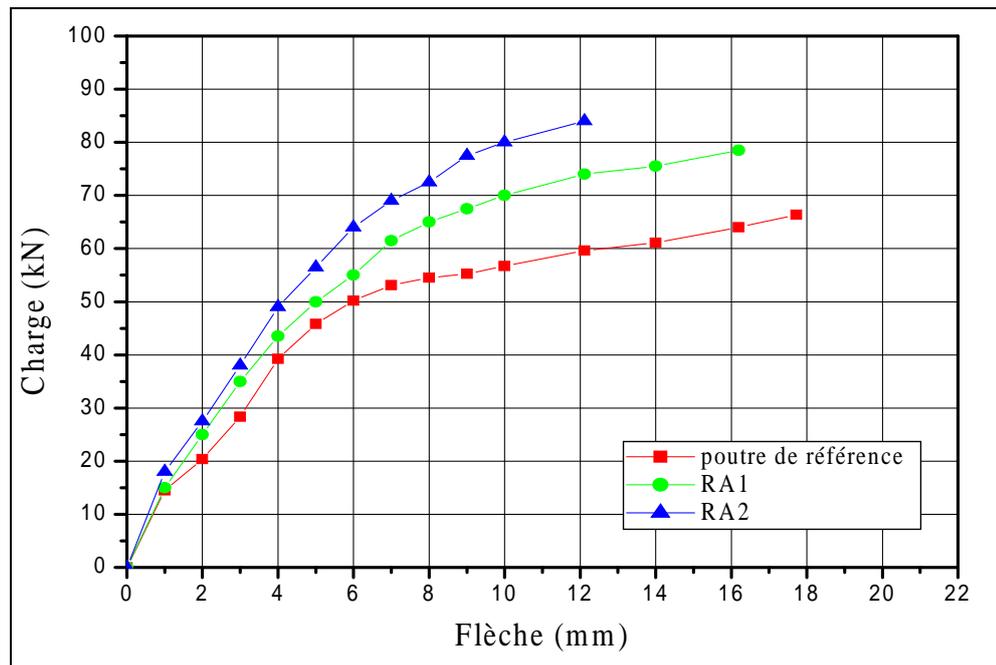


Figure 3.17 : Comparaison des courbes charge-flèche à mi-travée pour les trois modèles

Les figures 3.18 et 3.19 indiquent les comparaisons des courbes charge-déformation du béton comprimé selon les résultats obtenus par le logiciel ANSYS et les résultats expérimentaux pour chaque poutre. 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.

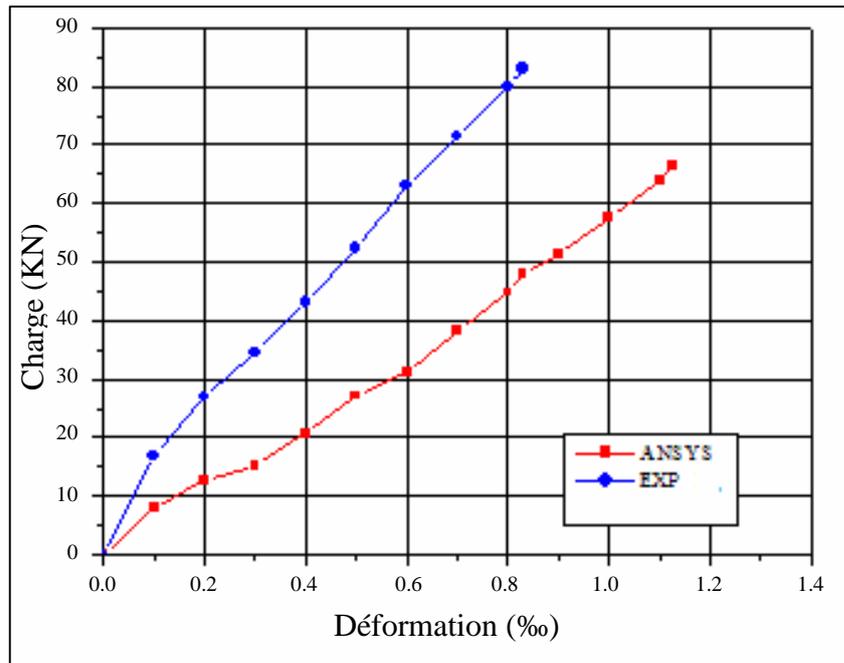


Figure 3.18 : Courbes charge-déformation du béton des poutres de référence.

