



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Direction de la Post-Graduation & Recherche Scientifique

Mémoire de Magistère

Option : Structures et Matériaux

Présenté par

Mr. HEMAIDI ZOURGUI NADJIB

Ingénieur d'état en Travaux Publics

Diplômé de L'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics -Kouba-Alger

MODELISATION NUMERIQUE D'UNE POUTRE EN BETON ARME RENFORCEE PAR LAMELLES ET TISSUS EN FIBRES DE CARBONE

Soutenu le 18 avril 2011 devant le Jury composé de :

Mr A. ZERZOUR	Maitre de conférences	ENSTP	Président
Mr M.TAKI	Maitre de conférences	ENSTP	Rapporteur
Mr M.DJEDDI	Professeur	UMBB	Examineur
Mr S.KENAI	Professeur	USDB	Examineur
Mr M. HADID	Maitre de conférences	ENSTP	Examineur

REMERCIEMENTS

D'abord et avant tout, je dois remercier ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la force et la patience pour achever mon travail.

Je remercie mon encadreur le docteur TAKI MOHAMED Maitre de conférences à l'ENSTP de Kouba pour tous ces efforts et ces encouragements continus durant les années de travail.

Je remercie ma chère mère pour ces encouragements et ça participation morale et financière.

Je tiens à remercier aussi mes chères amis surtout KHELFI MOBAREK, CHABANE ABOUDJIHAD, BOUA BILAL, CHEIKH AZIZ, le personnel de L'ENSTP et tous ceux qui m'ont aidé pour mettre au point ce travail.

ملخص

إن تقنيات تدعيم وإعادة تأهيل البنايات الخرسانية متعدّدة وكثيرة ومن وهذه التقنيات الشائعة الاستعمال في السنوات الأخيرة : التدعيم باستعمال المواد المركبة. وإحدى هذه التقنيات موضوع هذه المذكرة هو القيام بوضع لفائف من المواد المركبة المكونة من ألياف كاربونية مجتمعة مع غراء إيبوكسيدي على السطوح المتضررة للعناصر الخرسانية. وكما أن استعمال هذه المواد المركبة ذات الخصائص الفعّالة والمكثّفة نسبيا يكون عادة بناء على نوع الملاحظات الإنشائية وخبرة المهندس في حالة المنشآت البسيطة فإن الأمر على خلاف ذلك في المنشآت المركبة والغير عادية. ولاختيار طريقة اقتصادية وفعّالة في كيفية توزيع هذه المواد المركبة جاء هذا العمل لاقتراح طريقة يمكن الاعتماد عليها لتحديد النمط والكمية الملائمة من المواد المركبة المراد استعمالها. وقد تم استعمال برنامج الروبوت لنمذجة روافد خرسانية مدعمة كما تم في الأخير مقارنة النتائج المتحصل عليها بما أنجز في المخبر من طرف الطالب عيشاوي سنة 2006 م.

الكلمات الرئيسية: رافدة، الخرسانة المسلحة، التدعيم، الألياف الكاربونية، أنماط التدعيم

Abstract

There are many ways and techniques to strength the RC structures, one of them the strengthening using the composite materials, which is commonly used in recent years. The subject of this work is to put rolls of composite materials consisting of carbon fibers with an epoxy resin on the damaged area of the RC elements. Just as the use of these composite materials with the effective characteristics and relatively expensive, be usually based on the type of the observations and the experience of the structural engineer in the case of the simple structures but it's not the case in the complex and unusual structures. So to select an economical and effective way on how to distribute this composite material on the RC element we proposed this work as a reliable way to select the type and the appropriate quantity of this used material. In this work we used a finite element program Autodesk robot to model the strengthened RC beams and finally we compared our results with those obtained on the laboratory by the student Aichaoui on 2006.

Key words: Beam, Reinforced concrete, strengthening, Carbon fibers, strengthening ways.

Résumé

Il existe plusieurs techniques de réhabilitation et de renforcement des structures en béton armé, parmi ces techniques il y a le renforcement par les matériaux composites (matrice+renforts). L'une de ces techniques de renforcement, objet de ce mémoire, consiste à disposer des bandes de matériaux composites en fibres de carbone, associées avec une résine époxyde, sur les surfaces endommagées.

Cependant, l'utilisation de ces matériaux de hautes performances a un coût non négligeable. À l'heure actuelle, les méthodes de l'utilisation de ce type de renfort dans le génie-civil résident essentiellement sur des observations structurelles ainsi que sur l'expérience de l'ingénieur. Toutefois, dans le cas de structure complexe la détermination de la distribution du renfort n'est pas évidente et l'expérience ne suffit plus.

Afin d'aboutir à une économie de matériau, à travers une distribution adéquate, voire optimisée, des renforts sur les régions endommagées, notre travail consiste à

proposer une méthode de dimensionnement, tenant compte des caractéristiques mécaniques des éléments à renforcer, celles des renforts et de leurs distributions. Après une description du comportement en flexion des poutres de sections rectangulaires renforcées par matériaux composites mettant en évidence les différentes phases principales du processus de rupture de l'élément renforcé, nous avons consacré notre travail à une simulation numérique et paramétrique de ces dernières, par le logiciel Robotbat, en faisant varier la distribution et la proportion des renforcements.

Les résultats des différents cas étudiés, issus de la simulation numérique, sont confrontés aux résultats expérimentaux obtenus par Monsieur Aichaoui en 2006.

Mots clés : Poutre, Béton armé, Renforcement, Fibres de carbone, Modes de renforcement.

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I :	
Le renforcement des structures en BA au moyen des matériaux composites	
I.1 Introduction.....	3
I.2 Les Matériaux composites.....	3
I.2.1 Les renforts.....	4
I.2.2 Les fibres.....	4
I.2.2.1 Fibre d'aramide.....	5
I.2.2.2 Fibre de verre	6
I.2.2.3 Fibre de carbone.....	7
I.2.2.4 Fibre de bore.....	8
I.2.2.5 Fibre de silice (ou de quartz).....	8
I.2.2.6 Fibres de polyéthylène de haut module	8
I.2.3 Architecture des renforts.....	9
I.2.4 Ensimage.....	11
I.2.5 Les charges.....	11
I.2.6. Les matrices.....	15
I.3- Les procédés de transformation des matériaux composites.....	18
I.4- L'utilisation des matériaux composites dans le domaine de génie civil.....	19
I.4.1. Procédés de Renforcement.....	19
I.4.2. Un matériau qui remplace avec succès l'utilisation des tôles métalliques pour la réhabilitation des structures en béton armé.....	21
I.5- L'utilisation des matériaux composites dans le monde.....	25
I.6- La mise en œuvre des matériaux composites.....	33
I.6.1. Procédures d'application des matériaux composites.....	33
I.6.2. La mise en œuvre du renforcement par des produits Sika.....	35
I.6.2.1. Mise en œuvre de SIKA CARBODUR.....	36
I.6.2.2. Mise en œuvre du Sika Wrap.....	36
I.7- Conclusion.....	38

Chapitre II :

Comportement des poutres en béton arme renforcées par des matériaux composites.

II.1 Introduction.....	39
II.2 Comportement des poutres en béton arme soumises à la flexion.....	40
II.2.1 Lois de Comportement du Béton.....	40
II.2.2 Loi de Comportement de l'Acier.....	46
II.2.3 Comportement global d'une poutre en BA.....	48
II.2.4 Mécanismes de rupture d'une poutre en Béton Armé.....	51
II.3 Comportement des poutres en béton arme renforcées par des fibres de carbone.....	55
II.3.1 La Résistance du Renfort	55
II.3.1.1 Traction dans la direction des fibres.....	55
II.3.1.2 Compression dans la direction des fibres.....	55
II.3.1.3 Traction et compression transversales-dimensionnement des renforts.....	55
II.3.2 L'utilisation des nouveaux matériaux composites pour remplacer l'acier.....	56
II.3.2.1 Renforcement en flexion.....	56
II.3.2.2 Renforcement au cisaillement.....	62
II.4 Conclusion.....	65

Chapitre III :

Choix et développement d'un modèle théorique pour la modélisation numérique.

III.1 Introduction.....	66
III.2 Processus de rupture d'une poutre en béton armé et/ou renforcée par matériaux composite.....	67
III.3.Présentation du logiciel de calcul.....	72
III.4.L'élaboration des modèles de calcul.....	73
III.4.1 .Les caractéristiques des matériaux utilisés.....	73
III.4.1.a. Le béton.....	73
III.4.1.b.L'acier.....	74
III.4.1.c.Les matériaux composites.....	74
III.4.2.Les Modèles adoptés pour cette étude	76
III.4.2.1-La poutre témoin en béton armé.....	77
III.4.2.2-Les poutres renforcées.....	78
III.4.2.2.a-La poutre renforcée RA1.....	78
II.4.2.2.b -La poutre renforcée RA2.....	79

I III.4.2.2.c-La poutre renforcée RA3.....	80
III.4.2.2.d -La poutre renforcée RA4.....	81
III.5.Conclusion.....	82

Chapitre IV:

Résultats numériques et interprétations

IV.1.Introduction.....	83
IV.2. les résultats de l'étude numérique.....	84
IV.2.1. Poutre témoin en béton armé.....	84
IV.2.2. Poutres renforcées.....	86
IV.2.2.1. Poutre Renforcée par une Lamelle sur la Face Inférieure (RA1).....	86
IV.2.2.2. Poutre Renforcée par une Lamelle sur la Face Inférieure et un Tissu sur les Faces Latérales (RA2).....	89
IV.2.2.3. Poutre Renforcée sur la Face Inférieure par une Lamelle et un Recouvrement de Tissu sur la Face Inférieure et les Faces Latérales (RA3).....	92
IV.2.2.4 Poutre Renforcée par une Lamelle sur la Face Inférieure et des Bandes de Tissu sur les Faces Latérales (RA4).....	94
IV.3.Comparaison entre les types de renforcement et discussion.....	97
V.4. Comparaison des résultats numériques obtenus avec les résultats expérimentaux.....	100
V.5. Conclusion	106
Conclusion générale.....	107
Bibliographie.....	110

LISTE DES FIGURES

N°	Titre de la figure	Page
Fig.1.1.	une nappe unidirectionnelle	9
Fig.1.2	.Tissu multiaxial	10
Fig.1.3.	Tissu 3D ou tresse	10
Fig.1.4.	Tissu hybride carbone - aramide	11
Fig.1.5.	Poutre en béton armé renforcée à l'aide d'une plaque d'acier	22
Fig.1.6.	Fissure provoquant l'arrachement du béton à une extrémité	22
Fig.1.7.	Configuration d'essai de flexion	24
Fig.1.8.	Courbe charge/flèche	24
Fig.1.9.	l'utilisation des fibres de carbone au Japon	25
Fig.1.10.	L'évolution rapide d'usage de carbone au Japon	26
Fig.1.11.	L'application des composites pour les surfaces irrégulières des tunnels	27
Fig.1.12.	Réparation des fissures de la pile au moyen du carbone (pont de Shinkansen)	27
Fig.1.13.	Réparation des fissures de la pile au moyen du carbone	28
Fig.1.14.	L'application de carbone pour le renforcement des piles du viaduc Tsushima	28
Fig.1.15.	Réparation des fissures du tablier de viaduc Koyahara	29
Fig.1.16.	Réparation interne d'un dalot	29
Fig.1.17.	L'utilisation du carbone pour la réparation d'un quai à Tokyo	29
Fig.1.18.	La production européenne des matériaux composites	30
Fig.1.19.	Les secteurs utilisateurs des matériaux composites en Europe	31
Fig.1.20.	Procédure de la mise en œuvre des feuilles en composites <i>Replark</i>	33
Fig.1.21.	La mise en œuvre d'un renforcement en matériaux composites	35
Fig.1.22.	Schéma statique d'une poutre d'essai	38
Fig. 2.1	Essai de compression	41
Fig. 2.2.	Essai brésilien sur éprouvette cylindrique	42
Fig. 2.3.	Essai de traction par flexion	42
Fig. 2.4.	Diagramme contrainte –déformation (réel)	44
Fig. 2.5.	Diagramme contrainte –déformation	44
Fig. 2.6.	Diagramme parabole –rectangle	45
Fig. 2.7.	Diagramme rectangulaire simplifié	46
Fig. 2.8.	Courbes typiques contrainte –déformation pour l'acier	47

Fig. 2.9. Courbe contrainte- déformation des aciers	48
Fig. 2.10. Les 3 phases de comportement d'une poutre en BA fléchie renforcée par un stratifié en composite	48
Fig. 2.11. Processus du développement de la fissuration et de la ruine d'une poutre soumise à la flexion simple	50
Fig. 2.12. Représentation des zones des contraintes élevées d'une poutre chargée en flexion 3 ou 4 points	51
Fig. 2.13. Représentation graphique de la contrainte (s) en fonction de la déformation (e) d'un élément en béton armé	51
Fig. 2.14. Représentation de la fissuration initiale et intermédiaire par flexion d'une poutre en béton armé	52
Fig. 2.15. Schéma typique d'une poutre en béton armé endommagée par flexion	52
Fig. 2.16. Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la contrainte principale oblique	53
Fig. 2.17. Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la compression due au cisaillement	54
Fig. 2.18. Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la perte de l'adhérence due au cisaillement	54
Fig. 2.19. Loi de comportement du renfort	55
Fig. 2.20. Ancrage avec cornières d'acier profilées en L	56
Fig. 2.21. Prolongement de la plaque jusqu'aux appuis	57
Fig. 2.22. Ancrage avec boulons	57
Fig. 2.23. Collage de plaques sur les parois verticales de la poutre	57
Fig. 2.24. Ancrage et plaque solidaires, en forme de I	58
Fig. 2.25. Influence du nombre de lits de lamelle	59
Fig. 2.26. Courbes force-flèche des différents types de renforcements	61
Fig. 2.27. Courbes force-déformation des aciers pour poutres réparées et renforcées	61
Fig. 2.28. Décollement de type peeling-off	62
Fig. 2.29. Décollement dû à une surface concave	63
Fig. 2.30. Ancrages en U à une extrémité	65
Fig. 3.1. Le diagramme contrainte déformation du béton utilisé	70
Fig. 3.2. Loi de comportement du renfort	71
Fig. 3.3. L'interface extérieure du logiciel	72
Fig. 3.4. le ferrailage adopté pour les poutres	74
Fig. 3.5. Lamelle sika carbodur	75
Fig. 3.6. Sika Wrap (tissu monodirectionnel)	75
Fig. 3.7. Schéma statique de chargement	76
Fig. 3.8. Le modèle de la poutre témoin	77
Fig. 3.9. Le modèle de la poutre renforcée RA1	78
Fig. 3.10. Le modèle de la poutre renforcée RA2	79
Fig. 3.11. Le modèle de la poutre renforcée RA3	80

Fig. 3.12. Le modèle de la poutre renforcée RA4	81
Fig. 4.1. Courbe force-flèche à mi-travée de la poutre témoin	84
Fig. 4.2. Courbe force-flèche à L/3 de la poutre témoin	85
Fig. 4.3. distribution des contraintes de traction et de compression dans les barres d'acier longitudinales de TM	85
Fig. 4.4. La distribution des contraintes de traction et de compression dans le béton de TM.	86
Fig. 4.5. Courbe force-flèche à mi-travée de la poutre renforcée RA1	87
Fig. 4.6. Courbe force-flèche à L/3 de la poutre renforcée RA1	87
Fig. 4.7. La distribution des contraintes de traction et de compression dans les barres d'acier longitudinales de RA1	88
Fig. 4.8. La distribution des contraintes de traction et de compression au niveau de la poutre renforcée RA1	88
Fig. 4.9. Courbe force-flèche à mi-travée de la poutre renforcée RA2	90
Fig. 4.10. Courbe force-flèche à L/3 de la poutre renforcée RA2	90
Fig. 4.11. La distribution des contraintes de traction et de compression dans les barres d'acier longitudinales de RA2	91
Fig. 4.12. La distribution des contraintes de traction et de compression au niveau de la poutre renforcée RA2	91
Fig. 4.13. Courbe force-flèche à mi-travée de la poutre renforcée RA3	92
Fig. 4.14. Courbe force-flèche à L/3 de la poutre renforcée RA3	93
Fig. 4.15. La distribution des contraintes de traction et de compression dans les barres d'acier longitudinales de RA3	93
Fig. 4.16. La distribution des contraintes de traction et de compression au niveau de la poutre renforcée RA3	94
Fig. 4.17. Courbe force-flèche à mi-travée de la poutre renforcée RA4	95
Fig. 4.18. Courbe force-flèche à L/3 de la poutre renforcée RA4	95
Fig. 4.19. La distribution des contraintes de traction et de compression dans les barres d'acier longitudinales de RA4	96
Fig. 4.20. La distribution des contraintes de traction et de compression au niveau de la poutre renforcée RA4	97
Fig. 4.21. Comparaison des courbes force –flèche à mi-travée	98
Fig. 4.22. l'augmentation de la charge de rupture après le renforcement	99
Fig. 4.23. La diminution de la flèche de rupture après le renforcement	99
Fig. 4.24. La poutre témoin en béton armé	100
Fig. 4.25. Diagramme force-flèche à mi-travée de la poutre témoin (num-exp)	100
Fig. 4.26. La poutre renforcée RA1	101
Fig. 4.27. Diagramme force-flèche à mi-travée de la poutre RA1 (num-exp)	101
Fig. 4.28. La poutre renforcée RA2	102
Fig. 4.29. Diagramme force-flèche à mi-travée de la poutre RA2 (num-exp)	102
Fig. 4.30. La poutre renforcée RA3	103
Fig. 4.31. Diagramme force-flèche à mi-travée de la poutre RA3 (num-exp)	103
Fig. 4.32. La poutre renforcée RA4	104
Fig. 4.33. Diagramme force-flèche à mi-travée de la poutre RA4 (num-exp)	104

LISTE DES TABLEAUX

N°	Titre du tableau	Page
Tab.1.1.	Exemple des matériaux composites, pris au sens large	4
Tab.1.2.	Caractéristiques et applications des fibres d'aramides	5
Tab.1.3.	Caractéristiques et applications de divers types de fibres de verre pour matériaux composites	6
Tab.1.4.	Caractéristiques de divers types de fibres de carbone pour matériaux composites	7
Tab.1.5.	Caractéristiques moyennes de quelques fibres	9
Tab.1.6.	Principales différences entre matrices TP et TD	16
Tab.1.7.	Caractéristiques générales des résines thermodurcissables (état vierge)	16
Tab.1.8.	Caractéristiques essentielles des thermoplastiques	17
Tab.1.9.	Variations extrêmes de formulation des composites	18
Tab.1.10.	Validation du modèle numérique utilisé	23
Tab.1.11.	Exemples d'utilisation des fibres de carbone en construction japonaise	26
Tab.2.1.	Désignation des poutres renforcées avant et après endommagement et mode de collage des différents composites	60
Tab.3.1.	Les fonctions de forme avec la numérotation des nœuds définie sur les éléments 3D	73
Tab.4.1.	Tableau récapitulatif de quelques résultats importants	105

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

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 (2).

Plusieurs techniques de renforcement sont utilisées pour réhabiliter les structures en béton armé en utilisant l'acier ou d'autres matériaux et précisément ces dernières années les matériaux composite. Cette dernière à pour but d'associer aux armatures internes insuffisantes ou dégradées, d'une structure existante, un matériau qui résiste aux efforts de traction.

Si la première fibre de carbone a été inventée et produite par **T. Edison**, les premières utilisations expérimentales datent des années 1960 et les premières unités industrielles ne sont apparues qu'au début des années 1970 avec l'introduction du poly acrylonitrile comme fibre précurseur (10).

L'intérêt des utilisations de la fibre de carbone dans le génie civil se trouve essentiellement dans : sa faible densité ; l'absence de corrosion ; sa très bonne tenue à la fatigue, et sa facilité de manipulation.

Les matériaux composites utilisés pour le renforcement des poutres se présentent, généralement, sous la forme de tissus ou de plaques stratifiées préalablement fabriquées. Les comportements observés avec ce type de renforcement sont plus performants que ceux des poutres renforcées par des tôles en acier. Ainsi, l'amélioration de la durée de vie de l'ouvrage est due aux propriétés des composites : la rigidité (pour les fibres en carbone), la résistance mécanique, la résistance à la corrosion et l'étanchéité. De plus, ces matériaux permettent une conception du renfort plus adaptée au besoin de la structure grâce à des procédés qui se prêtent bien à la notion de réparation(2).

L'objectif de notre étude est de développer des modèles de calcul numériques des poutres en béton armé renforcées par des lamelles et des fibres de carbone en utilisant un logiciel de calcul par éléments finis. Les résultats de cette modélisation sont confrontés aux résultats obtenus expérimentalement au laboratoire de l'école nationale polytechnique d'Alger en 2006 par monsieur **A.AICHAOUI**.

Ainsi notre travail est structuré en quatre chapitres :

Le premier chapitre est une recherche bibliographique concernant les techniques de renforcement des structures en béton armé au moyen des matériaux composites. Plus précisément, ce chapitre définit les matériaux composites entant que tels, les composants de ces matériaux, leurs procédés de transformation, leur utilisation dans différents domaines, en particulier dans le génie civil, ainsi que les techniques de leur mise en œuvre.

L'objectif du deuxième chapitre, est de proposer un modèle analytique de fonctionnement local et global des éléments en béton armé renforcés par fibres de carbone basé sur les différentes lois de comportement des éléments constituants (béton, acier, renfort). Nous avons essayé dans cette partie de décrire le comportement en flexion des poutres de sections rectangulaires renforcées par matériaux composites et de mettre en évidence les différentes phases principales du processus de rupture de l'élément renforcé.

Se basant sur les modèles décrits précédemment, le troisième chapitre est consacré à une simulation numérique et paramétrique, par le logiciel Robotbat, des poutres renforcées par des lamelles et tissu en fibres de carbone. Nous exposons dans cette partie les équations et les paramètres mécaniques pris en compte dans les différentes phases de la modélisation.

Dans le quatrième chapitre, nous avons exposé les résultats et les interprétations des différents cas étudiés et confronté nos résultats, issus de la simulation numérique, aux résultats expérimentaux obtenus par Monsieur Aichaoui en 2006.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant l'accent sur l'apport des matériaux composites, en termes de résistance mécanique, dans le domaine des renforcements des éléments de structure en béton armé et l'efficacité de la simulation numérique des éléments renforcés ainsi étudiée.

CHAPITRE I

Le renforcement des structures en BA au moyen des matériaux composites

I.1 Introduction

I.2 Les Matériaux composites

I.3 Les procédés de transformation des matériaux composites

I.4 L'utilisation des matériaux composites dans le domaine de génie civil

I.5 L'utilisation des matériaux composites dans le monde

I.6 La mise en œuvre des matériaux composites

I.7 Conclusion

Chapitre 1 LE RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BA AU MOYEN DES MATERIAUX COMPOSITES

I. Introduction :

Dès leurs premières applications, les techniques de réparation des structures en béton armé par matériaux composites ont démontré d'excellentes performances **Taerwe et al 1999 (11)**.

Ces matériaux qui 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 **(13)**.

L'efficacité de ces techniques a été étudiée dans le cas du renforcement des poutres en flexion **FERRIER (4)**, **Chafika, 1998(21)** dans le cas du confinement des poteaux en compression (**BERTHET et COLL**), la réhabilitation des colonnes en béton armé (sismique et corrosif environnements) **Mosallam, 2000**, des dalles **Ayman et al, 2003 (21)** et dans le cas des maçonneries **GABOR et COLL**, ou dans le cas de réparation du béton alcali-réactif **MOHAMED et COLL (14)**.

Dans le présent chapitre on illustrera la technique de renforcement des structures en béton armé au moyen des matériaux composites passant par la définition des matériaux composites, les composants de ces matériaux, les procédés de transformation de ces derniers, l'utilisation de ces matériaux dans le domaine du génie civil, l'utilisation de ces matériaux dans le monde et enfin, les techniques de mise en œuvre de ces matériaux composites.

II. Les Matériaux composites :

Un matériau composite est constitué de l'assemblage de deux matériaux de natures différentes, se complétant et permettant d'aboutir à un matériau dont l'ensemble des performances est supérieur à celui des composants pris séparément. **(7)**.

On peut dire que les matériaux composites, au sens le plus courant du terme, sont un ensemble de matériaux de synthèse conçus et mis en œuvre essentiellement pour des applications structurales, où la fonction mécanique est donc dominante.

Ils combinent un matériau de **renfort**, dispersé sous forme de particules, fibres courtes ou fibres longues, au sein d'une **matrice** qui les enrobe. Le choix des renforts et de la matrice, de leur disposition, de leur fabrication respective, permet à l'élaborateur du matériau, de le concevoir pratiquement (sur mesure), optimisé pour la pièce où il sera utilisé et même parfois optimisé localement en fonction de la distribution locale des contraintes dans la pièce.

Le comportement mécanique des matériaux composites dépend de plusieurs facteurs principaux :

Le type de fibres, le type de matrice et leur fraction volumique respective **(17)**.

Tableau 1-1 : Exemple des matériaux composites, pris au sens large(7)

	Constituants	Domaine d'application
1. Composites à matrice organique Papier, carton Panneaux de particules Panneaux de fibres Toiles enduites Matériaux d'étanchéité Pneumatiques Stratifiés Plastiques renforcés	Résine /charges/fibres cellulosiques Résine/copeaux de bois Résine/fibres de bois Résines souples/tissus Elastomères/bitume/textiles Caoutchouc/toile/acier Résine/charge/fibres de verre, de carbone, etc. Résines/microsphères	Imprimerie, emballage, etc. Menuiserie Bâtiment Sports, bâtiment Toiture, terrasse, etc. Automobile Domaines multiples
2. Composites à matrice minérale Béton Composite carbone-carbone Composite céramique	Ciment/sable/granulats Carbone/fibres de carbone Céramiques/fibres céramiques	Génie civil Aviation, espace, sports, biomédecine, etc. Pièces thermomécaniques
3. Composites à matrice métallique	Aluminium /fibres de bore Aluminium /fibres de carbone	Espace
4. Sandwiches -Peaux -Ames	Métaux, stratifiés, etc. Mousses, nids-d'abeilles, balsa, plastiques renforcés, etc.	Domaines multiples

II.1. Les renforts :

Les rôles des renforts consistent à :

a)-Supporter les efforts appliqués.

b)-Conférer au composite sa rigidité élastique et sa résistance à la rupture, éventuellement à haute température. Ils doivent également être compatible avec la matrice du composite sur le plan chimique, c'est-à-dire assurer une adhérence inter faciale renfort- matrice suffisante et stable dans le temps.

Les principaux types de renforts se distinguent par leur géométrie (particules, billes, fibres courtes, fibres longues), par leur disposition, notamment pour les fibres aléatoire 3D, feutres, nappes 2D, nappes unidirectionnelles, tissage 2D, tissage 3D ou par leur nature **(12)**.

II.2. Les fibres (5) :

Une fibre est un filament élémentaire dont le diamètre varie entre 5 μm et 25 μm selon la nature de la fibre. Elle possède un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture : les lois de comportement des fibres sont donc de type "élastique fragile". Il y a principalement trois types de fibres appliqués dans le secteur du bâtiment : les fibres aramides (KEVLAR ®), les fibres de verre et les fibres de carbone. **(17)**.

II.2. 1.Fibre d'aramide :

Elles sont le plus souvent utilisées en association avec des fibres de verre ou de Carbone. **(12)**.

Souvent appelée KEVLAR®, la fibre d'aramide est issue de la chimie des Polyamides Aromatiques.

Il est possible de trouver deux types de fibres d'aramide de rigidités différentes :

- **les fibres bas module** : utilisées pour les câbles et les gilets pare-balles.
- **les fibres haut module** : employées dans le renforcement pour les composites hautes performances.

Tableau 1-2 : Caractéristiques et applications des fibres d'aramides (12)

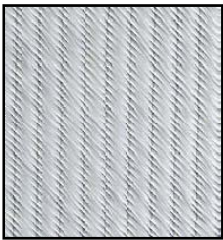
Fibres	Polyamides aromatiques : aramides (Kevlar®)	
	Kevlar 29®	Kevlar 49®
Caractéristiques principales	Résistance en traction, au choc et à la fatigue.	Résistance en traction, au choc et à la fatigue, haut module.
Masse volumique (Mg/m ³)	1,44	1,45
Résistance à la traction R _m (MPa)	3000	3600
Module de Young E (GPa)	60	134
Allongement à la rupture A(%)	7	3.5
Température maximale d'utilisation (°C)	200	200
Applications	Câble pneumatiques	Composites à hautes performances, voiles.

II.2. 1.a. Les principaux avantages sont (1):

- Sa bonne résistance spécifique à la traction.
- Sa très faible densité.
- Sa dilatation thermique nulle.
- L'absorption des vibrations et amortissement.
- L'excellente résistance aux chocs et à la fatigue.
- Le bon comportement chimique vis à vis des carburants.

II.2. 1.b. Les inconvénients sont :

- Le prix élevé.
- La faible tenue en compression.
- La reprise d'humidité importante (4%) nécessitant un étuvage avant imprégnation.
- La faible adhérence avec les résines d'imprégnation.
- La sensibilité aux UV.
- L'usinabilité difficile.
- La tenue au feu, décomposition à 400°C.

II.2. 2. Fibre de verre :

Elles constituent le renfort essentiel des composites de grande diffusion. Elle est obtenue à partir de sable (silice) et d'additifs (alumine, carbonate de Chaux, magnésie, oxyde de bore). On distingue trois types de fibres :

- E : pour les composites de grande diffusion et les applications courantes.
- R : pour les composites hautes performances.
- D : pour la fabrication de circuits imprimés (propriétés diélectriques).

Tableau 1-3 : Caractéristiques et applications de divers types de fibres de verre pour matériaux composites (12).

Fibres	Verre E	Verre R et S	Verre D	Verre C
Caractéristiques principales	Qualité courante	Hautes performances mécaniques et thermiques	Rigidité diélectrique	Bonne tenue chimique
Masse volumique (Mg/m ³)	2,6	2,53	2,14	2,5
Résistance à la traction R _m (MPa)	2400	3600	2500	2800
Module de Young E (GPa)	73	86	55	70
Allongement à la rupture A(%)	4,5	5,2	4,8	4
Température maximale d'utilisation (°C)	500	650	450	450
Coefficient de dilatation	5	4	3,5	8,5
Applications	Composites de grande diffusion	Armement, aéronautique, Spatial	Radomes, capots perméables aux ondes électromagnétiques	Réacteurs chimiques, renforcement du béton, panneaux de façades

II.2. 2.a. Les principaux avantages sont : (12), (17), (1)

- Bonne résistance thermique et électrique.
- Bonne résistance aux agents chimiques et à l'humidité.
- Bonne compatibilité avec les matrices organiques.
- Bonne adhérence avec toutes les résines.
- Dilatation et conductivité thermique faible.
- Faible coût.

II.2. 2.b. Principales limitations :

- Caractéristiques mécaniques moyennes, notamment la rigidité élastique.
- Tenue au choc médiocre.
- Vieillessement au contact de l'eau.

II.2. 3.Fibre de carbone :

C'est la fibre la plus utilisées dans les applications hautes performances. Elle est obtenue par carbonisation de la fibre de PAN (Polyacrylonitrile). Selon la température de combustion, on distingue deux types de fibres :

- fibres haute résistance (HR) : pour une combustion de 1000 à 1500 °C ;
- fibres haut module (HM) : pour une température de combustion de 1800 à 2000 °C.

Tableau 1-4 : Caractéristiques de divers types de fibres de carbone pour matériaux composites(12).

Fibres	Carbone à haute résistance HR	Carbone à bas module BM	Carbone à haut module HM	Carbone à très haut module THM
Masse volumique (Mg/m ³)	1,85	1,70	1,90	1,95
Résistance à la traction R _m (MPa)	3500 à 4900	1800	2800 à 4400	2300
Module de Young E (GPa)	200 à 250	180	400 à 600	750 à 820
Allongement à la rupture A(%)	1,3 à 2,1	2	0,7 à 1,2	0,3

II.2. 3.a. Principaux avantages(12), (20), (18), (1) :

- Grande résistance à la traction et grande rigidité longitudinale.
- Très bonne tenue en température sans chute de propriété (jusqu'à 1500 °C en atmosphère Non oxydante).
- Inertie à la corrosion et aux agents chimiques.
- Coefficient de dilatation longitudinale très faible, voire nul.
- La bonne conductivité thermique et électrique.
- La bonne tenue à l'humidité.
- L'usinabilité aisée.
- La faible densité $<20 \text{ kn/m}^3$.

II.2. 3.b. Principales limitations(12), (20), (18), (1) :

- Fragilité au choc.
- Fragilité à la courbure ou au pliage.
- Coût élevé.
- Le mauvais comportement chimique.
- L'adhésion difficile avec les résines.

Et il existe d'autres types de fibres telles que :

II.2. 4. Fibre de bore :

Fibres de haut module et insensibles à l'oxydation à hautes températures, elles sont obtenues par dépôt en phase gazeuse sur un substrat en tungstène.

II.2. 5. Fibre de silice (ou de quartz) :

Elles sont produites comme le verre, par fusion, et sont essentiellement utilisées pour leur haute tenue chimique et thermique dans les tuyères pour moteur de fusée.

II.2. 6. Fibres de polyéthylène de haut module :

Elles présentent une très bonne résistance à la traction mais une mauvaise mouillabilité. Pour des structures peu sollicités, on peut encore utiliser des fibres synthétiques courantes de polyamide ou polyester.

Tableau 1-5 : Caractéristiques moyennes de quelques fibres(5).

Renforts	Diamètre du filament (μm)	Masse volumique ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	Module d'élasticité longitudinal (MPa)	Contrainte de rupture (traction) MPa	Allongement à rupture %	Coefficient de dilatation thermique $^{\circ}\text{C}^{-1}$
	d	Mv	E	C_r	A	α
Bore	100	2 600	400 000	3 400	0.8	$0,4 \cdot 10^{-5}$
Silicate d'alumine	10	2 600	200 000	3 000	1.5	
Polyéthylène		960	100 000	3 000		

II.3. Architecture des renforts (5) :

Les structures composites sont anisotropes. La plupart des renforts travaillent bien en traction, mais offrent de moins bonnes performances en compression et cisaillement. Il est donc impératif de jouer sur la texture et la géométrie des renforts pour créer une architecture adaptée.

Il existe différentes géométries et textures de renforts :

Les unidirectionnels (UD) : Dans une nappe UD, les fibres sont assemblées parallèlement les unes par rapport aux autres à l'aide d'une trame très légère.

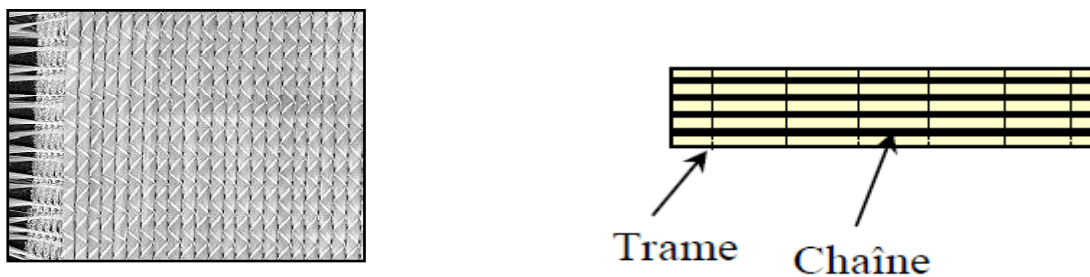
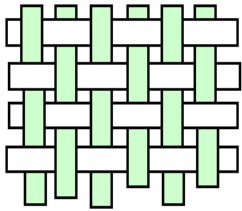
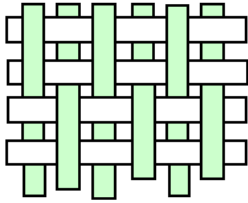


Figure 1-1 : une nappe unidirectionnelle.

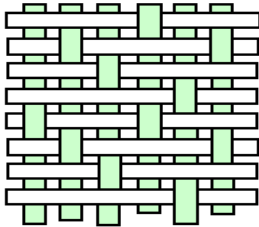
Les tissus se composent de fils de chaîne et de trame perpendiculaires entre eux. Le mode d'entrecroisement ou armure les caractérise.



Toile ou taffetas : Chaque fil de chaîne passe dessus puis dessous chaque fil de trame, et réciproquement.
 Le tissu présente une bonne planéité et une relative rigidité, mais peu déformable pour la mise en œuvre.
 Les nombreux entrecroisements successifs génèrent un embuvage important et réduisent les propriétés mécaniques.



Serge : Chaque fil de chaîne flotte au dessus de plusieurs (n) fils de trame et chaque fil de trame flotte au dessus de (m) fils de chaîne. Son armure est de plus grande souplesse que le taffetas et présente une bonne densité de fils.



Satin : Chaque fil de chaîne flotte au dessus de plusieurs (n-1) fils de trame et réciproquement. Ces tissus ont des aspects différents de chaque côté.
 Ces tissus sont assez souples et adaptés à la mise en forme de pièces à surfaces complexes. Ce type de tissus présente une forte masse spécifique.

Comme un tissu est difficilement déformable sur une surface gauche, on réalise également pour des utilisations spécifiques de l'armure bi ou tridimensionnelle.

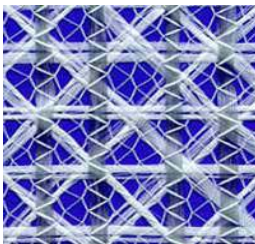


Figure 1-2 : Tissu multiaxial



Figure 1-3 : Tissu 3D ou tresse

Il est également possible de réaliser des structures de renforts hybrides en tissant des fibres de natures différentes ou, en superposant des tissus ou nappes de renforts de fibres différentes.



Figure 1-4 : Tissu hybride carbone - aramide

II.4. Ensimage :

Les renforts destinées à la fabrication des composites reçoivent un ensimage. L'ensimage est une dispersion aqueuse spécifique comportant un agent collant, un agent pontant et des agents antistatiques, permettant d'assurer différents rôles :

- Compatibilité de la liaison fibre - matrice ;
- Cohésion inter filamentaire (raideur du fil) pour qu'il soit manipulable ;
- Protection contre l'abrasion générée par la mise en œuvre (frottement contre pièces métalliques).
- Elimination des charges électrostatiques dues aux frottements ;
- Augmentation du mouillage de la fibre au cours de l'imprégnation.

L'ensimage est spécifique pour une résine et un procédé donné.

II.5. Les charges :

On désigne sous le nom général de **charge** toute substance inerte, minérale ou végétale qui, ajoutée à un polymère de base, permet de modifier de manière sensible les propriétés mécaniques, électriques ou thermiques, d'améliorer l'aspect de surface ou bien, simplement, de réduire le prix de revient du matériau transformé.

A l'inverse des matières **thermoplastiques**, les matières **thermodurcissables** ont toujours contenu des charges de nature et de formes variées, à des taux souvent élevés pouvant atteindre 60 % en masse.

Pour un polymère donné, le choix d'une charge est déterminé en fonction des modifications recherchées pour l'objet fini. Mais, d'une manière générale, les substances utilisables comme charges des matières plastiques devront d'abord satisfaire à un certain nombre d'exigences :

- Compatibilité avec la résine de base.
- Mouillabilité.
- Uniformité de qualité et de granulométrie.
- Faible action abrasive.
- Bas prix de revient.

II.5.1. Les charges organiques :

- Charges cellulosiques, utilisées en tant que **charges des résines thermodurcissables** (phénoplastes et aminoplastes).

Les avantages de ces matières cellulosiques sont leur coût peu élevé et leur faible densité.

- Farines de bois.
- Farines d'écorces de fruit et de noyaux.
- Fibres végétales.
- Pâtes de cellulose.
- Amidons.

II.5.2. Les charges minérales :

-Craies et carbonates :

- La **craie** ou *blanc de Champagne* peut contenir jusqu'à 99 % de calcite, de la silice et d'autres corps minéraux. La taille moyenne de ses particules varie de 1 à 3 μm .
- Le **calcaire** et le **marbre** contiennent 80 à 90 % de calcite et des quantités variables d'oxyde de magnésium et de silice. La taille des particules est comprise entre 0,5 et 30 μm .
- Le **carbonate de calcium-magnésium** ($\text{MgCO}_3 \cdot \text{CaCO}_3$) est préparé à partir des minerais de dolomite. On l'utilise comme charge et aussi comme retardateur de flamme, ajouté à du trioxyde d'antimoine.
- Le **carbonate de calcium précipité** est un mélange pratiquement pur à 99,00 % de calcite et d'aragonite, obtenu sous forme de particules très fines (0,05 à 16 μm).

Il est surtout utilisé avec le **PVC** et dans les **matières thermodurcissables** (SMC, BMC) ainsi que les **polyuréthanes** (RIM) en raison de son caractère **hydrophobe**.

-Les silices :

La **silice** (SiO_2), à l'état pur ou combinée avec des oxydes métalliques, est utilisée comme charge sous différentes formes, suivant son origine, sa cristallinité, sa dureté et la taille des particules.

Son incorporation dans la résine améliore les propriétés diélectriques, la résistance à la chaleur et à l'humidité des objets moulés, par exemple ceux en poly (méthacrylate de méthyle).

On constate également l'augmentation de la température de transition vitreuse, du module de Young et de la résistance en compression, ainsi que la réduction du gonflement dans les solvants.

- Les talcs :

Les talcs sont utilisés pour améliorer l'isolation thermique et la résistance à l'eau, et faciliter l'opération de moulage. Le talc est la charge la plus utilisée dans les thermoplastiques. Il leur confère une meilleure résistance au fluage ainsi qu'une plus grande rigidité. Notons également que l'introduction de talc facilite l'usinage des produits finis.

- La wollastonite :

Cette charge se présente sous différentes formes : aiguilles, granulés, fibres. Elle est surtout utilisée dans les polyamides, les ABS et les polysulfones, également en remplacement des fibres de verre dans les SMC et les BMC. Elle améliore en particulier la résistance au rayonnement ultraviolet et à l'hydrolyse. Elle est aussi employée dans les résines époxydes pour assurer une bonne stabilité dimensionnelle ainsi que l'isolation thermique et électrique, et permet un contrôle du retrait au moulage.

- Les argiles et aluminosilicates :

Ces substances minérales sont en grande partie constituées par de la **silice** (42 à 70 %) et de l'**alumine** (14 à 45 %).

- Le kaolin contribue à une meilleure résistance chimique et électrique, et diminue l'absorption d'eau. On peut l'ajouter à des taux atteignant 60 % dans les compositions à base d'esters polyvinyliques, mais habituellement les poudres à mouler en contiennent de 20 à 45 %.

Le **kaolin calciné** est utilisé dans les mélanges pour l'isolation de câbles et dans les isolants. Mélangé à de l'alumine et de la silice, le kaolin calciné est utilisé pour assurer la résistance aux acides.

- La vermiculite est utilisée comme charge de faible densité (2,4) dans les plastiques renforcés de fibres de verre.
- Le mica augmente la stabilité dimensionnelle des pièces moulées ; il améliore les propriétés électriques et thermiques, la résistance aux acides et aux bases, et diminue la reprise d'eau.

Comparé aux fibres de verre, il confère une moins bonne résistance aux chocs ; mélangé avec celles-ci, il permet une réduction des coûts.

II.5.3. Oxydes et hydrates métalliques :

- Poudres et microsphères

L'alumine, les oxydes de zinc, de magnésium, de titane et d'antimoine sont utilisés sous forme de **poudres fines** comme charges du polypropylène, des compositions polyvinyliques, des résines époxydes, des polyesters insaturés. Tous permettent de diminuer le prix de revient et d'augmenter la densité de la matière élastique.

L'oxyde de béryllium est utilisé sous forme de **microsphères**, qui sont des microsphères de densité voisine de 0,003 et d'un diamètre de l'ordre de 40 μm .