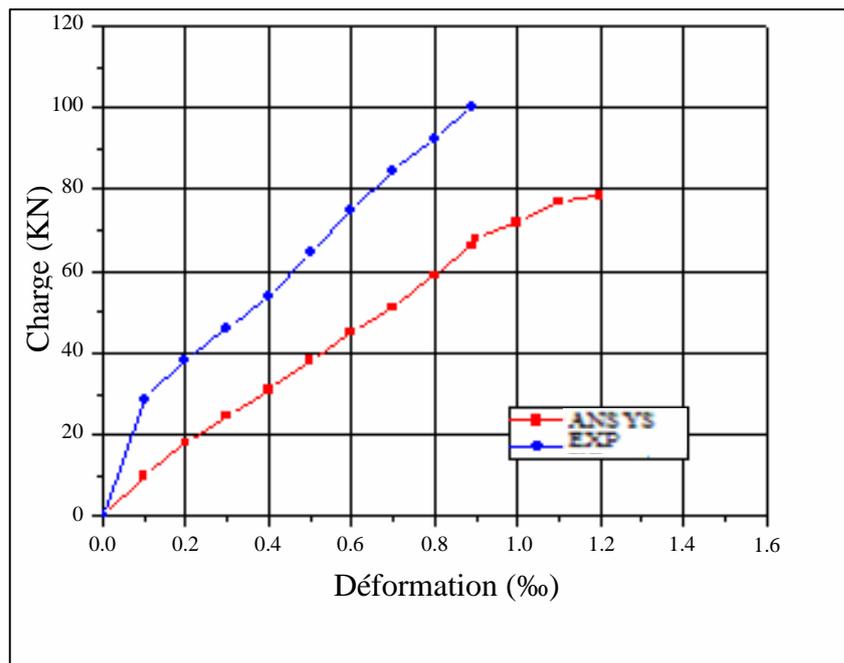


Figure 3.19 : Courbes charge-déformation du béton de la poutre RA1.

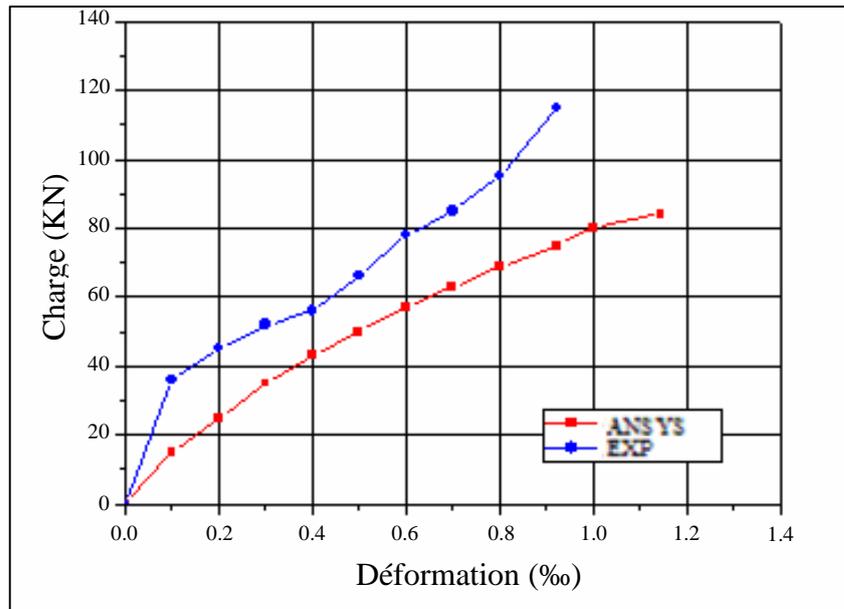


Figure 3.20 : Courbes charge-déformation du béton de la poutre RA2.