- Alumine et tri hydrate d'aluminium

On obtient l'**alumine** (Al_2O_3), anhydre ou hydratée, à partir de la bauxite. Cette charge apporte aux résines une meilleure résistivité électrique ainsi qu'une bonne conductivité thermique ; elle diminue le coefficient de dilatation thermique linéique, augmente la rigidité ainsi que la résistance à l'abrasion et au feu.

L'**hydrate d'aluminium** $\text{Al}(\text{OH})_3$ est une charge ignifugeante qui, du point de vue du prix, est concurrentielle ; elle réduit l'inflammabilité ainsi que l'émission des fumées de combustion car elle se décompose de façon endothermique (effet de refroidissement) en alumine et en eau, aux températures supérieures à 220 °C.

- Trioxyde d'antimoine

On chauffe de l'antimoine dans l'air pour obtenir Sb_2O_4 qui donne Sb_2O_3 par fusion et décomposition. Sa densité est de 4,2 et sa dureté Mohs comprise entre 6 et 7. Il apporte aux résines ignifugation et coloration blanche et on l'utilise en particulier dans les **PVC plastifiés**.

- Oxyde de béryllium

Utilisé sous forme de microsphères dans les résines époxydes, il augmente les conductivités électrique et thermique. Ces carbosphères sont aussi utilisées dans les mousses structurales (PUR) à densité contrôlée, ainsi que pour la fabrication de pièces polyesters ultralégères.

- Les céramiques

Il existe des microsphères en céramique dont la densité varie entre 0,4 et 2,4 et les dimensions de 1 à 3 000 μm . Une microsphère de 70 μm comportant un revêtement permettant une meilleure dispersion a été mise au point. Conseillée dans les résines polyesters en combinaison avec CaCO_3 , elle apporte une réduction de masse de 15 à 25 % avec une amélioration des résistances à la compression et au choc.

II.5.4. Le verre :

- Poudres de verre

Une nouvelle variété de poudre de verre de granulométrie 13 μm est apparue sur le marché et son incorporation confère aux thermodurcissables de meilleures résistances à l'abrasion et à la compression ; elle permet par ailleurs d'obtenir un retrait plus faible et plus homogène des pièces moulées.

- Billes de verres creuses

Les billes de verre creuses, de densité comprise entre 0,1 et 0,5, sont obtenues par chauffage de billes de verre contenant un agent gonflant. Elles améliorent les résistances à l'eau et au vieillissement du PMMA, et diminuent la friabilité des pièces phénoliques.

Les densités de ces microsphères creuses du type **borosilicate de sodium et de calcium** sont comprises entre 0,38 et 0,45 ; parallèlement, leur résistance à la compression varie de 1,7 à 31 MPa. Les applications sont nombreuses (bâtiment, automobile et aéronautique).

- Microsphères de verre

L'utilisation de microsphères de verre permet de réduire de 25 à 35 % la masse des pièces obtenues soit à partir de BMC ou de SMC destinées en particulier à l'industrie automobile, soit également à partir de résines phénoliques pour l'industrie aéronautique. On utilise par ailleurs ce type de charge, dans le cas du PPO modifié, pour la réalisation des capotages de machines de bureau. Elle permet la réduction du temps de cycle de moulage de 20 à 30 %. Il en est de même dans le cas du moulage des mousses structurelles en polyuréthanes.

II.5.5. Le carbone :

- Le noir de carbone

Le noir de carbone est utilisé depuis très longtemps dans l'industrie des plastiques, à la fois comme colorant, pigment, barrière anti-UV, antioxydant.

Le noir de carbone améliore la résistance à la chaleur du polyéthylène réticulé par irradiation et celle du PVC. La conductivité thermique augmente avec le taux de charges, indépendamment de la taille des particules. Par contre, la conductivité électrique des matériaux chargés augmente avec le taux de carbone et avec la finesse des particules(5).

II.6. Les matrices(1), (17), (5) :

Les matrices sont des matériaux isotropes et leur utilisation dans les composites permet :

i) de coller des fibres entre elles, ii) de transférer les efforts aux fibres. De plus, la matrice joue un rôle très important pour résister aux forces transversales, de cisaillement et de compression. Par ailleurs, la matrice protège les fibres, en les isolants partiellement de l'humidité, de l'oxydation et des agressions chimiques.

On utilise actuellement surtout des résines thermodurcissables (TD) que l'on associe à des fibres longues, mais l'emploi de polymères thermoplastiques (TP) renforcés de fibres courtes se développe fortement.

Il est important de bien situer les différences fondamentales de ces deux types de matrices.

La structure des TP se présente sous forme de chaînes linéaires, il faut les chauffer pour les mettre en forme (les chaînes se plient alors), et les refroidir pour les fixer (les chaînes se bloquent). Cette opération est réversible.

La structure des TD a la forme d'un réseau tridimensionnel qui se ponte (double liaison de polymérisation) pour durcir en forme de façon définitive, lors d'un échauffement. La transformation est donc irréversible.

Tableau 1-6 : Principales différences entre matrices TP et TD (5)

Matrices	Thermoplastiques TP	Thermodurcissables TD
Etat de base	solide prêt à l'emploi	liquide visqueux à polymériser
Stockage	illimité	réduit
Mouillabilité renforts	difficile	aisée
Moulage	chauffage + refroidissement	chauffage continu
Cycle	court	long
Tenue au choc	assez bonne	limitée
Tenue thermique	réduite	bonne
Chutes et déchets	recyclables	perdus ou recyclés en charges
Conditions de travail	propreté	émanation pour "méthode humide"

Les matrices les plus utilisées dans les composites sont les résines thermodurcissables (le polyester, le vinylester, l'époxyde et le phénolique) car la mise en œuvre est alors plus accessible, surtout dans le cas de grandes pièces, que dans le cas d'une résine thermoplastique(17).

Tableau 1-7 : Caractéristiques générales des résines thermodurcissables (état vierge) (1)

Résines	Masse spécifique (tonne/m ³)	Résistance à la traction (MPa)	Tenue à température (°C)
Polyester	1.2	50-65	120
Vinylester	1.15	70-80	140
Phénolique	1.2	40-50	120-150
Epoxyde	1.1-1.4	50-90	150-200
Polyimide	1.3-1.4	30-40	250-300
Polyuréthane	1.1-1.5	20-70	100-120

Tableau 1-8: Caractéristiques essentielles des thermoplastiques (1).

Type de sollicitations / Type de matrices	Polycarbonate	Polytétréphalates Ethylénique	Polytétréphalates butyranique	Polyoxyde dephénylène	Polysulfure	Polyréthane	Polyoxyméthylène	Polyamide 66	Polyamide 11
Choc	+			-	-		-	+	+
Fatigue		+	+	-			+	+	-
Coefficient friction		+	+				+	+	+
Chaleur	-	+	-	+	+	+	-	-	-
Fluage	-		-	-	+	+	-	-	-
Auto-extinguibilité	+	+	+	+	+	+		+	-
Electrique	-	+	+	+	+	+	-	-	-
Chimique			-			+	-	-	+
Fissuration sous tension		-	+			+		-	-
Eau chaude	-			+	+	+	+		-
Stabilité dimensionnelle	-	+	+	+	+	+	+		-
Transparence	+	+			+			-	-

III- Les procédés de transformation des matériaux composites(17) :

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

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

Le secteur du bâtiment utilise principalement trois types de structures en matériaux composites :

i) fabrication de formes spécifiques sur site à base de tissus (sec ou pré-imprégnés sous forme de feuille), ii) des plaques ou iii) des équerres. La différence entre les tissus et les plaques (lamelles) réside dans le fait que les premiers seront déposés sur sites et vont polymériser lors de la mise en œuvre alors que les plaques sont fabriquées avant.

Adhésif :

Dans le cas où la structure composite de réparation est fabriquée avant il faut un adhésif pour la coller sur la surface en béton.

L'objectif de l'adhésif est d'assurer l'adhérence entre les deux matériaux pour transmettre les efforts Entre le béton et le composite.

Tableau 1-9 : Variations extrêmes de formulation des composites (1).

	Composites GD	Composites HP
Procédés	Compression BMC (verre/polyester)	Enroulement (verre/époxy)
Renforts	10%	85%
Résines	35%	15%
Charges	50%	0
Additifs	5%	0

IV- L'utilisation des matériaux composites dans le domaine de génie civil :

Les caractéristiques de performances des matériaux composites permis aux chercheurs et concepteurs dans le monde d'adopter ces matériaux comme solution dans les cas de besoin d'augmentation de la capacité portante de plusieurs éléments, que ce soit dans le domaine d'aéronautique, spatial, automobiles et largement dans le domaine du génie civil. Ce dernier qu'il a connu un développement important ces dernières décennies dans les projets de renforcement, réhabilitation ou de réparation des structures en béton armé.

La technique de renforcement au moyen des matériaux composites à pour but d'associer aux armatures internes insuffisantes ou dégradées d'une structure existante un matériau qui résiste aux efforts de traction.

Si la première fibre de carbone a été inventée et produite par **T. Edison**, les premières utilisations expérimentales datent des années 1960 et les premières unités industrielles ne sont apparues qu'au début des années 1970 avec l'introduction du poly acrylonitrile comme fibre précurseur **(10)**.

L'intérêt des utilisations de la fibre de carbone dans le génie civil se trouve essentiellement dans : sa faible densité ; l'absence de corrosion ; sa très bonne tenue à la fatigue, et sa facilité de manipulation.

IV.1. Procédés de Renforcement :

Plusieurs procédés de renforcement sont apparus au cours de ces dernières années. Les principaux, utilisent directement les fibres de carbone sous forme de fil continu et d'autres font appel à un semi-produit plus ou moins sophistiqué tel que les tissus secs, les tissus préimprégnés ou des produits pultrudés.

IV.1.a. Fibres sèches :

La fibre de carbone est introduite sous forme de fibres continues de très grande longueur. Elle est déposée et enroulée régulièrement autour d'un mandrin, le poids des bobines varie de 500g à 4 kg, ce qui correspond à des longueurs de fibres continues de 600 m à 5 km (soit 0,8g au mètre linéaire). Pour renforcer directement une structure à partir d'une bobine de fibre de carbone, il est nécessaire de pouvoir tourner cette dernière autour de l'élément à renforcer, ce procédé de renforcement est donc naturellement limité aux colonnes ou aux pylônes. Les bobines sont placées sur un dévidoir qui peut se mettre en mouvement dans deux directions (rotation autour de la structure à différentes hauteurs), lorsque l'ensemble se met en mouvement les mèches de carbone sont extraites des bobines et elles sont déposées automatiquement par enroulement autour du support à renforcer préalablement enduit d'une résine.

Après le dépôt des fibres de carbone, une couche de fermeture de résine assure la cohésion de l'ensemble. Ce procédé automatisé est surtout utilisé dans le cas des renforcements par frettage des piles ou colonnes (retrofitting) de ponts ou de bâtiments. Son principal avantage est l'automatisation complète du système de pose, son principal inconvénient est le fait qu'une pose manuelle est nécessaire pour renforcer les extrémités hautes et basses des piles et des colonnes et que cette méthode demande du temps et des manipulations importantes pour installer le matériel**(6)**.

IV.1.b. Tissus secs :

Les fibres de carbone permettent, comme beaucoup de fibres longues de fabriquer des tissus de toutes formes et de toutes tailles, de même que des matrices. Le renforcement de structures à partir d'un tissu sec tissé uni ou multidirectionnel se fait directement par la pose de ce dernier sur

une couche de résine qui recouvre l'élément à renforcer et qui sert de liant. Après marouflage, une couche de résine de fermeture permet de parfaire l'imprégnation. Les pressions nécessaires appliquées pour cette méthode de renforcement sont faibles.

Par rapport à d'autres méthodes de renforcement, son principal avantage est une manipulation très facile sur chantier avec une absence totale de matériel lourd à déplacer. En plus, cette technique permet le suivi parfait de la forme du support et la maîtrise de l'épaisseur du film de résine.

IV.1.c. Tissus préimprégnés :

Les tissus préimprégnés sont obtenus en usine, à partir de tissus secs (cas des tissus multidirectionnels) ou à partir de fils de carbone accolés sous forme de nappe (cas des tissus unidirectionnels), sur lesquels est déposé un excès de résine. L'excès de résines est éliminé par passage entre des rouleaux chauffés ou non. Le produit avant utilisation doit être conservé à froid, généralement -18°C , pour éviter la polymérisation de la résine.

Les tissus doivent être ramenés à la température ambiante pour être utilisables. A température ambiante, la souplesse du tissu préimprégné permet la pose de renforcements sur pratiquement n'importe quel type de surface. Ces renforcements sont posés et leur matrice immédiatement polymérisée sur les surfaces à renforcer. Le principal problème d'un tel renfort réside dans la phase de remontée à la température ambiante et dans les difficultés matérielles pour assurer de bonnes conditions de polymérisation sur chantier.

Les premières résines utilisées nécessitaient un matériel important, car la polymérisation était obtenue sous vide ou sous pression à des températures supérieures à 100°C . Par contre le principal avantage de cette méthode était la quasi-absence de bulles dans le renfort en composite après polymérisation. Cette technique de renforcement a surtout été développée au Japon, dès la fin des années 1980. Depuis, les fabricants de tissus préimprégnés et les formulateurs de résines ont accompli des progrès considérables, la température de polymérisation des résines est voisine de la température ambiante, ce qui a permis un gain d'exploitation très important. Cependant, l'utilisation d'un tissu préimprégné nécessite toujours une phase de conservation à très basse température et une phase de remontée en température avant la pose, qui sont difficiles à gérer sur des chantiers de travaux publics.

IV.1.d. Produits pultrudés :

Ces produits sont obtenus à partir de mèches de fibres continues qui sont enduites par passage en continu dans un bain de résine. Ces résines peuvent être de type époxyde, polyester, vinylester ou phénolique. L'ensemble des mèches préimprégnées passe ensuite dans une filière où l'excès de résine est éliminé, puis dans un four de polymérisation. Les produits finis se présentent sous forme de bandes ou de joncs, plus ou moins rigides suivant les épaisseurs et les diamètres. La section des bandes les plus courantes est $100 \times 1 \text{ mm}^2$, leur longueur, suivant la demande, varie de quelques centimètres à plusieurs centaines de mètres. D'autres types de profilés, y compris des tubes, peuvent être aussi fabriqués par le même procédé, ces produits sont utilisés depuis très longtemps dans les articles de sport : flèches d'arcs, bâtons de ski.

Ce procédé a l'avantage d'être continu, automatisé, rapide et donc de réduire le coût du composite. Il permet aussi de maîtriser les taux de fibres et de résine, et d'obtenir des formes profilées recherchées pratiquement de toutes les longueurs désirées. A partir de ces bandes pultrudées, la technique de renforcement est similaire à celle du plat collé métallique, selon le procédé l'Hermitte, mis au point en France vers 1965. Elle a démarré conjointement au Japon et en Europe, plus exactement en Suisse, à l'EMPA de Dübendorf à la fin des années 1980 sous la direction du Professeur **U. Meier**. L'avantage de cette méthode est la facile extrapolation des résultats obtenus par le collage de tôles d'acier.

Comparée pour la technique utilisant l'acier, cette technique de renforcement permet de travailler avec des produits légers (1/5 de la densité de l'acier) ; elle a aussi l'avantage de nécessiter une pression de collage limitée et élimine les phénomènes d'oxydation. Cependant, l'utilisation de cette technique, comme celle du plat collé métallique, permet difficilement de maîtriser les épaisseurs de colle, en raison de la rigidité des aciers et des composites. L'application de ces renforcements sur des surfaces ayant des défauts de planéité ou sur des surfaces courbes ou non développables reste très limitée. Dès les années 1980, des recherches ont démarré au Japon pour étudier le remplacement des structures en acier, formées de câbles toronnés et de treillis, par des structures résistant à l'oxydation. Les composites, à base de fibres de verre, d'aramide ou de carbone, se sont avérés d'excellentes solutions pour ce remplacement(6).

IV.2. Un matériau qui remplace avec succès l'utilisation des tôles métalliques pour la réhabilitation des structures en béton armé :

Le renforcement des structures en béton armé par placage des tôles métalliques est largement utilisé Pour la réhabilitation des structures en béton armé depuis longtemps, Cependant, jusqu'à tout récemment, les études pour déterminer le comportement de telles poutres n'ont été que partielles(1).

Swamy et al. (1987) ont réalisé la première évaluation systématique des effets des différents paramètres influençant le comportement structural des poutres renforcées avec plaques collées en acier. Leur programme expérimental consistait en l'étude de 24 poutres en béton armé (155 mm x 255 mm x 2300 mm, $f_b = 36$ MPa; $A_s = 3M20$, $f_s = 470$ MPa; $s = 75$ mm)

Dotées de différents types de renforcement (variation de l'épaisseur de la plaque et de la couche de colle, pré chargement). Dans tous les essais, la plaque mesurait 2200 mm de long et 125 mm de large (**Figure1-05**); l'épaisseur variait entre 1.5 et 6 mm.

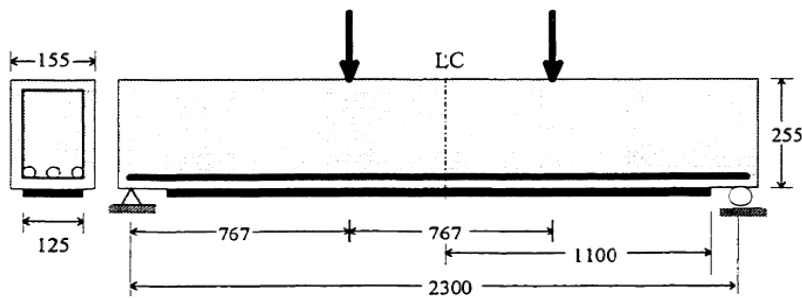


Figure 1-5: Poutre en béton armé renforcée à l'aide d'une plaque d'acier (16).

Les propriétés de l'acier utilisé pour les plaques étaient $f_y = 250$ MPa et $f_{su} = 310$ MPa. Sur les 24 poutres étudiées, 13 ont subi une rupture par délaminage, ni à l'interface colle-béton ni à cause de la perte de cohésion dans la colle, mais par arrachement du béton sous les aciers d'armature, à partir d'une extrémité de la plaque. Une importante fissure de cisaillement au bord de la plaque en est à l'origine (Figure 1-6). Baluch et al. (1995) ont associé cette fissure à la contrainte de décollement présente aux extrémités de la plaque. La rupture s'est produite brutalement de façon fragile.

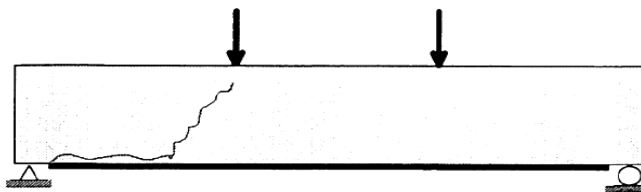


Figure 1-6 : Fissure provoquant l'arrachement du béton à une extrémité (16).

Les poutres avec une plaque de 1.5 mm d'épaisseur ($b_p/t_p = 80$) ont développé leur pleine résistance flexionnelle. Celles avec une plaque de 3 mm ($b_p/t_p = 40$) ont atteint pour la plupart 90% de leur résistance en flexion avant le décollement de la plaque et l'arrachement du béton. Les poutres avec plaque de 6 mm ($b_p/t_p = 20$) n'ont pas montré un bon comportement en flexion, les armatures d'acier n'ayant pas atteint la plastification lors de l'arrachement du béton. De plus, les résultats indiquaient qu'une couche de colle de faible épaisseur (1.5 mm) donnait des résultats légèrement meilleurs (charge ultime, déformations, flèche) qu'une couche plus épaisse (3 mm et 6 mm). Les auteurs ont conclu qu'avec une plaque trop épaisse, la poutre n'atteignait pas sa pleine capacité en flexion et présentait un comportement fragile à la rupture. Ils ont donc recommandé de limiter le rapport de la largeur de la plaque (b_p) à son épaisseur (t_p) à 50 (16).

M. Bouhicha et al ont élaboré un modèle numérique basé sur l'application de la mécanique de la rupture sur le comportement à la fissuration des poutres renforcées par collage des plaques d'aciers utilisant la méthode des éléments finis, ils ont comparé leurs résultats avec des résultats expérimentaux trouvés dans la littérature (Charif 1983).

Les poutres expérimentales choisies dans leur travail sont :

F1 : poutre pré-chargée à 31% de sa capacité flexionnelle ultime, puis déchargée (poutre fissurée non renforcée).

F2 : la poutre F1 renforcée par une plaque d'acier de 1.5 mm d'épaisseur par l'intermédiaire d'une couche de colle de 1.5 mm d'épaisseur à l'âge de 28 jours. Deux semaines après la poutre a été testée jusqu'à la rupture.

Leur objectif était de réaliser un modèle numérique capable de simuler le comportement des poutres en béton armé fissurées et renforcées par collage des plaques d'acier. A cet effet il était nécessaire pour pouvoir faire la modélisation d'élaborer deux types de programmes de calcul :

- Un programme d'éléments finis, utilisant l'élément isoparamétrique à 8 noeuds.
- Un programme servant à la génération automatique des mailles et qui a été à chaque fois modifié de façon à pouvoir représenter les deux cas de poutres étudiées.

Le tableau 1.10 résume la comparaison entre les résultats du modèle numérique et ceux des essais expérimentaux ainsi que les pourcentages d'erreurs, pour une charge égale à 20 kN.

Tableau 1-10 : Validation du modèle numérique utilisé (9).

Paramètres	Poutre	numérique	expérimental	Erreur %
Flèche (mm)	F1	0.736	0.97	19
	F2	0.644	0.87	21
Profondeur de l'axe neutre (mm)	F1	126.49	139	9
	F2	121.14	118.2	2
Déformation du béton comprimé (10^{-3})	F1	0.1531	0.1711	8
	F2	0.1395	0.1640	11
Déformation de l'acier (10^{-3})	F1	0.468	0.48	2
	F2	0.385	0.34	-13
Déformation de la plaque (10^{-3})	F2	0.469	0.45	-4
Rigidité de flexion (10^{12} N.mm ²)	F1	6.0676	5.3	-14
	F2	6.955	6.5	-7

M. Bouhicha et al, par leur modélisation du comportement mécanique des poutres en béton armé renforcées par collage de plaques d'acier sous chargement statique ont reproduit correctement la singularité des champs de contraintes au voisinage des fissures moyennant l'élément Q.P.E. Cette étude a montré que le renforcement par plaques d'acier améliore le comportement de la poutre en réduisant les déformations et les ouvertures des fissures existantes, et diminue nettement les facteurs d'intensité de contraintes (16).

Toutefois, Le collage de tôles métalliques présente aussi quelques difficultés :

- Sensibilité de l'acier à l'oxydation, impossibilité de mobilisation de toute la résistance en traction des tôles.
- Nécessité d'une préparation spécifique de la surface à traiter (la raideur des tôles nécessite une surface parfaitement plane pour assurer l'uniformité de l'épaisseur de l'adhésif).
 - Nécessité d'un collage sous pression (par vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine de collage. Ces difficultés ajoutées aux besoins de renforcement de bâtiments dans certaines régions à risque sismique ont favorisé la recherche et le développement de l'utilisation de fibres de carbone, pour renforcer les structures de génie civil(6), (1).

Ritchie et AL en 1991, sont parmi les premiers à utiliser les matériaux composites avec la méthode de renforcement par collage de plaques des composites.

Les fibres de carbone tissées participent à la reprise des sollicitations de la structure. Ceci a été déjà validé expérimentalement : c'est l'objectif des travaux de thèse de **VARASTHEPOUR en 1996** et **DAVID en 1999** qui ont procédé à la technique de renforcement par placage extérieur du composite sur une poutre en béton armé sous flexion quatre points (**Figure 1-7**).

Le renforcement permet d'augmenter à la fois la rigidité et les charges après plastification des aciers grâce à la réduction de la courbure ultime, (**Figure 1-8**).

La technique de plaquage d'une enveloppe composite qui permet de restaurer et souvent d'augmenter la capacité portante des structures en béton armé, principalement les poutres, les poteaux, est depuis, bien admise puisque des réglementations ont vu le jour au Japon en Suisse en Norvège aux USA et en France (Recommandations éditées par l'AFGC) (20).

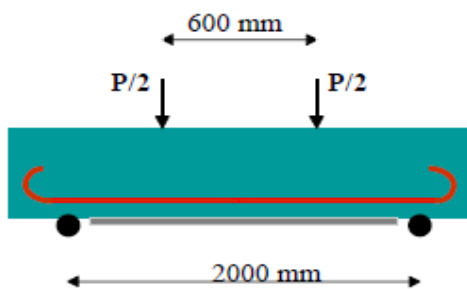


Figure 1-7 : Configuration d'essai de flexion.

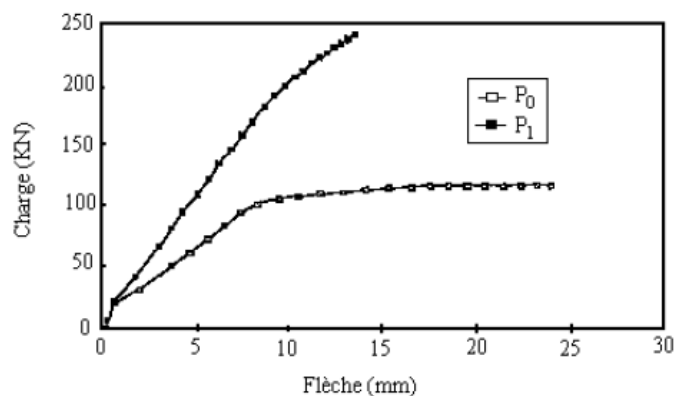


Figure 1-8 : Courbe charge/flèche.

V- L'utilisation des matériaux composites dans le monde :

Lors de l'efficacité approuvée d'utilisation des matériaux composites pour les opérations de renforcement, réhabilitation et au sens larges de réparation des éléments structuraux, différents pays ont utilisé ces matériaux pour des grands projets de réhabilitation comme par exemple le Japon, l'Iraq, l'Europe, Canada et d'autres pays.

V.1. Au Japon :

Le Japon est parmi les plus grands pays qui utilisent les matériaux composites pour les travaux de réparation et actuellement pour les projets neufs (remplacement des câbles précontraints par des câbles en matériaux composites). De nombreux ponts en béton précontraint ont dû être renforcés extérieurement en raison de la corrosion des aciers. Ces renforcements ont été appliqués sur les

pires ou sur les faces inférieures des tabliers en utilisant des tissus préimprégnés à base de fibres de carbone comme renfort.



(a) Pile de viaduc



(b) Poteau central dans un bâtiment



(c) Poteau extérieur



(d) Réparation d'un étage fissuré.



(e) Réparation des dalles.

Figures (a, b, c, d, e)1-9 : l'utilisation des fibres de carbone au Japon (19).

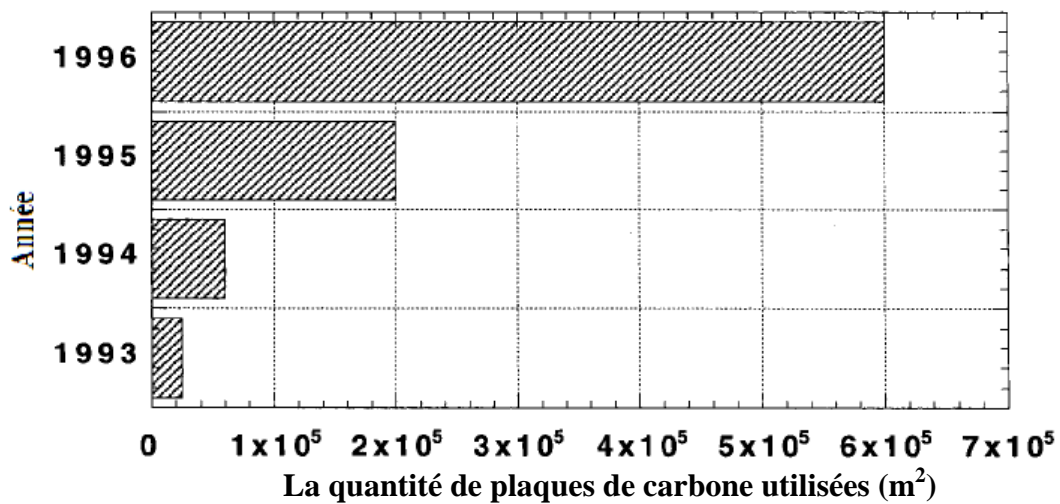


Figure 1-10 : L'évolution rapide d'usage de carbone au Japon (19).

Et voici un tableau qui résume quelques exemples d'utilisation des fibres de carbone pour les projets de construction au Japon (**Tableau 1-11**).

Tableau 1-11: Exemples d'utilisation des fibres de carbone en construction japonaise (19).

Construction	Date	Surface (m ²)	Type
Ark Mori Building, Tokyo	1986	32,000	Panneaux extérieurs
Higashi-Murayama Purification Plant	1988	80	Panneaux de partition
Suidobashi Building, Tokyo	1989	4138	Panneaux extérieurs
Nihonbashi-Honcho Building	1989	1380	Panneaux extérieurs
Shinjuku District Heating Center	1989	5650	Panneaux extérieurs
Kariha Atomic Power Plant	1989	108	Cage d'escaliers
Toshin 24 Omori Building	1990	3000	Panneaux extérieurs
Hitachi Civic Center	1990	2000	Panneaux extérieurs
Shibaura Heights	1990	3700	Panneaux extérieurs
World Business Garden	1991	6600	Coques
Sea Fort Square	1991	6700	Panneaux extérieurs
The United Nations University	1991	9800	Panneaux extérieurs
Totanomom 3-Chome Building	1991	6200	Panneaux extérieurs
Tokyo East 21	1991	11,400	Panneaux extérieurs
Edo Tokyo Museum	1991	12,000	Panneaux extérieurs
Hamaoka Atomic Power Plant	1992	2900	Coufrage des panneaux

Comme le Japon est situé dans une zone de forte sismicité, beaucoup des travaux de renforcement et de réparation ont été déjà réalisés ces dernières années et sur tout dans le domaine d'ouvrages d'art qui a connu un développement important et sensé, parce que beaucoup de ponts, viaducs, dalots, tunnels et quais ont été affectés et touchés par les actions sismiques importantes qui arrivent souvent à ce pays.



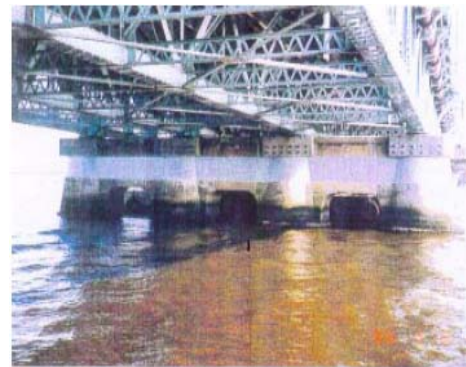
Figure 1-11 : L'application des composites pour les surfaces irrégulières des tunnels.



Figure 1-12: Réparation des fissures de la pile au moyen du carbone (pont de Shinkansen).



(a)



(b)

Figure 1-13(a,b) : Réparation des fissures de la pile au moyen du carbone.
(Pont de Yodogawa- Osaka-)



Figure 1-14(a,b) : L'application de carbone pour le renforcement des piles du viaduc Tsushima.



Figure 1-15 : Réparation des fissures du tablier de viaduc Koyahara.
(Collage longitudinal et aligné des tissus)



Figure 1-16 : Réparation interne d'un dalot.



(a)

(b)

Figure 1-17(a,b) : L'utilisation du carbone pour la réparation d'un quai à Tokyo.

V.2. En Europe :

La production européenne des matériaux composites dans le monde atteinte les 15 % (28% pour l'Allemagne, 18% pour l'Italie ,15% pour la France). (**Figure 1-18**).

Le secteur d'automobiles est classé tanque le premier secteur qui à connu une utilisation importante des matériaux composites puis le domaine d'aéronautiques et de la construction (**Figure 1-19**) (8).

En Europe, de nombreuses universités de la Communauté européenne ont travaillé sur les renforcements à base de matériaux composites. Et un projet « Brite » a réuni plusieurs pays sur ce sujet. Parmi les cas d'utilisation des fibres de carbone en génie civil on cite (6) :

- La construction d'un pont, au début des années 1990, avec des câbles de précontrainte à base de composite en fibres de carbone, où passent toujours des dizaines de camions de livraison par jour dans l'usine de BASF à Ludwigshafen.

- Le remplacement de deux haubans en acier par deux câbles de fibres de carbone sur le pont de Winterthur en 1996. Chaque câble est constitué de 241 joncs de 5 mm de diamètre. La charge de rupture de chaque câble installé est supérieure à 1300 t.
- La construction d'une passerelle (longueur 80 m, largeur 3,5m) munie de haubans et de torons de précontrainte, le tout en composite époxyde-fibres de carbone en 1998 au Danemark.
- Fin 1997, plus d'une centaine de ponts ont été renforcés en utilisant le principe de renforcement par plats pultrudés et de tissus, dont le premier pont anglais, à Dales town of Skipton, au nord du Yorkshire, en octobre 1997.
- Fin 1996, le marché des BTP représentait en Europe un peu plus de 25 t de fibres de carbone et 50 t en 1997 avec un taux de croissance estimé à 30% par an(1).

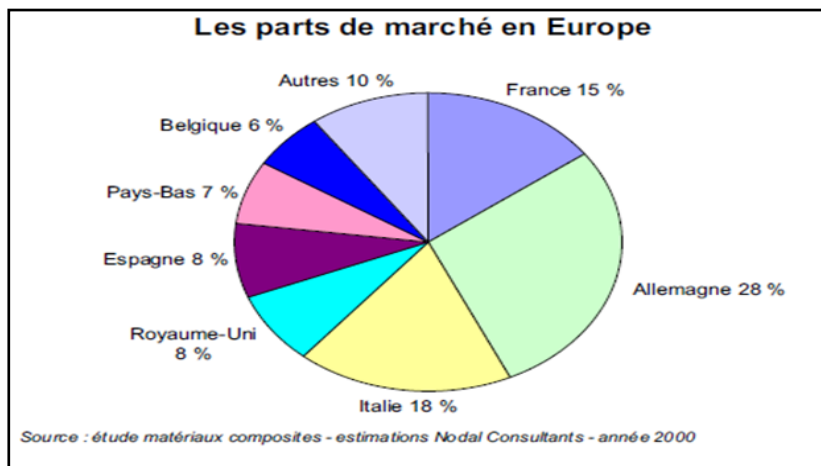


Figure 1-18 : La production européenne des matériaux composites.

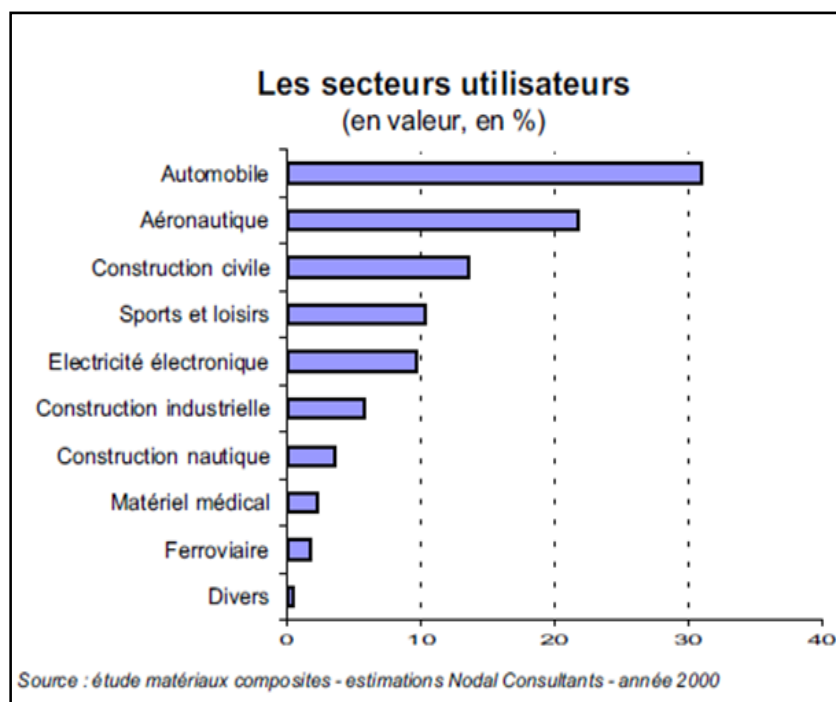


Figure 1-19 : Les secteurs utilisateurs des matériaux composites en Europe.

V.3. En Amérique (USA):

Bien que les matériaux composites ont été utilisés en industrie pendant des années, et leur utilisation pour les tabliers de pont routier est relativement nouvelle, environ 50 ponts ont été construits ou réhabilités avec des matériaux composites tels que les fibres de carbone au cours dernières années.

Parmi les ponts réparés au moyen des matériaux composites, on peut citer :

- Pont d'autoroute à Butler (Ohio) en 1996;
- Pont Foulk à Delaware (Californie) en 1997 (1).
- Le pont de Morristown (2002 - USA) est localisé au niveau de la route 100 de la ville de (Morristown).

V.4. Au Canada :

Au Canada plusieurs ponts ont été soit construits ou renforcés par des matériaux composites a basse de fibres de carbone ou de verre et on peut citer par exemple :

- Le pont de Joffre en 1997 sur la rivière de St-François à Downtown Sherbrooke (Québec).
- Le pont de Wotton en 2001 situé à la ville de Wotton (Québec).
- Le pont de Magog en 2002 sur la rivière de Magog(Québec).

Et autres projets tel que (1):

- Le renforcement du pont de Calgary (Alberta) par des câbles de 6 m de long. En 1993.
- La réhabilitation du pont Clearwater Creek (Alberta) à partir de bandes de tissus de fibres de carbone préimprégnées en 1996.
- Le renforcement des bases de ponts Jaques Cartier et Champlain qui enjambent le Saint-Laurent à Montréal en 1996.
- Le renforcement d'un pont autoroutier, traversant l'Assiniboine River à Headingley (Manitoba) à l'aide de tissus et de câbles en fibres de carbone en 1997.

V.5. En Iraq :

En Iraq un monument appelé Al-Shaheed en 1984 à été construit avec l'utilisation des matériaux composites, par la société japonaise Kajima Construction.

V.6. Au Tunisie :

Freyssinet a effectué les travaux de réparation et de renforcement d'une tour en béton armé haute De 70 m dans la cimenterie de Jbel Oust, en Tunisie. Pendant les 10 mois qu'a duré le chantier, 350 m² de Tissu de fibres de carbone (TFC), ont été mis en œuvre.

V.7. En Algérie

Cette technique a été utilisée pour la première fois en 1998 sur un pont routier. Un grand nombre d'ouvrages d'art a été renforcé par des lamelles et tissus de fibre de carbone de SIKA et

FREYSSINET, citons par exemple le pont routier voûté Sidi Rached, l'ouvrage rail PK 459 sur oued Bill Braguet à Constantine, le pont blanc d'El Harrach, le pont d'Ighezer Amokrane à Bejaia (1) et le pont de Boukhalfa à Tizi ousou.

I- La mise en œuvre des matériaux composites (17), (1), (20) :

VI.1. Procédures d'application des matériaux composites :

On peut dire qu'il existe deux procédés de fabrication du composite : le système avec une fabrication in-situ et le système préfabriqué.

VI.1.a. Le système avec une stratification in-situ :

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

- **Le tissu sec** peut être appliqué directement sur la résine déjà appliquée sur la surface du béton, suivi de l'application d'une couche de fermeture.
- **Le tissu peut être pré-imprégné** (la résine est déjà mélangée avec le tissu), puis déposé avant polymérisation sur la surface de béton.

Le procédé de mise en œuvre est présenté à la **Figure 1-20** ci-dessous:

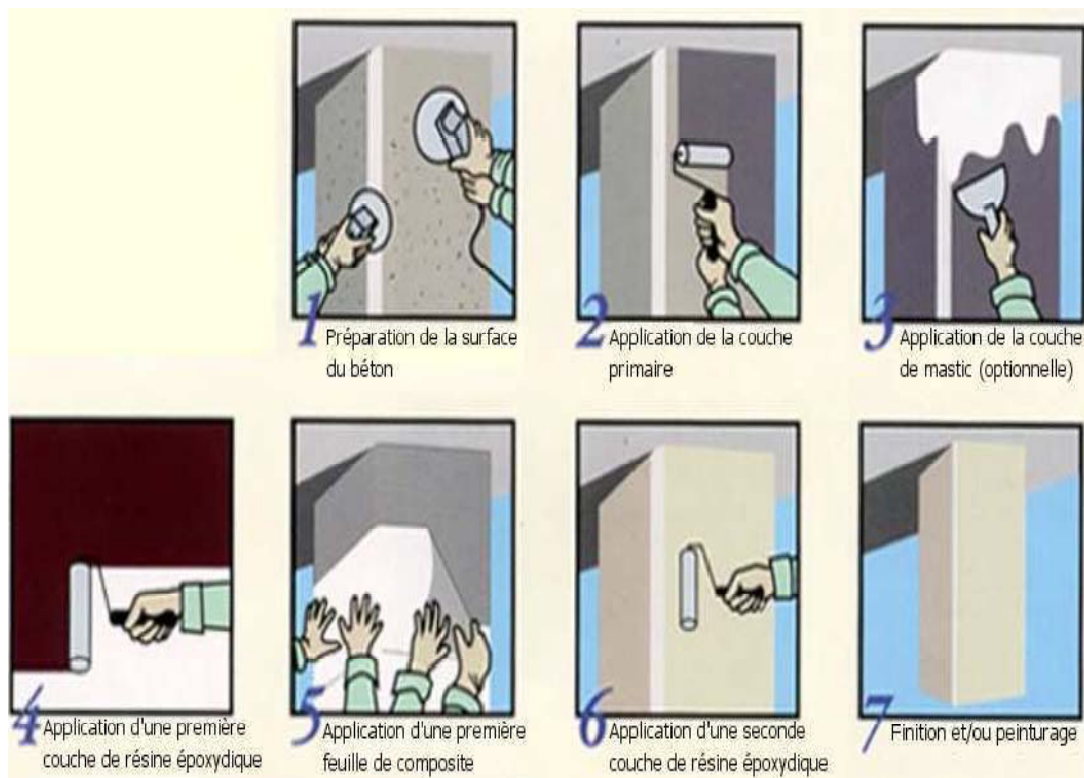


Figure 1-20 : Procédure de la mise en œuvre des feuilles en composites *Replark*®(17).

1. Préparation de la surface du béton cette première étape est très importante pour assurer une bonne adhérence homogène entre le béton et le tissu. Elle consiste à préparer le support par sablage ou ponçage. La surface du béton doit être propre, saine, sèche, exempte de laitance, de Graisse, d'huile, de produit de cure, de particules non ou peu adhérentes, de tout revêtement de type Peinture, etc. La surface doit être plane (tolérance de 2mm sous un réglet de 300mm). Pour les supports en béton, les balèbres de coffrages et saillies ne doivent pas excéder 0,5mm. Les fissures d'une largeur supérieure à 0,25mm doivent être injectées. Après préparation, le béton, destiné à être renforcé, doit avoir une cohésion superficielle d'au moins 1,0MPa. La cohésion superficielle du béton est la propriété qui permet de maintenir la cohésion du matériau par une attraction intermoléculaire, lorsqu'il est soumis à une contrainte de traction. Si la cohésion superficielle est inférieure à 1,0MPa, il faut appliquer une couche de mastic.

Les angles saillants de la structure doivent être arrondis, jusqu'à obtenir un rayon d'au moins 20mm. Ceci peut être fait en utilisant une ponceuse à disque diamanté. Il est également important d'éliminer toute trace de poussière, de particules friables, par brossage et aspiration mécanique.

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

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

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

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

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

Puis une application de la résine d'imprégnation : de type époxyde, elle est sélectionnée en fonction de la température ambiante au moment du renforcement.