Les figures 3.21 et 3.22, 3.23 indiquent les comparaisons des courbes charge-déformation de l'acier. Les figures 3.21 et 3.22 indiquent 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.

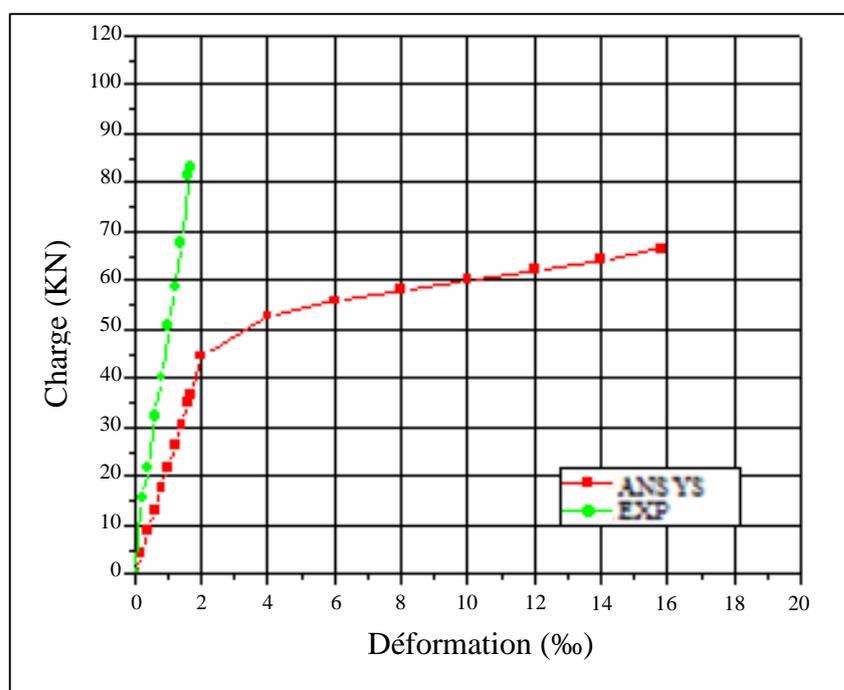


Figure 3.21 : Courbes charge-déformation d'acier des poutres de références.

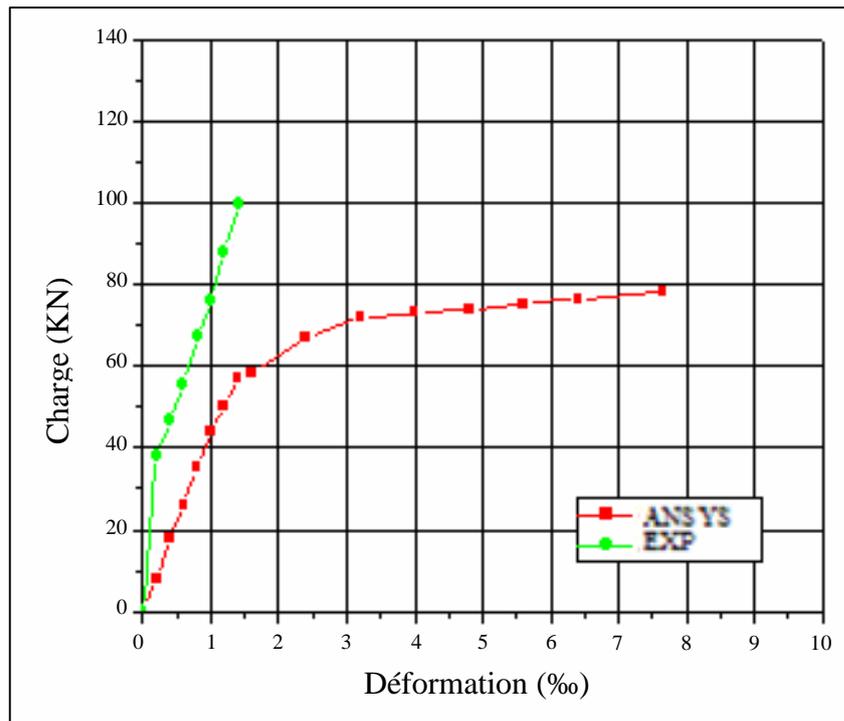


Figure 3.22 : Courbes charge-déformation d'acier de la poutre RA1.