Elle est destinée au collage, à l'imprégnation des tissus et à la protection finale. Elle est appliquée lorsque toutes les couches de tissus ont été installées. L'application doit être faite au rouleau avec une proportion de 500 g/cm².

7. Finition et/ou mise en peinture.



(a) avant la réparation.



(b) après la réparation.



(c) après la finition.

Figure 1-21 : La mise en œuvre d'un renforcement en matériaux composites.

VI.1.b. Le système préfabriqué (plaque pré fabriquée) :

Ce processus consiste à pré-fabriquer des plaques ou des lamelles qui sont installées, une fois durcies, sur la surface du béton en utilisant un adhésif.

Il faut suivre la même préparation de surface du béton que précédemment puis la plaque est collée sur le béton.

VI.2. La mise en œuvre du renforcement par des produits Sika :(1), (2), (3)

En Algérie le fournisseur Sika aljair assure une gamme de produits de renforcement des structures tel que le **SIKA WRAP® HEX 230 C** qu'est un tissu de fibres de carbone, **Le SIKADUR 330** qu'est une résine époxy d'imprégnation sans solvant, à 2 composants, **SIKA CARBODUR® LAMELLE** une composite à hautes performances, composée de fibres de carbone, noyées dans une matrice époxydique et une colle **Sikadur® -30** Colle composée de :

- Le composant A (résine de couleur blanche),
- Le composant B (durcisseur de couleur noire).

Et après mélange, on obtient une colle couleur grise béton(15).

VI.2.1. Mise en œuvre de SIKA CARBODUR:**VI.2.1.a. Préparation du sikacarbodur lamelle :**

- On découpe la lamelle à la longueur définie, à l'aide d'une scie à métaux ou au disque à tronçonner.
- On nettoie et dégraisse la face à encoller avec le NETTOYANT SIKADUR.

VI.2.1.b. Préparation du sikadur 30 colle :

Lors de la mise en œuvre, la température du produit, du support et de l'ambiance doit être comprise entre +5°C et +40°C. L'humidité relative doit être inférieure à 80%. La température du support doit être supérieure d'au moins trois degrés par rapport au point de rosée.

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

VI.2.1.c. Pose du sikacarbodur lamelle :

– On met en œuvre la colle en double encollage; une couche sur le béton (1 mm environ) et une couche sur le SIKA CARBODUR LAMELLE (1 à 2 mm). L'encollage de la lamelle doit être réalisé sur un support plan.

– On positionne et on plaque manuellement la lamelle sur le support; ceci doit se faire pendant le temps limite d'assemblage, soit 50 minutes environ à 20°C. On presse fortement à l'aide d'un rouleau maroufleur; le marouflage soigné doit être poursuivi jusqu'à obtenir un reflux continu sur les bords de la lamelle. On enlève l'excédent de colle immédiatement avec une spatule sans le réutiliser.

Le faible poids du SIKA CARBODUR LAMELLE et la thixotropie de la résine SIKADUR 30 COLLE permettent d'obtenir le collage de l'ensemble sans maintien d'une pression d'application. On prélève des échantillons de SIKADUR 30 COLLE afin de contrôler la polymérisation et de décider de la remise en service de l'ouvrage.

VI.2.2. Mise en œuvre du Sika Wrap :**VI.2.2.a. Préparation du tissu sikawrap HEX 230 C :**

On découpe soigneusement le tissu aux dimensions indiquées. Le tissu une fois coupé, doit rester soit à plat, soit enroulé loin de la poussière et à l'abri de l'humidité.

VI.2.2.b. Préparation de la résine sikadur 330 :

- On homogénéise chaque composant séparément dans son emballage.
- On verse la totalité du composant B dans le composant A.
- On mélange avec un agitateur mécanique muni d'une hélice pendant environ 3 minutes jusqu'à obtenir un mélange uniforme de couleur grise.
- On transvase l'ensemble du mélange dans un récipient propre, puis on mélange à nouveau pendant environ une minute, à faible vitesse (300 tours/minute environ) afin de limiter l'entraînement d'air.

VI.2.2.c. Application de la résine sikadur 330 et du tissu sikawrap HEX 230 C :

Sur le support béton préalablement préparé, on applique, à l'aide d'un rouleau ou d'une brosse, le SIKADUR 330 à raison de 0.7 à 1.2 kg/m² suivant la rugosité du support.

On place le tissu sur la couche d'apprêt conformément au calepinage et au dimensionnement voulu. On noie soigneusement le tissu dans la résine avec le rouleau de marouflage. On répartit la résine avec ce rouleau jusqu'à l'obtention d'une structure homogène (1).

Ces produits ont été utilisés par des chercheurs algériens (**M. ABDESSEMED** en **2003** et **A. AICHAOUI** en **2006**) dans le but d'étudier le comportement des poutres en béton armé renforcées par des fibres de carbone et de déterminer le mode de renforcement le plus efficace et qui garde le béton le plus possible intact sans endommagement.

A. AICHAOUI en **2006(1)** a réalisé des essais expérimentaux pour étudier le comportement des poutres en béton armé, simplement appuyées soumises à la flexion quatre points, et renforcées par des matériaux composites (SIKACARBODUR et SIKAWRAP) afin de déterminer la méthode efficace du renforcement.

Les essais portent sur dix poutres de section rectangulaire soumises à un chargement concentré symétrique (chargement en flexion quatre points).

Les caractéristiques géométriques des poutres ont été établies en fonction des dimensions du coffrage métallique disponible au niveau du laboratoire Génie Civil de l'ENP. D'autre part il a maintenu les mêmes dimensions que celles des spécimens de Mr ABDESSEMED(2) pour comparer les résultats expérimentaux.

Les poutres ont les dimensions suivantes : une longueur totale de 170 cm avec une longueur entre nus d'appuis de 150 cm, et la section transversale est de (16*18 cm²). La figure 1.22 donne une illustration du schéma statique équivalent des poutres d'essai.

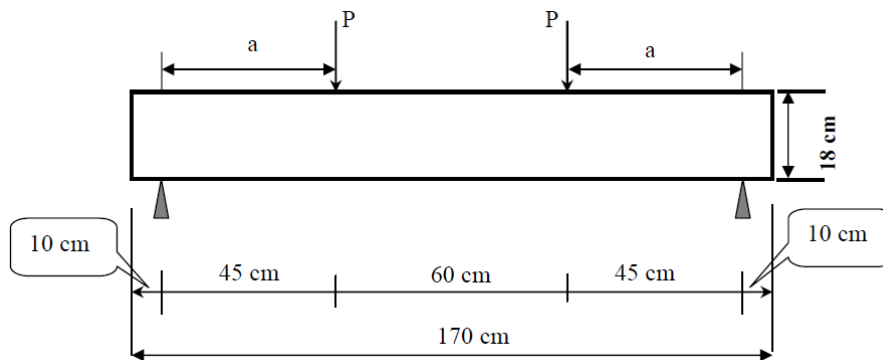


Figure 1-22: Schéma statique d'une poutre d'essai.

Les poutres ont été renforcées, de différentes manières, par des matériaux composites (les caractéristiques du béton et des matériaux composites seront présentées avec détails dans le chapitre d'études numérique). Une comparaison des résultats obtenus a été faite pour chaque mode de renforcement.

VII- Conclusion :

Les fibres de carbone avec les avantages présentés précédemment, présentent la solution adéquate pour les travaux de réhabilitation et de réparation des structures en béton armé. Leur utilisation dans le domaine du génie civil a connue un développement important ces dernières années, cette utilisation a permis aux chercheurs d'étudier d'une manière profonde le comportement, les limites d'utilisation et l'efficacité de ce renfort.

Les méthodes de l'utilisation de ce type de renfort dans le génie-civil résident essentiellement sur des observations structurelles ainsi que sur l'expérience de l'ingénieur et leur distribution sur les zones endommagées restent, plutôt, aléatoire. Pour une distribution optimisée, une méthode de dimensionnement rigoureuse s'impose, c'est dans cette optique que consiste la suite de notre travail.

CHAPITRE II

Comportement des poutres en béton arme renforcées par des matériaux composites.

II.1 Introduction

II.2 Comportement des poutres en béton arme soumises à la flexion

II.3 Comportement des poutres en béton arme renforcées par des fibres de carbone

II.4 Conclusion

II.1 INTRODUCTION :

Le béton est un mélange précisément dosé de ciment, de granulats, d'eau et d'adjuvants. Il est formulé en fonction de l'usage auquel il est destiné et utilisé essentiellement pour la construction d'ouvrages de génie civil et d'architecture.

En 1824, un inventeur anglais, Joseph ASPDIN a inventé le Ciment Portland qui est la méthode la plus utilisée à ce jour pour la production de béton. Ce premier ciment artificiel a été créé par le brûlage simultané d'argile et de roches calcaires. Le processus de brûlage change les propriétés chimiques de ces matériaux, et de cette façon, ASPDIN a créé un ciment avec une résistance à la compression très supérieure à celle des mortiers de chaux qui étaient utilisés jusqu'alors. Le seul inconvénient de ce matériau nouveau est sa faible résistance à la traction.

En 1849, un jardinier parisien, Joseph MONIER a inventé le béton armé à partir de l'idée de renforcer les bacs à fleurs qu'il construisait en béton en y incorporant des barres en fer. Cette nouvelle invention a été brevetée en 1867. Cette armature métallique permet au béton de supporter partiellement les contraintes de traction (17). De là est né le béton armé qui est la composition de deux matériaux différents qui se complètent parfaitement. Et puis avec une large utilisation des éléments en béton armé dans les structures de génie civil, et comme plusieurs désordres peuvent affecter les ouvrages en génie civil, qui sont dus à des dégradations des matériaux, des erreurs de conception ou d'exécution, ainsi qu'à des modifications des conditions d'exploitation ou d'utilisation, ces ouvrages endommagés ont besoin de réparations avec des méthodes fiables et de nouveaux types de matières, par exemple la réparation par des composites à base de fibres du carbone (CFRP).

L'objectif de ce chapitre, est de proposer un modèle analytique de fonctionnement local et global des éléments en béton armé renforcés par fibres de carbone basé sur les différentes lois de comportement des éléments constituants (béton, acier, renfort).

II.2 COMPORTEMENT DES POUTRES EN BETON ARME SOUMISES A LA FLEXION

II.2.1 Lois de Comportement du Béton :

a). La Résistance à la compression :

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section (grosseur du granulat au plus égale à 31,5 mm) et d'une hauteur double de leur diamètre (Voir figure 2.1). Lorsque des sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de j jours inférieur à 28, il y a lieu de se référer à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré, laquelle peut être évaluée, pour un béton non traité thermiquement, par la formule tirée BAEL91 :

$$f_{cj} = \frac{j}{a+bj} f_{c28}$$

Avec :

-Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$a=4.76 \text{ et } b=0.83.$$

-Pour $40 \text{ MPa} < f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$:

$$a=1.40 \text{ et } b=0.95.$$

Pour un béton âgé de plus de 28 jours, lorsque l'on doit justifier la résistance des sections, on conserve $f_{cj} = f_{c28}$.

Dans ces éprouvettes les ruptures se produisent suivant des plans inclinés faisant un angle d'environ 45° avec l'axe de l'effort de compression.

Le module d'élasticité instantané E_j est défini selon les règles françaises BAEL 91 par :

$$E_j = 11000 f_{cj}^{1/3} (\text{MPa}).$$

Pour un béton courant cela correspond à un module de l'ordre de 38 GPa.



Figure 2-1-a L'éprouvette d'essai.



Figure 2-1-b La machine d'essai.

Figure 2-1 Essai de compression.

b). Résistance à la traction :

La résistance du béton à la traction est mesurée par trois types d'essais:

- Essai de traction directe.
- Essai de traction par fendage (essai Brésilien).
- Essai de traction par flexion.

L'essai de traction directe est assez délicat à réaliser car il nécessite après sciage des extrémités le collage des têtes métalliques parfaitement centrées pour éliminer une éventuelle flexion parasite. Compte tenu de la complexité de cet essai, il est pratiquement abandonné.

Pour les essais en traction indirecte, la déduction du comportement en traction nécessite une interprétation de l'essai via un modèle. Par exemple, pour l'essai Brésilien qui consiste à fendre une éprouvette cylindrique comme indiqué sur la figure 2-2, la résistance à la traction est donnée par :

$$R_t = \frac{2F}{\pi Dh}$$

Où F est l'effort à la rupture.

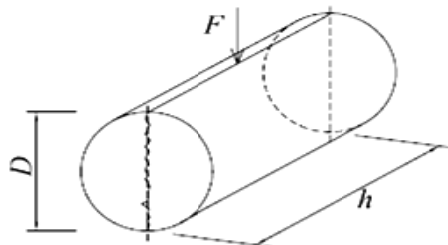


Figure 2-2 Essai brésilien sur éprouvette cylindrique.

L'essai de traction par flexion est le plus couramment utilisé. Il est réalisé sur des éprouvettes prismatiques de dimensions $(7*7*28) \text{ cm}^3$. Le montage de l'éprouvette sur l'appareil est représenté sur la figure 2-3-a.

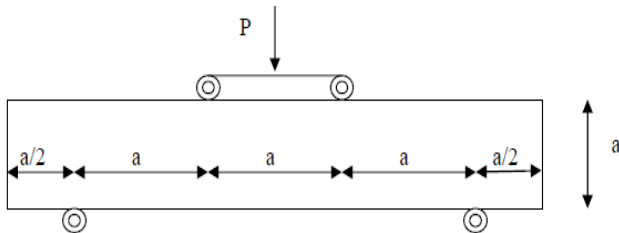


Figure 2-3-a Le montage de l'éprouvette sur l'appareil.



Figure 2-3-b l'appareil d'essai.

Figure 2-3 Essai de traction par flexion.

La contrainte de traction par flexion dans la fibre la plus tendue à l'âge « j » est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{tj} = M \cdot V / I$$

Avec :

M : moment de flexion.

V = a/2.

I : moment d'inertie de la section droite de l'éprouvette ($a^4 / 12$).

$$\Rightarrow \sigma_{tj} = 6 \cdot M / a^3$$

La résistance à la traction du béton est liée à la résistance à la compression par la relation du BAEL 91 suivante:

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$$

c) Module de déformation longitudinale du béton :

Le module de déformation instantanée: $E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}$.

Le module de déformation différée: $E_{uj} = 3700 * (f_{cj})^{1/3} = E_{ij} / 3$.

Module de fluage: $E_{flu} = E_{ij} / 2$.

d) Coefficient de POISSON ν d'après le BAEL 91:

$\nu = 0.2$ pour un béton non fissuré.

$\nu = 0$ pour un béton fissuré.

e) Diagramme contrainte-déformation :

Pour tracer le diagramme de comportement il faut d'abord admettre les hypothèses suivantes:

- Nous négligeons le fait que toutes les fibres ne se déforment pas à la même vitesse.
- Les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions au cours de la déformation.
- Le gradient des contraintes est sans influence sur la loi de déformation.

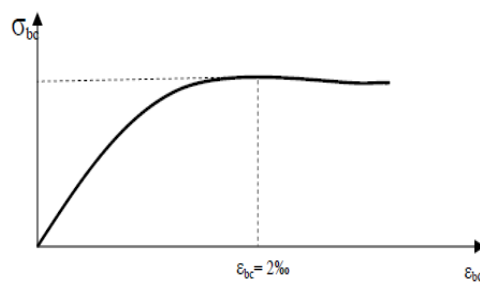


Figure 2-4 Diagramme contrainte –déformation (réel).

Quelque soit la qualité du béton, le diagramme contrainte-déformation présente une contrainte maximale (σ_b) pour une valeur de déformation (ϵ_b) légèrement supérieure à 0.002, au-delà de cette valeur, elle décroît légèrement pour arriver à la rupture à $\epsilon_b = 0,0035$. (figure 2-5).

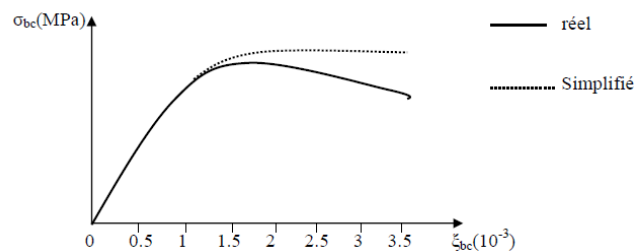


Figure 2-5 Diagramme contrainte –déformation.

Il existe cependant une simplification de ce diagramme.

- **Diagramme parabole-rectangle** (figure 2-6) :

C'est un diagramme constitué par un arc de parabole de 2^{ème} degré prolongé par un segment de droite. Ces deux parties sont exprimées par les fonctions suivantes:

$$* 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} : \sigma_{bc} = 0,85 f_{cj} * (1 - ((2 \cdot 10^{-3} - \varepsilon_{bc}) / (2 \cdot 10^{-3}))^2) / \gamma_b.$$

$$* 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} : \sigma_{bc} = 0,85 f_{cj} / \gamma_b.$$

Le coefficient γ_b est un coefficient de sécurité qui tient compte de la dispersion de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts.

$\gamma_b = 1.5$; situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$; situation accidentelle.

Le coefficient de minoration 0.85 de la résistance tient compte de l'influence défavorable:

- De la durée d'application de la charge.
- Des conditions de bétonnage.

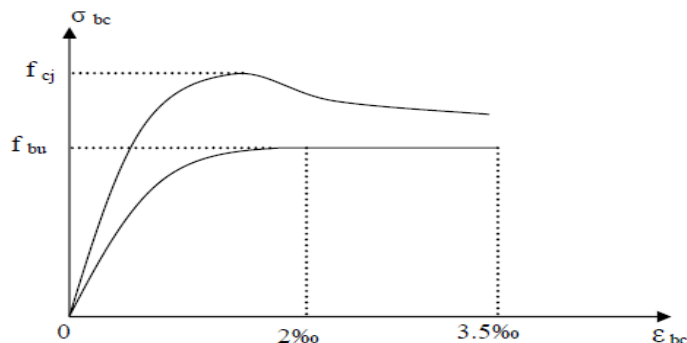


Figure 2-6 Diagramme parabole –rectangle.

- **Diagramme rectangulaire simplifié** (figure 2-7) :

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée il est préférable d'effectuer le calcul avec le diagramme rectangulaire simplifié définissant un comportement rigide plastique avec une contrainte de calcul

$$f_{bu} = \alpha * f_{cj} / \gamma_b.$$

* $\alpha = 0.85$ pour les sections dont la largeur est croissante ou constante vers la fibre la plus comprimée..... (1).

* $\alpha = 0.80$ pour les sections dont la largeur est décroissante vers la fibre la plus comprimée comme par exemple les sections circulaires ou rectangulaires soumises à la flexion déviée..... (2).

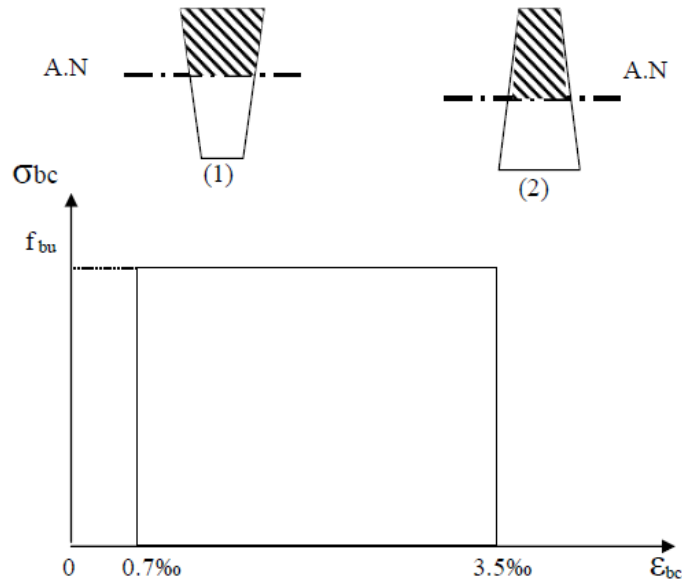


Figure 2-7 Diagramme rectangulaire simplifié.

Si l'on compare les résultats obtenus par les deux diagrammes parabole rectangle et rectangulaire simplifié, on constate que l'erreur commise est très faible, ce qui justifie l'utilisation du diagramme rectangulaire, dans le cas général et à l'exception de la section entièrement comprimée.

II.2.2 Loi de Comportement de l'Acier :

La composition et les propriétés mécaniques de l'acier utilisé dans le béton armé jouent un rôle très important pour le comportement des éléments en béton armé, pour cela, la maîtrise du comportement de ce matériau est indispensable dans les études du génie civil.

Parmi les caractéristiques mécaniques que peuvent présenter ces aciers, seules la limite d'élasticité et la forme du diagramme contrainte-déformation sont utiles quant à la justification du choix d'une section donnée.

Pour les aciers écrouis, la limite d'élasticité est définie comme étant la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰, on peut donc distinguer deux domaines pour le comportement de l'acier (22):

- Le premier est élastique, et pour lequel le matériau revient à son état initial après déchargement.
- Le deuxième est plastique, et pour lequel l'acier présente une déformation résiduelle après déchargement.

- Puis vient la rupture.

Les courbes typiques contrainte-déformation (figure 2-8) pour les barres d'acier utilisées en construction de béton armé sont obtenues à partir des barres d'acier soumises à une traction.

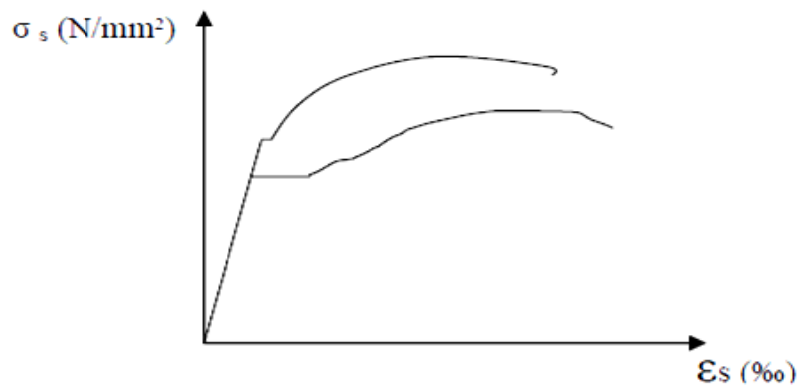


Figure 2-8 Courbes typiques contrainte –déformation pour l'acier.

Les courbes montrent: une partie initiale linéaire, un plateau de plasticité (les déformations augmentent avec peu ou pas d'augmentation de contraintes), une zone d'écrouissage dans laquelle la contrainte augmente encore avec la déformation, et finalement une partie dans laquelle les contraintes diminuent jusqu'à ce que la rupture survienne.

Le module d'élasticité de l'acier est donné par la pente de la partie linéaire élastique de la courbe. Sa valeur est généralement prise comme étant égale à 2.10^5 N/mm².

Les aciers de haute résistance ont généralement un plateau de plasticité, et une élongation avant la rupture plus petite que celle des aciers de basse résistance. Généralement, les courbes contrainte-déformation de l'acier en traction et compression sont supposées être identiques.

Des essais ont montré que cette supposition est raisonnable pour les calculs de conception, il est nécessaire de modéliser la courbe contrainte-déformation. Généralement cette courbe est modélisée par deux lignes droites (figure 2-9-a) en ignorant l'augmentation de contraintes due à l'écrouissage. C'est ce type de modélisation qui est repris par les règlements **BAEL 91**.

Une idéalisation plus précise de la courbe contrainte-déformation est représentée sur la figure 2-9-b (22).

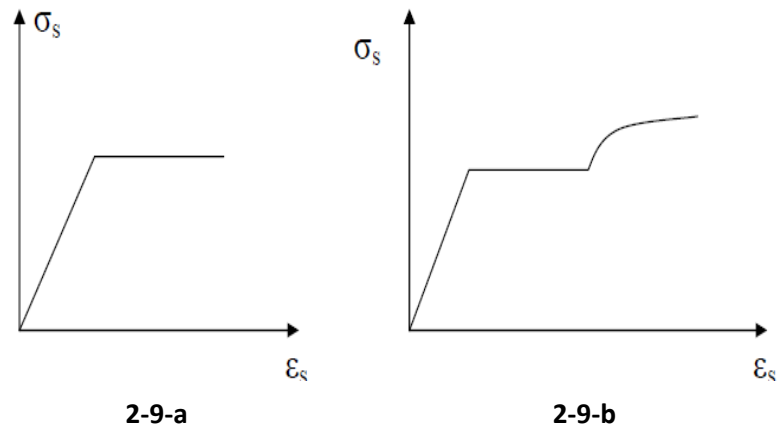


Figure 2-9 Courbe contrainte- déformation des aciers.

II.2.3 Comportement global d'une poutre en BA :

Le comportement global d'une poutre en béton armé est divisé en 3 phases principales, qu'elle soit renforcée par le collage du matériau composite ou non. Ce comportement est représenté schématiquement sur la figure 2-10 et il correspond à la description détaillée dans la partie (II.2.3.3 Mécanismes de rupture d'une poutre en Béton Armé).

Les essais sur pièces fléchies sont généralement réalisés en appliquant à des poutres reposant sur deux appuis simples des systèmes de charges concentrées égales et symétriquement disposées; le plus souvent on dispose de deux charges égales et symétriques.

Dans la partie comprise entre les deux charges, la poutre est soumise à un moment de flexion constant $M = P \cdot a$ et un effort tranchant V nul (solicitation de flexion quatre points). Dans les sections comprises entre les points d'application des charges et les appuis, l'effort tranchant est constant $V = \pm P$ (23).

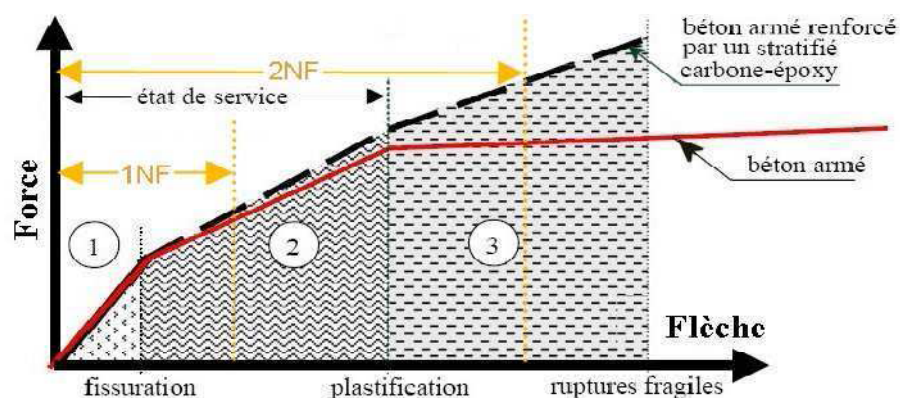
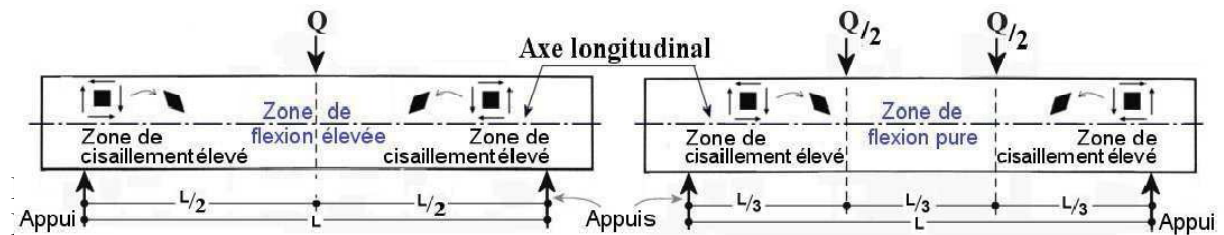


Figure 2-10 Les 3 phases de comportement d'une poutre en BA fléchie renforcée par un stratifié en composite. (Les rapports entre les forces et les flèches de fissuration, de plastification et de rupture sont exagérés) (17).

II.2.3.3 Mécanismes de rupture d'une poutre en Béton Armé :

Le comportement global, d'une poutre en béton armé soumise à un essai de flexion trois points ou quatre points (figure 2-11), est composé de 3 phases.



La figure 2-11 Représentation des zones des contraintes élevées d'une poutre chargée en flexion 3 ou 4 points.

La figure 2-12 illustre graphiquement les 3 phases qui se produisent pendant un chargement de flexion :

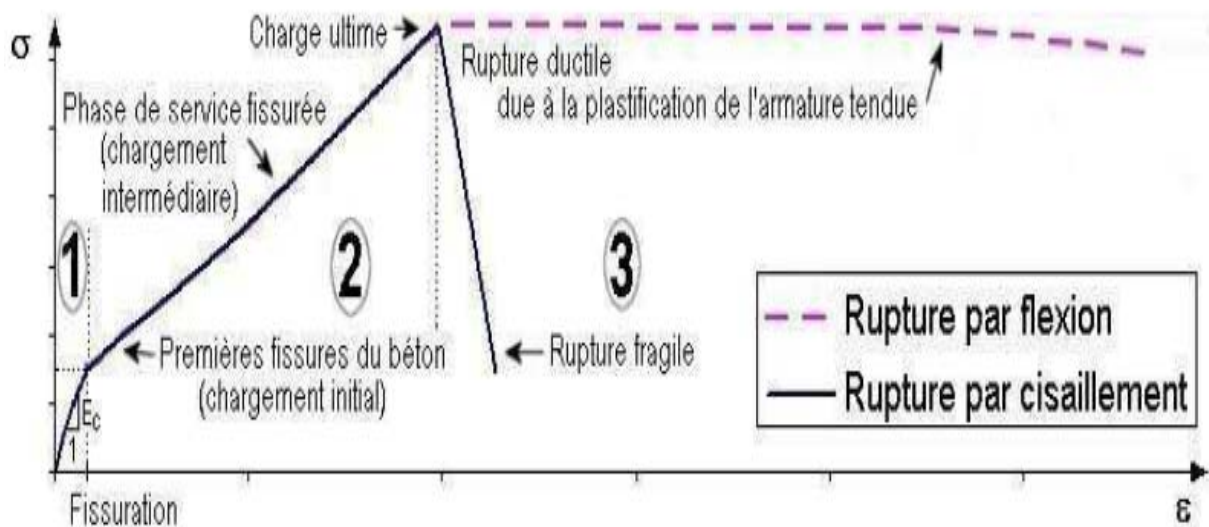


Figure 2-12 Représentation graphique de la contrainte (σ) en fonction de la déformation (ϵ) d'un élément en béton armé.

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

La 2^{ème} phase linéaire correspond au comportement de service mais lorsque la poutre est fissurée. Pendant cette phase, il n'existe pas de différence notable du développement de la fissuration initiale que la poutre ait été endommagée par cisaillement ou par flexion. De toutes les façons, la fissuration commence avec l'apparition de fissures due à la flexion dans la partie inférieure centrale de la poutre. Ensuite, ces premières **fissures dites de flexion** se propagent vers le haut de la poutre (figure 2-13). Les fissures dans les zones de cisaillement élevé se propagent par à la contrainte principale oblique. Ces dernières fissures sont appelées **fissures de cisaillement par flexion (17)**.

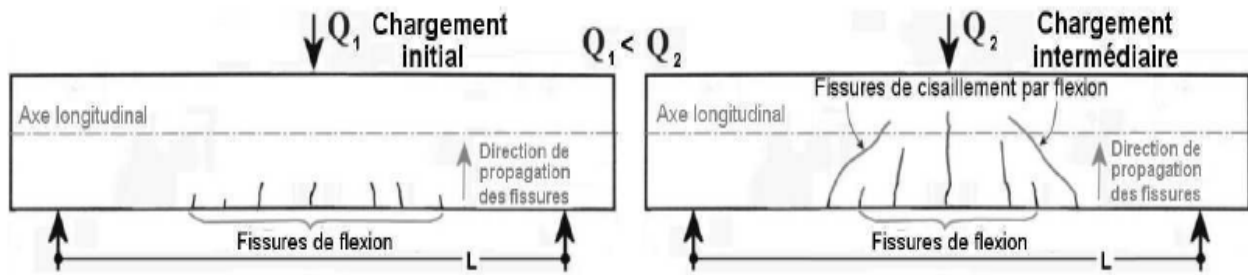


Figure 2-13 Représentation de la fissuration initiale et intermédiaire par flexion d'une poutre en béton armé.

La principale différence, entre l'endommagement par cisaillement et celui par flexion, se constate à la rupture de la poutre : **3ème phase** du comportement.

Deux mécanismes principaux de rupture existent : rupture par flexion (F) ou rupture par cisaillement.

La rupture par flexion peut se produire : par la plastification de l'armature tendue ou par compression du béton associée à la plastification de l'armature tendue. La rupture par cisaillement est due soit à :

i) la contrainte principale oblique (CO), ii) la compression par cisaillement (CC) ou iii) l'adhérence par cisaillement (AC). Ces quatre mécanismes de rupture sont présentés dans les paragraphes suivants.

Ces mécanismes de rupture dépendent de la résistance des matériaux, des dimensions de la structure et du type de chargement. La résistance à la flexion d'une poutre en béton armé est empêchée principalement par l'armature tendue et les propriétés du béton. La résistance aux efforts tranchants est assurée par l'armature transversale (cadres) et les caractéristiques du béton.

Rupture par la plastification de l'armature tendue due à la flexion (F) :

Une poutre est supposée endommagée par flexion si la quasi-majorité des fissures sont verticales et positionnées dans le tiers central de la longueur libre entre les appuis. Le début de l'endommagement commence avec la fissuration du béton. Des fissures verticales souvent très fines sont donc observées au milieu de la poutre. Ensuite, avec l'augmentation du chargement, de nouvelles fissures se développent dans cette même zone centrale alors que les anciennes fissures s'ouvrent et s'étendent vers l'axe neutre ou au delà (figure 2-14).

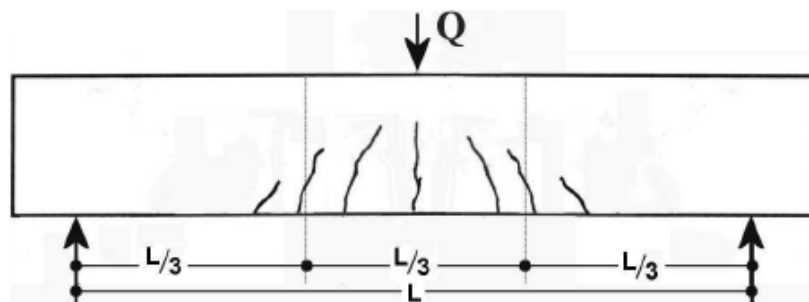


Figure 2-14 Schéma typique d'une poutre en béton armé endommagée par flexion.

Le mécanisme de rupture par flexion est dit "ductile" en raison de la plastification de l'armature métallique qui est soumise à la traction (3ème phase de la figure 2-12).

Lors de la conception d'une poutre, il est recommandé que la rupture de la poutre soit par flexion, parce que ce type de rupture donne un avertissement suffisant de la ruine imminente de la poutre grâce à cette plastification. Les poutres arrivent à la rupture par flexion, seulement si leur résistance au moment fléchissant est inférieure à leur résistance aux efforts tranchants.

Rupture par compression du béton due à la flexion associée à la plastification de l'armature tendue :

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

Les trois mécanismes qui sont présentés maintenant produisent des ruptures dites "fragiles" (3ème phase de la figure 2-12).

Rupture due à la Contrainte principale Oblique (CO) :

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

Ensuite, 2 ou 3 fissures, inclinées vers le centre de la poutre, se développent à une distance entre $1,5d$ et $2d$ (figure 2-15) de l'appui. Lorsque les fissures de flexion n'évoluent plus, une des fissures inclinées dues à la contrainte principale oblique (CO) s'ouvre vers le point de chargement (zone supérieure de compression de la poutre). Il faut remarquer que comme les fissures de flexion n'évoluent plus vers l'axe neutre, cet endommagement fragile dû à la CO produit la ruine instantanée de la poutre avec une faible déformation au centre de la poutre.

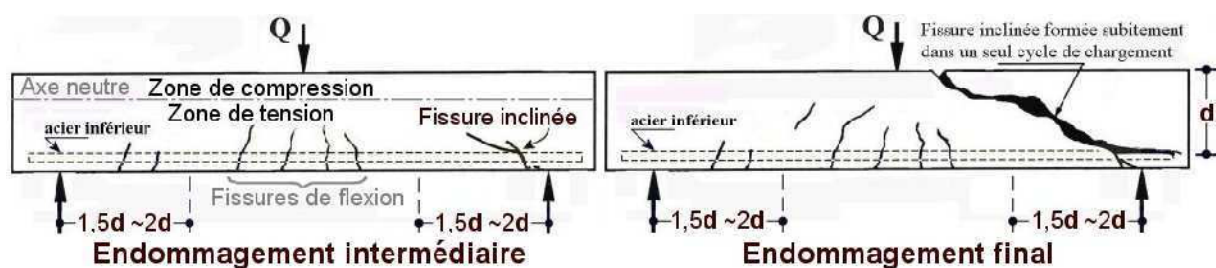


Figure 2-15 Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la contrainte principale oblique.

Rupture due à la Compression par Cisaillement (CC) :

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

Ensuite, une fissure plus inclinée que celle produite par la CO se développe rapidement vers l'axe neutre, mais moins vite que la fissure de CO. Cette différence est due à l'écrasement du béton dans la zone en compression et, aussi, à la redistribution des efforts internes de la zone

supérieure. Lorsque la fissure principale inclinée arrive dans la zone où le béton est écrasé (**Figure 2-16**), il se produit la ruine subite de la poutre. Ce mécanisme de rupture peut être considéré relativement moins fragile, que la rupture par CO, dû à la redistribution des efforts. Cependant, cette rupture doit être évitée. La différence principale entre la rupture due à la CO et celle due à la CC consiste dans le fait que la fissure principale inclinée par CO apparaît subitement, en provoquant la ruine immédiate de la poutre, ce qui n'est pas le cas par la CC qui peut supporter un chargement plus important.

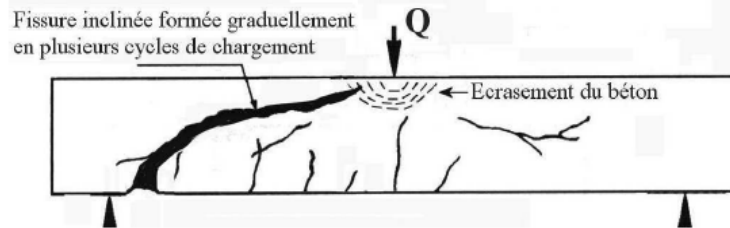


Figure 2-16 Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la compression due au cisaillement.

Rupture due à l'Adhérence par Cisaillement (AC) :

Ce mécanisme de rupture est reconnaissable par l'amorçage d'une fissure longitudinale très importante au niveau du renforcement métallique en tension (partie inférieure), simultanément avec l'écrasement du béton de la zone en compression (figure 2-17).

Ce type d'endommagement est similaire à celui dû à la CC, car l'endommagement dû à l'adhérence par cisaillement permet, aussi, une redistribution des efforts internes de la poutre. La différence réside dans la présence d'une fissuration horizontale le long de l'armature tendue.

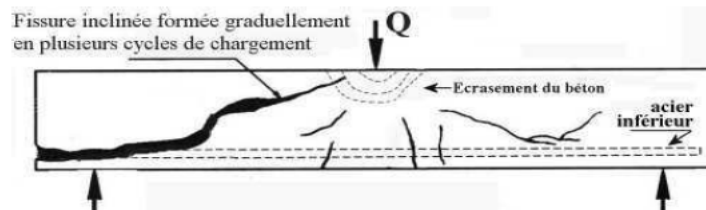


Figure 2-17 Schéma typique d'une poutre en BA endommagée par la perte de l'adhérence due au cisaillement.

Les mécanismes de rupture doivent donc être correctement décrits afin de pouvoir être pris en compte dans une quelconque modélisation ou expertise (17).

II.3 COMPORTEMENT DES POUTRES EN BETON ARMÉ RENFORCÉES PAR DES FIBRES DE CARBONE

II.3.1 La Résistance du Renfort :

II.3.1.1 Traction dans la direction des fibres :

La relation contrainte-déformation du composite est linéaire jusqu'à la rupture sous la sollicitation de traction, donc c'est un comportement fragile pour ce matériau.

Les fibres supportent le principal de l'effort, parce qu'elles sont beaucoup plus rigides que la matrice.

II.3.1.2 Compression dans la direction des fibres :

Théoriquement, on trouve les mêmes critères de résistance qu'à la traction.

Les fibres, ayant un diamètre très faible, ont tendance à flamber ; c'est la matrice qui les stabilise, dans ce mode d'effort les propriétés de la matrice sont importantes. Ainsi les fibres de la nouvelle génération ont une résistance et une rigidité en traction plus élevées que les fibres de la première génération mais elles ne permettent pas d'obtenir un gain de résistance en compression. Pour augmenter les caractéristiques en compression, il faut augmenter les caractéristiques de la résine.

II.3.1.3 Traction et compression transversales- dimensionnement des renforts :

Dans ces sollicitations, fibres et matrice sont soumises à des contraintes équivalentes, c'est le matériau le plus faible (la matrice) qui gouverne la résistance du composite. En règle générale, le matériau composite est appliqué sur une structure soumise à l'action de son poids propre et des charges permanentes, il n'est donc sollicité que par les actions variables : charges d'exploitation et le cas échéant climatiques.

En règle générale, et pour une bonne application du composite, le renfort subit sous l'action de ces charges un allongement égal à celui de son support **(1)**.

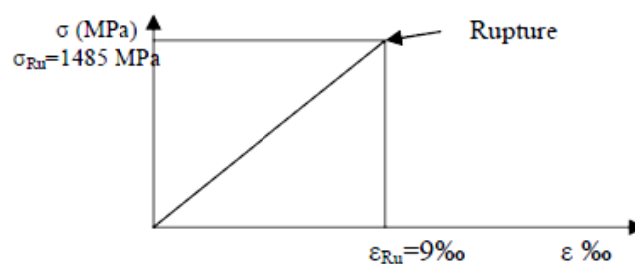


Figure 2-18 Loi de comportement du renfort (1).

Le module élastique du renfort est sensiblement égal à la moitié de celui de l'acier, la contrainte qu'il subit du fait des charges variables est voisine de la moitié de la variation de la contrainte de l'armature d'acier sous les mêmes charges ; cette variation, pour un ouvrage courant, est de l'ordre de 150 MPa au maximum, soit 10 à 15% de la contrainte de rupture. Elle est très inférieure au seuil de fatigue du matériau **(3)**.

Dans une section courante, le renfort se comporte comme une armature supplémentaire dont il est facile de tenir compte dans une vérification en flexion en application du diagramme des trois pivots tel que proposé par les règles CBA.93.

Une bande de 300 mm de largeur en une seule couche est susceptible de mobiliser une force de 250 kN à la rupture ; on notera qu'il n'est pas nécessaire d'appliquer à cette force un coefficient minoratif comme on le fait pour une tôle collée, car la faible épaisseur du renfort et son mode d'imprégnation rendent négligeable l'effet de la flexion. L'allongement à la rupture du matériau compris entre 1,2% et 1,9% est supérieur à la limite conventionnelle de 1% du diagramme des trois pivots, ce qui permet de prendre en compte la totalité des sections cumulées de l'armature existante et de celle du renfort (3).

II.3.2 L'utilisation des nouveaux matériaux composites pour remplacer l'acier:

Dans les années soixante-dix l'utilisation des plaques d'acier collées pour le renforcement des structures en béton armé est déjà débutée.

Quelques années plus tard les structures qui avaient été ainsi renforcées montrèrent une détérioration du joint acier-colle dû à un degré de corrosion important. Des projets de recherche ont alors été entrepris sur l'utilisation de nouveaux matériaux composites pour remplacer l'acier (24).