La figure 3.23 indique que les courbes charge-déformation d'acier de la poutre RA2 ont des tendances semblables, mais les déformations 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 elle est de 1.529‰.

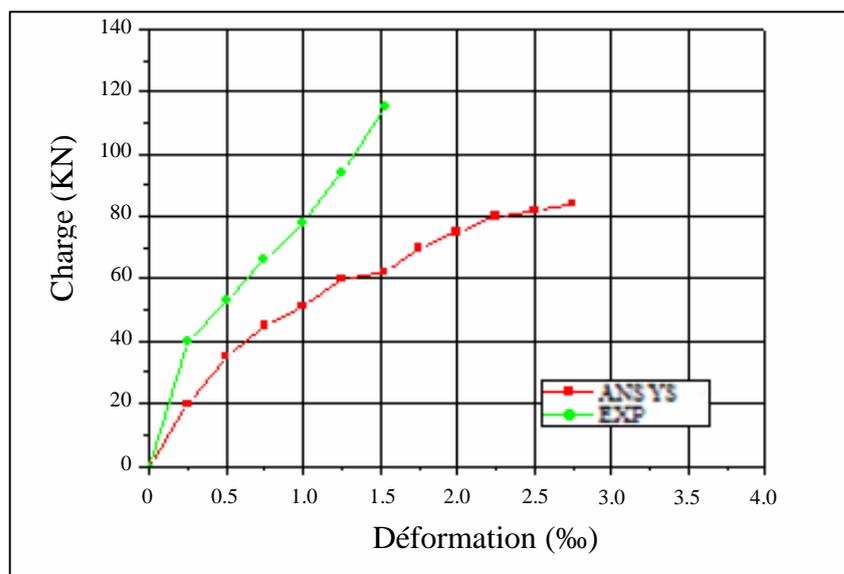


Figure 3.23 : Courbes charge-déformation d'acier de la poutre RA2.

3.6 Conclusion

Les conclusions qu'on peut tirer de L'analyse des résultats numériques sont les suivantes :

- Les poutres renforcées par les composites CFRP donnent des déformations réduites, en comparaison avec la poutre de référence, sous charges de rupture plus importantes.

- Les poutres renforcées par les composites CFRP présentent des gains négligeables dans les déformations du béton en compression en comparaison à la poutre référence.

- Les poutres renforcées par les composites CFRP présentent des gains très significatifs dans les déformations d'aciers tendus en comparaison à la poutre de référence.

- 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.

- l'apparition des fissures dans les modèles est réduite par Les composites de renforcement.

- Un Legé écart entre les résultats numériques obtenus et les résultats d'essais expérimentaux, qui 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.

CONCLUSION

**CONCLUSION GENERALE
ET RECOMMANDATIONS**

Conclusion GENERALE Finale Et Recommandations

Dans cette modélisation non linéaire des poutres en béton armé renforcées par collage des composites CFRP qui a été l'objet de nombreuses études expérimentales et numériques, certains aspects du comportement d'ensemble des structures en béton armé renforcées par collage extérieur restent encore à éclairer. Notre contribution consiste à trouver un outil de calcul qui permette d'évaluer les contraintes et les déformations afin de dimensionner ou de renforcer ce type de structure, 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. Nous avons utilisé le logiciel **ANSYS**, qui permet de modéliser précisément le comportement de structures en béton armé. En utilisant un modèle tridimensionnel, nous avons choisi les types des éléments, ainsi que les modèles des matériaux convenables dans la modélisation des différents matériaux de la poutre renforcée. Cela est accompli après avoir fait une recherche dans les travaux expérimentaux et numériques élaborés dans la revue bibliographique et les travaux effectués en Algérie, ainsi que sur les différents modèles numériques des poutres renforcées par des composites.

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

- Un léger écart entre les résultats numériques obtenus et les résultats d'essais expérimentaux, qui 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.

- La confrontation entre les résultats numériques et expérimentaux 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.