II.3.2.1 Renforcement en flexion :

Ritchie et al. (1991) ont été parmi les premiers à utiliser les matériaux composites avec la méthode de renforcement par collage de plaque. Leurs essais ont consisté à tester 16 poutres en béton armé (150 mm x 300 mm x 2450 mm, $f_b = 40$ MPa, $A_s = 2$ HA10, $f_e = 400$ MPa, $s = 60$ mm), en changeant les propriétés et la nature de la plaque de composite utilisée. La longueur du renforcement variait entre 1.7 m et 2.4 m tandis que la largeur était fixée à 150 mm; l'épaisseur variait entre 1 et 8 mm. Les matériaux utilisés étaient les suivants: fibres de verre ($E_p = 11700$ à 30400 MPa, $f_{pu} = 160$ à 590 MPa); fibres de carbone ($E_p = 54500$ MPa à 118000 MPa, $f_{pu} = 590$ à 1500 MPa) et fibres d'aramide ($E_p = 72500$ MPa, $f_{pu} = 1180$ MPa). Pour 9 des poutres testées, l'arrachement du béton fut la cause de la rupture.

En guise d'ancrages, les auteurs ont soit collé des cornières en L sur les faces verticales de la poutre, aux extrémités de la plaque (voir figure 2-19) soit prolongé la plaque jusqu'aux appuis (figure 2-20).

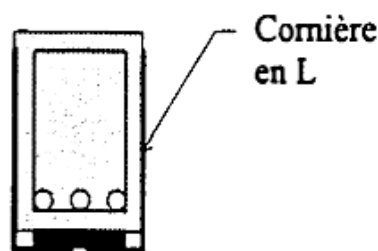


Figure 2-19 Ancrage avec cornières d'acier profilées en L (24).

Le premier type d'ancrage a empêché le déchirement du béton dans 25 % des cas tandis que le second a été efficace dans 50% des cas. Les auteurs ont ainsi suggéré de réduire la contrainte de cisaillement dans la colle qui cause le décollement plutôt que de concevoir des ancrages en bout de plaque. Un moyen relativement efficace de réaliser ceci est donc de prolonger la plaque jusqu'aux appuis afin d'atténuer la discontinuité dans la rigidité de la poutre.

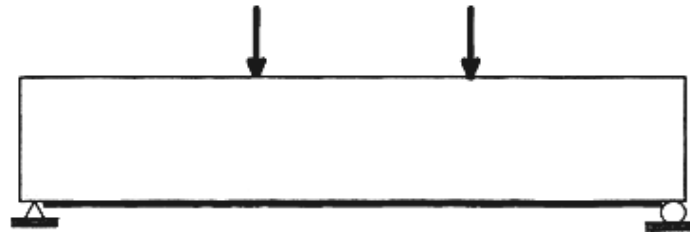


Figure 2-20 Prolongement de la plaque jusqu'aux appuis (24).

Charif et al (1994) ont testé 8 poutrelles en béton armé (150 mm x 150 mm x 1180 mm; $f_b = 37.7$ MPa; $A_s = 2HA10$, $f_e = 450$ MPa; $s = 60$ mm) renforcées avec une plaque en fibres de verre ($f_p = 170$ MPa) ancrées de différentes façons (boulons, plaques, cornières). La plaque de composite mesurait 1000 mm de long et 100 mm de large; son épaisseur variait entre 1 et 3 mm. La plaque et les ancrages en composites étaient constitués de fibres de verre tissées. Pour les poutres avec une plaque de 2 ou 3 mm d'épaisseur, la rupture a été initiée par le décollement de la plaque à une extrémité de la poutrelle. La contrainte de cisaillement dans l'interface avait dépassé la résistance maximale de la colle. Ainsi, le décollement de la plaque n'a pas entraîné l'arrachement du béton, même si la séparation complète de la plaque a été évitée (voir figure 2-21).

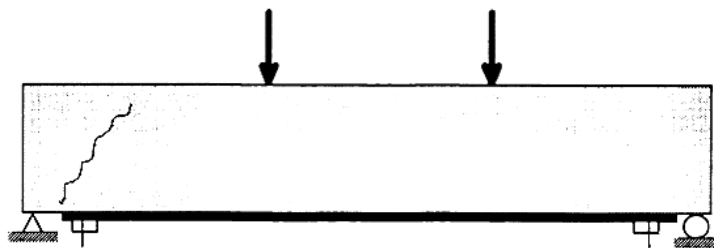


Figure 2-21 Ancrage avec boulons (24).

Des plaques en composites collées aux tiers extérieurs de la portée sur les parois verticales ont provoqué l'apparition de fissures qui ont longé le contour inférieur de ces plaques, du bord jusqu'à la charge (figure 2-22). La rupture s'est faite par cisaillement de la poutre. Les auteurs n'ont pas tenu compte dans leur programme expérimental de paramètres supplémentaires tels l'orientation des fibres qui composent les ancrages ou la plaque de renforcement.

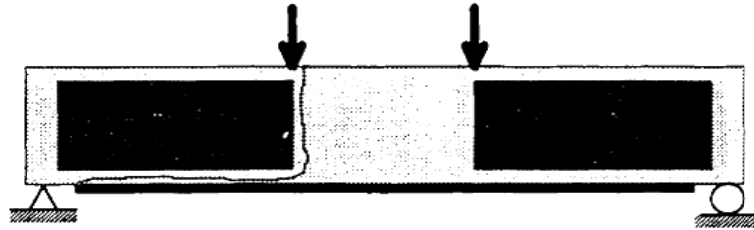


Figure 2-22 Collage de plaques sur les parois verticales de la poutre (24).

Enfin, une poutre renforcée d'une plaque en composites et faite d'une seule pièce découpée en forme de I (avant son collage sur la poutre) a fait l'objet d'un chargement (figure 2-23). La rupture classique en flexion s'est produite et l'ensemble a démontré une excellente ductilité (24).

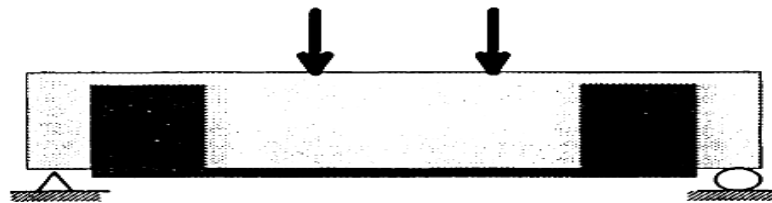


Figure 2-23 Ancrage et plaque solidaires, en forme de I (24).

Meier et Kaiser (1991) ont réalisé un programme expérimental qui consistait à renforcer 26 poutres de béton armé par une plaque de composite de CFRP. Les essais ont été réalisés sur des spécimens de 150 x 200 x 2000 mm, renforcés de quatre barres de 8 mm de diamètre (deux dans la zone en compression et deux dans celle en traction). Le renforcement en cisaillement était de barres de 6 mm de diamètre espacées de 220 mm. Avec l'application d'une plaque de 0,3 mm d'épaisseur par 200 mm de largeur, la charge ultime a été augmentée de 100 % par rapport à la poutre de référence et la flèche à la rupture a été réduite de moitié. Par contre, sur une poutre de 7 m de portée, l'augmentation n'a été que de 22 %. Les auteurs ont aussi porté leur attention sur l'ouverture et la distribution des fissures lors d'un essai sur une poutre pré-fissurée et renforcée d'une plaque de CFRP de 200 x 0.75 mm. Ils sont arrivés à la conclusion que le composite crée une meilleure distribution des fissures, d'où une diminution de leur ouverture. Aussi, ils ont identifié que la différence entre les coefficients de dilatation du béton et du CFRP pouvait conduire à des contraintes à l'intérieur du joint. Cependant, après avoir soumis une poutre renforcée à 100 cycles de température (-20°C à 20°C), aucun effet n'a été ressenti sur sa capacité en flexion. Finalement, ils conclurent que la déformation du composite en fonction de la charge est définie par trois droites limitées respectivement par la charge qui cause la première fissuration du béton, la plastification de l'acier et la rupture de la poutre ou du composite (24).

Djelal et al (1998) ont été orientés vers le renforcement à l'aide de deux lamelles de fibre de carbone sur un ou deux lits. Le programme expérimental est décrit comme suit : huit poutres de section rectangulaires ont été réalisées pour cette étude expérimentale. Toutes les poutres sont identiques, ont une section de $15 \times 30 \text{ cm}^2$ et une longueur de 3 m, elles sont armées de deux barres HA14 à la fibre tendue et 2HA8 à la fibre supérieure, l'acier est de nuance E500, $f_b = 35 \text{ MPa}$. Les poutres ont été testées en flexion quatre points, la mesure de la charge est réalisée à l'aide d'un capteur de force d'une capacité de 500 kN en statique.

Le gain en terme de charge et de flèche est illustré à la figure 2-24 (3).

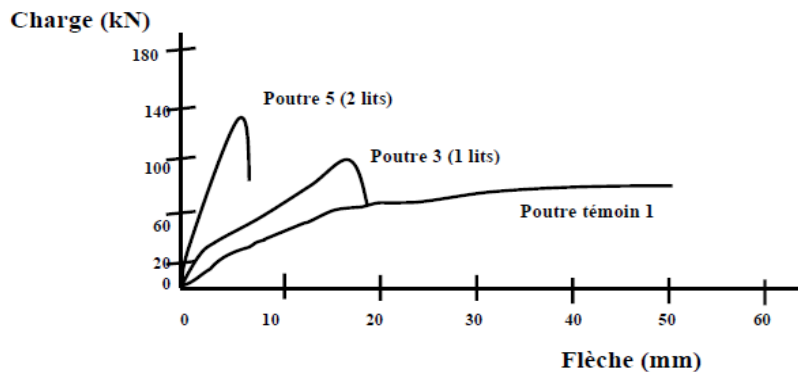
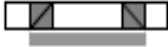

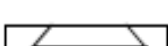




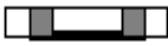


Figure 2-24 Influence du nombre de lits de lamelle (3).

M. Abdessamed et S. Kenai (2003) ont contribué à l'introduction de la technique de renforcement par matériaux composites en Algérie par une investigation expérimentale sur neuf poutres de dimensions réduites en béton armé. Les poutres ont une longueur de 170 cm, et 110 cm de portée et de section $16 \times 18 \text{ cm}^2$. Les armatures sont de trois barres d'acier HA12 dans la partie tendue et de deux barres HA10 dans la partie comprimée, tandis que les cadres sont des aciers doux lisse de diamètre 8 mm, espacés de 20 cm. Ces spécimens d'essai se distinguent essentiellement par le type du composite collé et les manières et les localisations du collage appliqué. Les deux premières sont des poutres test, elles ne sont pas renforcées, les sept autres sont réparties en deux catégories. La première est celle des poutres renforcées avant chargement par collage de trois composites différents : TFC Freyssinet, Sika Carbodur lamelle et Sika Wrap alors que la deuxième catégorie est celle de quatre poutres réparées par injection et placage des composites après le chargement et l'apparition des fissures (Tableau 2-1) (2).

Tableau 2-1 Désignation des poutres renforcées avant et après endommagement et mode de collage de différents composites (2).

Nomination Poutre		Schéma de renforcement et réparation	Détail du renforcement	Mode d'essai
Poutres de référence		P1 et P2	-	Chargement jusqu'à rupture (sans renforcement)
Poutres réparées	P2		S.Wrap (30*(18+16+18)) et S.carbodur (100* 8)	↑ Chargement jusqu'à fissuration puis injection et réparation et chargement jusqu'à rupture ↓
	P3		Lamelle Sika carbodur (100* 8)	
	P4		1 couche Sika Wrap (100* 30)	
	P5		Fissures injectées par résine et colmaté	
Poutres renforcées	P6		1couche TFC (100*8)	↑ Renforcement à vide puis chargement jusqu'à rupture ↓
	P7		Lamelle Sika Carbodur (100*8)	
	P8		Sika.Wrap (30*(18+16+18)) et Sika.carbodur (100* 8)	
	P9		1couche Sika Wrap (100* 30)	

Ils ont obtenu d'importants résultats notamment en terme de gain de capacité portante, de réduction d'apparition et d'ouverture de fissures ainsi que les flèches. La figure 2-25 présente les résultats pour le cas de renforcement, et la figure 2-26 récapitule les résultats pour le cas de réparation.

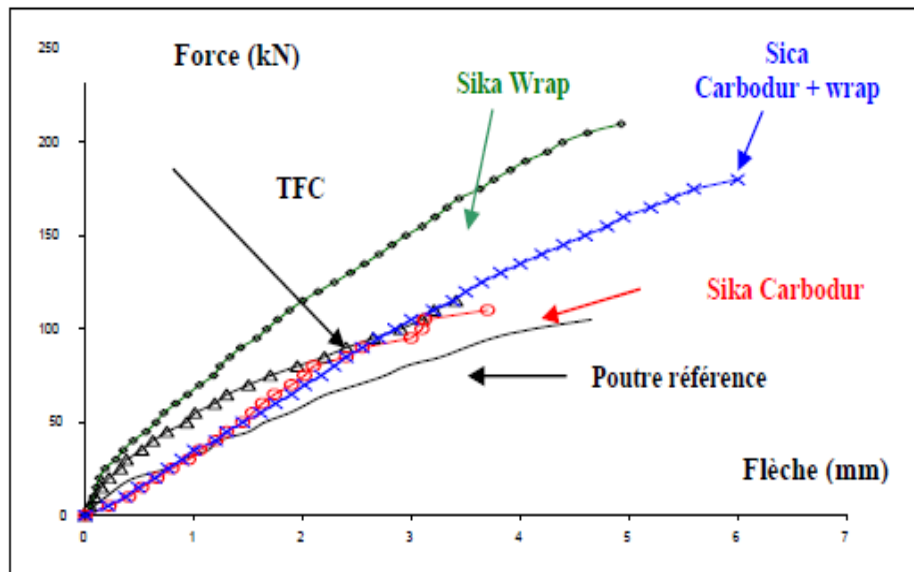


Figure 2-25 Courbes force-flèche des différents types de renforcements (2).

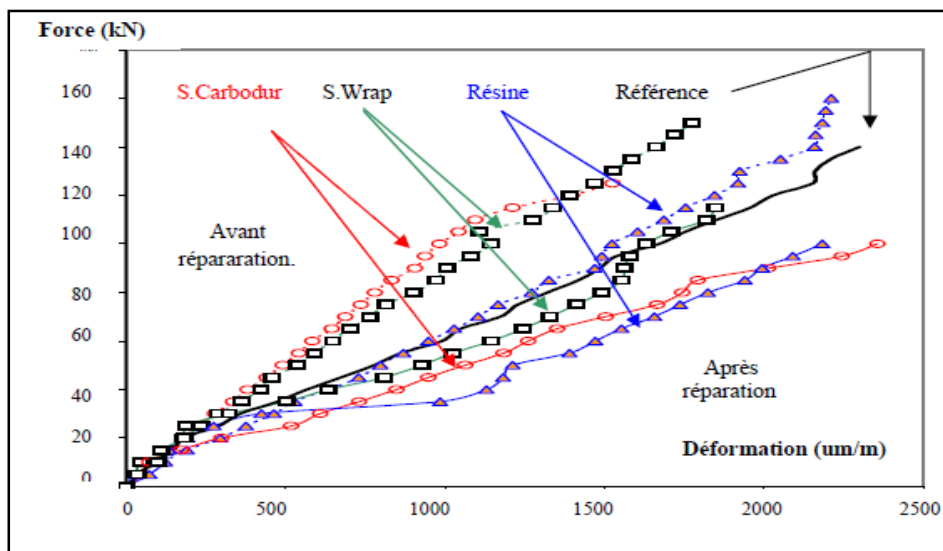


Figure 2-26 Courbes force-déformation des aciers pour poutres réparées et renforcées (2).

La comparaison entre les résultats analytiques et expérimentaux montre que le gain théorique en charge de service et de rupture est nettement supérieur au gain mesuré. Cependant, il faut noter que le calcul théorique ainsi que l'étude expérimentale confirment l'effet bénéfique du renforcement des poutres fissurées et le gain appréciable dans la capacité portante (2).

II.3.2.2 Renforcement au cisaillement :

Plusieurs recherches traitent le comportement des poutres renforcées à l'aide de plaques en matériaux composites ont été récemment entreprises. Mais il s'agit dans la grande majorité des cas de renforcement en flexion et peu de données sont disponibles sur la faisabilité du renforcement au cisaillement (25).

Une autre étude sur l'utilisation des matériaux composites comme matériau de renforcement au cisaillement des poutres en béton armé a été réalisée par KHALIFA A., DE LORENZIS L., NANNI A Canada 2000(29). Dans cette étude 7 poutres possédant une section en "T" ont été testées en flexion quatre points. Les poutres ont été regroupées de la manière suivante : une poutre en BA a servi de référence (A1), 4 ont été renforcées par différents paramètres de tissus en carbone (A2~A5) et 2 autres par NSM tiges en composite (B1 et B2). Cette vérification expérimentale des tiges comme technique de renforcement démontre leur efficacité pour augmenter la résistance au cisaillement. Cette augmentation est possible car les tiges sont installées dans la même direction que les cadres (renfort d'effort tranchant).

Saadatmanesh et Ehsani (1991) ont entrepris un travail qui consistait à renforcer une poutre de béton sans armatures à l'aide d'une plaque de composite en fibres de verre. La poutre était alors chargée aux tiers de sa portée. A cause de l'absence d'armatures longitudinales, une fissure importante s'est développée à la face tendue et a entraîné le décollement de la plaque. Les auteurs ont suggéré d'inclure une certaine quantité d'armatures pour limiter l'ouverture des fissures et empêcher le décollement (26).

Meier et Kaiser (1991) ont identifié deux types de délaminage lors de leurs essais. Le premier a été nommé peeling-off ou décollement rapide de la plaque de renforcement dû à l'ouverture d'une fissure de cisaillement et fut observé sur les poutres avec un fort pourcentage d'acier et de composites. Il était initié sous une des charges concentrées et se propageait vers l'appui le plus rapproché (figure 2-27). Le second type de délaminage était un décollement progressif dû à une surface de béton non parfaitement plane et fut surtout observé sur des poutres renforcées de plaques minces (figure 2-28) (26).

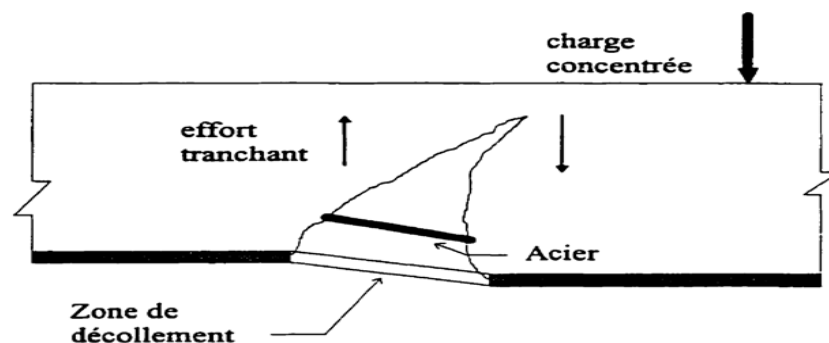


Figure 2-27 Décollement de type peeling-off (26).

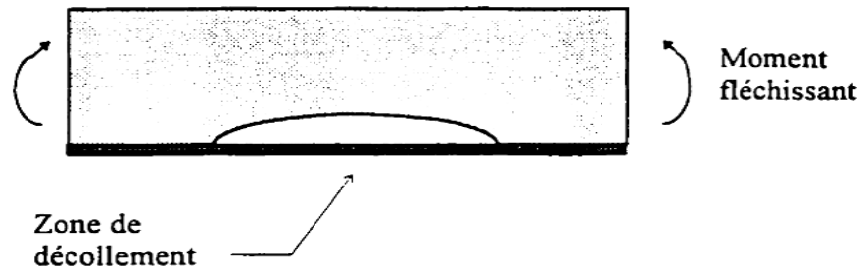


Figure 2-28 Décollement dû à une surface concave (26).

Triantafillou et Plevis (1992) ont proposé un modèle théorique pour prévoir le décollement de type peeling-off. Selon les auteurs, les ouvertures (verticale (v) et horizontale (w)) d'une fissure de cisaillement sont dues à un glissement relatif des deux faces internes du béton le long de la fissure et d'un effet de levier dans les barres d'armature. De plus, pour une même quantité d'étriers, l'ouverture de la fissure est contrôlée par le pourcentage d'acier d'armature et de composites. Les auteurs ont supposé que la charge ultime P_u est proportionnelle au rapport des déformations (v/w) multiplié par la rigidité en cisaillement des armatures ($G_s A_s$) et de la plaque de composite ($G_p A_p$) :

$$P_u \propto (v/w)(G_s A_s + G_p A_p) \quad (\text{II-1})$$

$$P_u = \lambda (G_s A_s + G_p A_p) \quad (\text{II-2})$$

Selon leur modèle, le délaminage survient pour une valeur critique du rapport (v/w) qui dépend de la qualité du lien entre la plaque et le béton. Le coefficient λ est déterminé expérimentalement. Lors de leur programme expérimental, les auteurs ont testé huit poutrelles (76 mm x 127 mm x 1220 mm, $f_b = 40$ MPa, $A_s = 2\Phi 5$, $f_e = 400$ MPa, $s = 40$ mm) renforcées à l'aide d'une plaque de carbone. La longueur de la plaque était de 1.07 m, la largeur variait entre 42.6 et 63.9 mm et l'épaisseur entre 0.2 et 1.9 mm. La poutrelle témoin a subi une rupture par plastification des armatures et écrasement du béton. Deux autres poutrelles, faiblement renforcées, ont cédé par rupture de la plaque de composite. Enfin, les cinq poutrelles restantes ont subi un décollement de la plaque. Trois des cinq résultats ont servi à calibrer l'équation (II-2) et à déterminer λ comme étant égal à 0.011 ($G_s = 77$ GPa et $G_p = 4.4$ GPa). A noter que la rigidité en cisaillement de la plaque composite ($G_p A_p$) était d'environ 20 fois plus faible que la rigidité en cisaillement de l'acier ($G_s A_s$) ce qui suggère que la charge de délaminage dépend principalement de la grosseur des barres d'armature et non des dimensions de la plaque de composite. Pour cette raison, les charges de délaminage étaient très voisines, même en variant le pourcentage du composite ($P_u = 29.5, 30.5, 27.9, 25.5$ et 37.3 kN). Cette approche pour déterminer la charge de délaminage, bien qu'intéressante, reste à être validée par de plus nombreux essais afin de déterminer ses conditions d'applications et sa fiabilité (26).