- La divergence constaté entre les résultats de notre modèle numérique et les résultats expérimentaux 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 cette divergence. En plus, l'adhérence entre les matériaux est assurée parfaitement 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 :

- Prendre d'autres cas d'études de poutres (béton précontraint, mixte, ou en acier) afin de confirmer nos conclusions.
- 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]. S.AVRIL, A.VAUTRIN, Application de la méthode de grille a la caractérisation des mécanismes de déformation de poutres en béton armé réparées par matériaux composites, *XVème Congrès Français de Mécanique, Nancy, 3 – 7 Septembre 2001*.
- [2]. D.T Nguyen, A. Limam, J.F GeorGIN, J.M Reynouard, G. Michel, D. Dauffer Caractérisation et qualification du renforcement en TFC de dalles béton armé endommagées, *URGC-Structures, INSA de Lyon, 2001*.
- [3]. M. 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.
- [4]. A. Laichaoui, Analyse expérimental du comportement des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites, Mémoire de Magister sous la direction de M.Abdessemed et A.Bali, ENP, Alger, 2006.
- [5]. C. DOUTHE, étude de structures élancées précontraintes En matériaux composites application a la conception des gridshells, Docteur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées « Structures et Matériaux », novembre 2007,33-73p.
- [6]. E. Ferrier, F. Colomb, P. Hamelin, Comportement de structures en béton armé renforcées par matériaux composite vis-à-vis de leur mise en conformité sismique, LGCIE -Université Lyon 1-*INSA LYON 1*, 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [7]. A. Prenleloup, Analyse de l'état de contrainte et de l'endommagement d'assemblages sertis en matériau mixte métal-composite sollicités en traction ou en flexion, Ecole Polytechnique Fédérale De Lausanne, Thèse N° 4005 (2008),27-43 p.
- [8]. Tutorials of ANSYS, version 12.0.1, 24 février 2009. Release 12.01 - © 2009 SAS IP, Inc. USA.
- [9]. B. Kerboua, E. Bedia, A. Tounsi, M. Kotbi, Impact des composites -FRP- sur le renforcement et la réhabilitation des structures endommagées par leur environnement, SBEIDCO – 1st International Conférence on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) - October 12-14, 2009.
- [10]. M .Boukhezar, M L .Samai, H. Chabil, étude paramétrique du comportement d'une Poutre renforcée en matériaux composites en comparaison avec celle en béton armé,

SBEIDCO – 1st International Conférence on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) - October 12-14, 2009.

[11]. T.T. Bui, Modélisation expérimentale et numérique (MEF et MED) du comportement des voiles en maçonnerie soumis à des chargements hors plan: Le cas des souffles et des avalanches, Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale, 2009.

[12]. A. Chateauminois, Matériaux Composites, Laboratoire PPMD, ESPCI, Octobre 2008.

[13]. A. Merdas- N. Chikh, renforcement des poutres en B.A. Par des matériaux composites utilisant la technique NSM, Université Ferhat Abbas, Sétif. LMDC, Université Mentouri Constantine. Novembre 2008

[14]. Pr P. Hamelin, Les Potentialités des matériaux composites pour le renforcement, Laboratoire Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale LGCIE - Equipe MECAMC Université Lyon I, Octobre 2007.

[15]. Pr P. Hamelin, Réparation des ouvrages par matériaux composites : Recommandations AFGC, Laboratoire Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale LGCIE - Equipe MECAMC Université Lyon I, Octobre 2008.

[16]. E. POLANIA, Contribution A L'étude Du Comportement Des Planchers Composites Poutres - Dalles Alvéolées Préfabriquées En Béton, L'institut National Des Sciences Appliquées De Toulouse, Juin 2006.

[17]. R. Suter, Renforcements Parasismiques Au Moyen De Matériaux Composites, Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg, 2006.

[18]. SIKA , Cahier Des Clauses Techniques, Procédés de renforcement des structures par collage d'armatures à base de fibres de carbone, janvier 2007.

[19]. A. Zirba , T. al (2000), Durability of FRP as reinforcement for concrete structure, Advanced composite material in bridge and structures, Editeur J. Humar, A Razaqpour, pp.3-18.