Deblois et Picard (1994) ont effectué des essais sur cinq poutres en béton armé (200 mm x 300 mm x 4000 mm, $f_b = 25$ MPa, $A_s = 2\Phi 15$, $f_e = 500$ MPa, $s = 120$ mm) avec différentes

combinaisons de renforcement (plaques unidirectionnelles et bidirectionnelles, boulons). La plaque de renforcement avait une longueur de 3700 mm, une largeur de 150 mm et l'épaisseur variait entre 6 et 11 mm. Les propriétés du composite en fibre de verre utilisé étaient les suivantes : $E_p = 41380$ MPa, $f_p = 690$ MPa. Les auteurs ont observé dans 3 des 5 cas une rupture par délaminage de type peeling-off (figure 2-27) qu'ils décrivent comme un

« Décollement instantané de la plaque causé par l'ouverture d'une fissure située sous une des charges concentrées ». Le décollement s'est rapidement propagé jusqu'à l'appui et a été suivi immédiatement par l'écrasement du béton en compression. Le glissement de la plaque par rapport à la poutre a précédé le délaminage. Les trois poutres étaient renforcées de plaques bidirectionnelles de 6.35 mm d'épaisseur. Sur deux de ces poutres ont été installés des ancrages mécaniques aux extrémités (12 et 24 boulons) (figure 2-21). Les charges de délaminage très semblables ($P_u = 94, 95.4$ et 98 kN) suggèrent que les ancrages mécaniques n'ont pas eu d'influence sur le décollement. Sur une quatrième poutre renforcée par une plaque bidirectionnelle de 6.35 mm d'épaisseur plus une plaque unidirectionnelle de 4.75 mm d'épaisseur et 16 boulons aux extrémités, la rupture s'est produite par décollement de la plaque de renforcement à l'une des extrémités ($P_u = 121$ kN). L'ajout d'une plaque unidirectionnelle a augmenté la rigidité globale de la poutre et fait diminuer l'ouverture des fissures de sorte que le décollement de type peeling-off n'a pas prévalu. Enfin, la rupture de la cinquième poutre renforcée par une plaque bidirectionnelle de 6.35 mm avec 12 boulons aux extrémités et soumise à un pré-chargement a été causée par le décollement progressif de la plaque sur presque toute sa longueur. Le délaminage était dû à de nombreux vides observés à l'interface plaque-poutre (voir figure 2-28) (26).

Missihoun (1995) a réalisé des essais sur quatre poutres en béton armé (200 mm x 300 mm x 3000 mm; $f_b = 40$ MPa; $A_s = 2$ HA10, $f_e = 440$ MPa, $A_s =$ HA10, $s = 100$ mm) renforcées à l'aide d'une plaque de composite dont les fibres étaient orientées de diverses façons (trois lamelles à : 0° ; 0° et $\pm 6^\circ$; 0° et $\pm 9^\circ$; 0° et $\pm 12^\circ$). Dans tous les essais, la plaque mesurait 2900 mm de long, 166 mm de large et 0.9 mm d'épaisseur. Les propriétés des fibres de carbone utilisées étaient les suivantes : $E_{p11} = 82000$ MPa (direction parallèle aux fibres), $E_{p22} = 35000$ MPa (direction perpendiculaire aux fibres), $G_p = 3700$ MPa. Les quatre poutres ont subi une rupture par délaminage de type peeling-off décrite comme le «décollement instantané de la plaque causé par l'ouverture d'une fissure importante sous une des charges concentrées». Le décollement rapide s'est d'abord propagé jusqu'à l'appui le plus rapproché. Le choc du délaminage a ensuite entraîné l'arrachement d'une partie de la couverture de béton sous Les armatures longitudinales, dans la région centrale de la poutre seulement. Les blocs de béton arrachés sont restés collés à la plaque de renforcement. Pour toutes les poutres, les charges de délaminage ont été voisines :

- $P_u = 100$ kN pour fibres orientées à 0° ,
- $P_u = 103$ kN pour fibres orientées à 0° et $\pm 9^\circ$,
- $P_u = 95$ kN pour fibres orientées à 0° et $\pm 6^\circ$,
- $P_u = 105$ kN pour fibres orientées à 0° et $\pm 12^\circ$.

La poutre avec fibres orientées à 0° et $\pm 12^\circ$ était ancrée en U par deux bandes de composite, à une seule extrémité (figure 2-29). Ce dispositif devait servir à empêcher le délaminage dû aux contraintes de décollement à l'interface composite-béton (26).

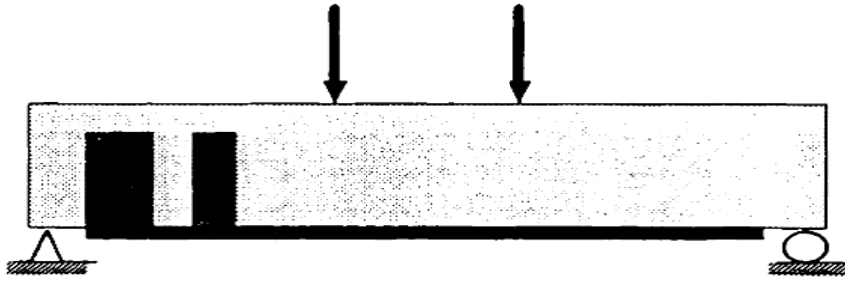


Figure 2-29 Ancrages en U à une extrémité (26).

Les ancrages ont cédé en cisaillement à la base lorsque le décollement de la plaque est parvenu à l'extrémité de la poutre. L'orientation des fibres n'a pas eu une grande influence sur la charge de délaminage (26).

II.4 CONCLUSION

Pour une bonne conception et un calcul juste des renforcements des structures fléchies en béton armé, il est impératif de maîtriser le comportement de l'association de ces deux matériaux (béton, composite). La maîtrise de ce comportement global passe par l'étude du comportement de chaque constituant durant son processus de rupture. Cette rupture qui peut se manifester soit par une rupture du composite lui-même, soit par décollement de ce dernier à l'interface béton – renfort.

CHAPITRE III

Choix et développement d'un modèle théorique pour la modélisation numérique.

III.1 Introduction

III.2 Processus de rupture d'une poutre en béton armé et/ou renforcée par matériaux composites.

III.3 Présentation du logiciel de calcul

III.4 L'élaboration des modèles de calcul

III.5 Conclusion

III.1.Introduction :

Le recours aux modèles numériques pour la résolution des systèmes mécaniques devient nécessaire surtout s'il s'agit des systèmes complexes constitués de matériaux de forte hétérogénéité ou d'autres systèmes qui sont soumis à des chargements statiques ou dynamiques complexes.

Ces modèles numériques représentent aussi une base scientifique sur laquelle le concepteur se réfère afin de corriger ou vérifier certains résultats.

Ainsi, l'objectif de ce chapitre est d'élaborer des modèles numériques des poutres en béton armé simplement appuyés soumises à la flexion quatre points, puis d'introduire les éléments de renforcement en matériaux composites en utilisant plusieurs modes de renforcement.

De même, la résolution d'un système mécanique par les méthodes numériques nécessite, à priori, la connaissance des lois de comportement des matériaux constituant la structure désignée.

III.2. Processus de rupture d'une poutre en béton armé et/ou renforcée par matériaux composite:

Pour déterminer le comportement à l'état de service d'une poutre soumise à une charge croissante, après une maturité supérieure à 28 jours, il y a deux étapes à considérer (29) (voir figure 3-1) :

1er étape (AB) :

Avant la fissuration du béton, le calcul peut être fait selon les règles de la résistance des matériaux car la structure se trouve dans le domaine élastique.

De nos jours, la loi de Hooke élémentaire utilisée par exemple, pour les poutres homogènes et isotropes en traction, compression ou flexion simple est donnée par :

$$\sigma = E \varepsilon$$

Dans laquelle σ représente l'état de contrainte normale en un point de la poutre (-dirigée- par l'axe de la poutre), ε l'état de déformation en ce point et E le module d'élasticité longitudinale du matériau.

Lorsque la poutre est soumise à un cisaillement ou une torsion simple, la loi devient :

$$\tau = G\gamma$$

Dans laquelle τ représente l'état de contrainte de cisaillement en un point de la poutre, γ l'état de déformation de glissement en ce point et G le module de cisaillement de matériau. On montre en élasticité que pour un matériau isotrope, si ν le coefficient de Poisson du matériau, on a

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

Cette loi se généralise à l'étude des structures élastiques. Si σ_{ij} sont les 6 composantes du tenseur des contraintes et si ε_{ij} sont les 6 composantes du tenseur des déformations, la loi de Hooke se donne ici en notation indicielle par :

$$\varepsilon_{ij} = ((1 + \nu)/E) \cdot \sigma_{ij} - (\nu/E) \cdot \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij}$$

Et sous forme matricielle par :

$$\begin{bmatrix} \sigma_{LL} \\ \sigma_{TT} \\ \sigma_{NN} \\ \sigma_{LT} \\ \sigma_{LN} \\ \sigma_{TN} \end{bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ & & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1-2\nu}{2} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1-2\nu}{2} & 0 \\ & & & & & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{LL} \\ \varepsilon_{TT} \\ \varepsilon_{NN} \\ 2\varepsilon_{LT} \\ 2\varepsilon_{LN} \\ 2\varepsilon_{TN} \end{bmatrix}$$

Matrice de Hooke en fonction de E et ν Isotropie complète

La loi de Hooke prend la forme suivante avec les coefficients de Lamé λ et μ

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2 \mu \varepsilon_{ij}$$

$$\begin{bmatrix} \sigma_{LL} \\ \sigma_{TT} \\ \sigma_{NN} \\ \sigma_{LN} \\ \sigma_{LT} \\ \sigma_{TN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda+2\mu & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ & \lambda+2\mu & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ & & \lambda+2\mu & 0 & 0 & 0 \\ & & & \mu & 0 & 0 \\ & & & & \mu & 0 \\ & & & & & \mu \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_{LL} \\ \varepsilon_{TT} \\ \varepsilon_{NN} \\ 2\varepsilon_{LN} \\ 2\varepsilon_{LT} \\ 2\varepsilon_{TN} \end{bmatrix}$$

Matrice de Hooke en fonction des coefficients de Lamé λ et μ

Le module d'élasticité E_c étant connu, il est possible de calculer le moment d'inertie de la section totale homogénéisée (I_g), en tenant compte de la section totale du béton ainsi que des armatures avec le coefficient d'équivalence n ($ns = E_s/E_c$) et des Matériaux composites avec nf ($nf = E_f/E_c$).

2ème étape (BC) :

Le béton est fissuré. La rigidité n'est plus EcI_g , mais plutôt en utilisant un moment d'inertie équivalent de la section fissurée homogénéisée.

Dans cette partie on va utiliser les règles de calcul décrites par la norme américaine **building code requirements for structural concrete and commentary ACI 318m-05** (American Concrete Institute).

L'ACI propose l'équation empirique (3.1) suivante :

$$I_e = I_{cr} + \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 (I_g - I_{cr}) \leq I_g \quad (3.1)$$

Avec :

I_e : Le moment d'inertie équivalent de la section fissurée homogénéisée.

I_{cr} : Le moment d'inertie de la section de béton fissurée déterminé par l'équation (3.2).

I_g : Le moment d'inertie de la section totale homogénéisée.

M_{cr} : Le moment de flexion qui correspond à l'apparition des premières fissures

$$[M_{cr} = f_r \cdot I_g / (y_t)].$$

f_r : Le module de rupture du béton. Tel que : $f_r = 0.65 \sqrt{f_c}$.

y_t : La distance entre le cdg et la fibre la plus tendue, négligeant l'acier.

M_a : Le moment de flexion maximal dû au chargement déterminé au milieu de la poutre

$$[M_a (\text{Flexion 3 Points}) = Q \cdot L / 4 ; M_a (\text{Flexion 4 Points}) = Q \cdot L / 6].$$

$$I_{cr} = \frac{b y^3}{3} + n A_{s1} (d - y)^2 + n f A_f (d_f - y)^2 + (n - 1) A_{s2} (y - d)^2 \quad (3.2)$$

Avec :

b : Largeur de la section droite transversale de la poutre.

A_{s1} : Aire de la section d'armatures inférieures tendues.

A_{s2} : Aire de la section d'armatures supérieures comprimées

A_f : Section de plaque ou tige en composite.

d : Hauteur utile d'une section droite.

d' : Distance du c g des aciers supérieurs à la fibre de béton la plus comprimée.

d_f : Distance du c g de la plaque de composite à la fibre de béton la plus tendue.

Y : Etant déterminé par l'équation quadratique suivante:

$$\frac{b}{y}y^2 + [nAs_1 + nfAf + (n - 1)As_2]y - \left[\frac{nAs_1d + nfAfd_f}{(n - 1)As_2d'} + \right] = 0 \quad (3.3)$$

Tel que :

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + \left(\frac{b}{2} - Xenf\right)^2 bh + (d - Xenf)^2(n - 1)As_1$$

ET

$$Xenf = \frac{bh^2}{12} + (n - 1)As_1 \cdot dbh + (n - 1)As_1$$

Avec:

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{et} \quad nf = \frac{E_f}{E_c}$$

Pour cette étude on va utiliser le modèle élasto-plastique parfait simple utilisé par UY, B 1998(28).

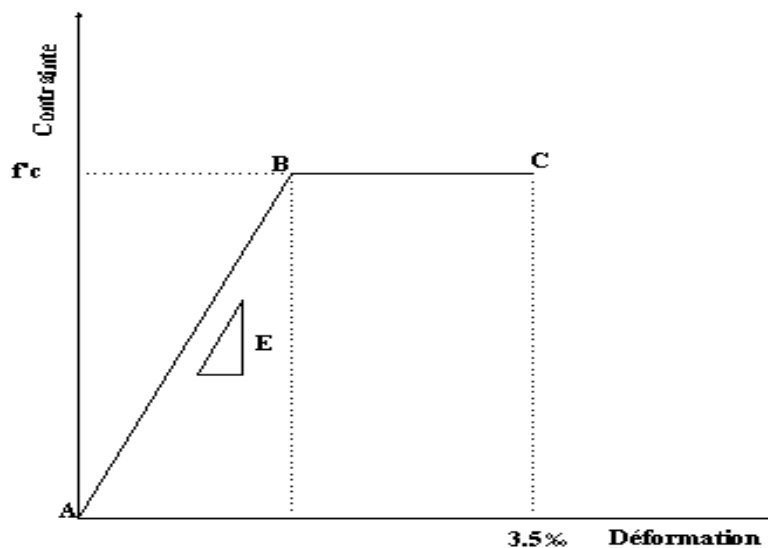


Figure 3-1 Le diagramme contrainte- déformation du béton utilisé (28).

f_c' est la contrainte limite de compression de notre béton.

Et ce qui concerne La relation contrainte-déformation du composite, elle est linéaire jusqu'à la rupture sous la sollicitation de traction, donc c'est un comportement fragile pour ce matériau.

On remarque qu'il ya deux parties principales, une partie linéaire élastique non fissuré et une deuxième partie fissuré.

Pour la simulation numérique, nous avons tenu compte, dans notre modélisation, des deux phases : avant fissuration du béton et après apparition des premières fissures.

Pour cela nous avons utilisé un logiciel de calcul en éléments finis pour pouvoir obtenir les résultats de calcul de façon un peu rapide et exacte.

Les résultats obtenus sont présentés dans le chapitre suivant sous forme de courbes donnant la force en fonction de la flèche ainsi que l'évolution des contraintes durant le chargement des poutres. Les résultats obtenus sont comparés avec les résultats expérimentaux.

III.3. Présentation du logiciel de calcul :

Le **robot millenium** est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner tout type de structures. Il permet ainsi de vérifier les résultats obtenus.

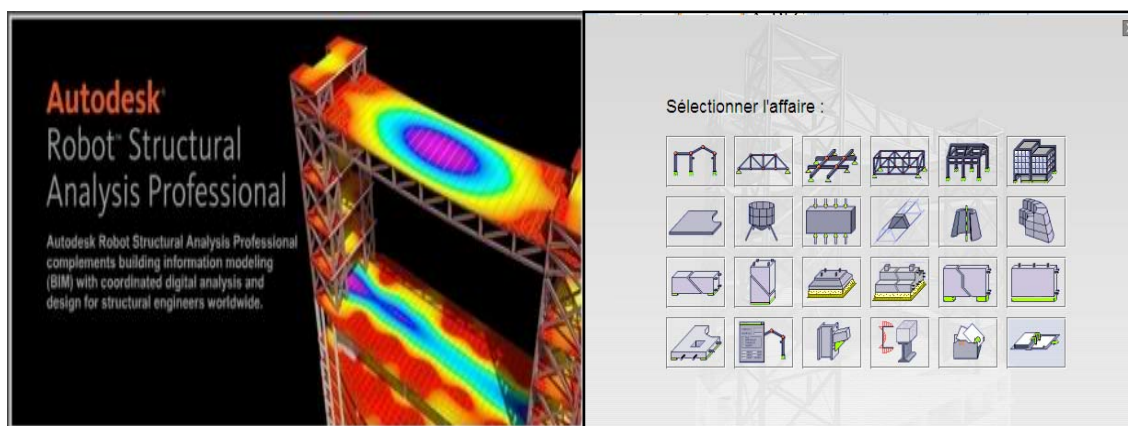


Figure 3-2 L'interface extérieure du logiciel.

Le calcul automatique du robot millenium est basé sur la méthode des éléments finis, et dans notre cas on va utiliser les éléments volumiques (solides).

La MEF est basée sur une idée simple :

Subdiviser (**discrétiser**) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (**éléments finis**) interconnectés en des points appelés **nœuds**. Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous **assemblons** ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud.

La MEF utilise des **approximations** simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de **précision de l'approximation**.

Le robot utilise les éléments finis volumiques isoparamétriques avec une approximation du champ de déplacement par les fonctions de forme du premier ordre.

Les types d'éléments suivants sont disponibles : parallélépipède B8 (notre choix), prisme W6 et tétraèdre T4.

Les fonctions de forme avec la numérotation des nœuds définie sur les éléments 3D modèles sont données dans le tableau 3-1 :

Tableau 3-1 Les fonctions de forme avec la numérotation des nœuds définie sur les éléments 3D (27).

Élément modèle	Fonctions de forme $N_i = N_i(\xi, \eta, \zeta)$ for 3D elements $i = 1, Nen$
<p>B8</p>	$Nen = 8$ $N_i = \frac{1}{8}(1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta)(1 + \zeta_i \zeta)$
<p>W6</p>	$Nen = 6$ $N_i = \frac{1}{2}(1 + \zeta_i \zeta) \cdot N_{k(i)}^{T6}(\xi, \eta)$ <i>where</i> $k(i) = ((i - 1) \pmod{3}) + 1$ $N_1^{T6} = 1 - \xi - \eta$ $N_2^{T6} = \xi$ $N_3^{T6} = \eta$
<p>TH4</p>	$Nen = 4$ $N_1 = 1 - \xi - \eta - \zeta$ $N_2 = \xi$ $N_3 = \eta$ $N_4 = \zeta$

III.4.L'élaboration des modèles de calcul:

III.4.1 .Les caractéristiques des matériaux utilisés :

III.4.1.a. Le béton:

Les caractéristiques du béton utilisé dans cette étude sont les suivantes:

La résistance à la compression à 28 jours: $f_{c28}=27\text{Mpa}$.

La résistance à la traction : $f_{t28} = 0.6+0.06*f_{c28}$

$$f_{t28}=2.22\text{Mpa}.$$

Le module d'élasticité instantanée est $E= 11000*(f_{c_j})^{1/3}$

$$E=33000\text{Mpa}.$$

Le coefficient de Poisson est $\nu=0.2$.

III.4.1.b.L'acier:

Les aciers utilisés ont des limites d'élasticité suivantes :

Les ronds lisses FeE24 $\rightarrow f_e = 215 \text{ MPa}$.

Les hautes adhérences FeE40 $\rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$.

Le module d'élasticité est $E=210000 \text{ Mpa}$.

Le ferrailage a été déterminé selon les règles B.A.E.L.91

Le ferrailage adopté pour les poutres d'essais est le suivant :

$A_s = 3\text{HA}12$ et une armature constructive $A_{sc} = 2\text{HA}10$

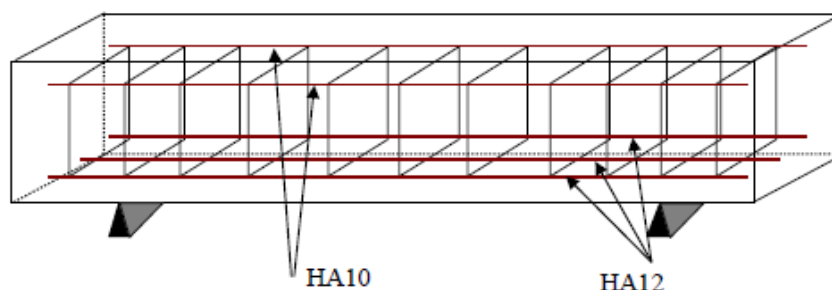


Figure 3-3 le ferrailage adopté pour les poutres (1).

III.4.1.c. Les matériaux composites:

Il s'agit en effet d'un tissu de fibre de carbone mono directionnel SIKAWRAP et une Lamelle à base de fibres de carbone SIKACARBODUR. Ces composites sont collés sur les poutres après 30 jours au minimum de la date de leur coulage, sur la partie inférieure, les faces latérales ou même sur la partie supérieure selon le cas.

a.Sika Carbodur lamelle :

Elle est composée de fibres de carbone agglomérées dans une matrice de résine époxydique avec un pourcentage volumétrique de fibres $> 68\%$. Elle est sous forme de rouleaux de 10, 25, 50 et 250 mètres.

La lamelle utilisée est de type S812 de largeur 80 mm, épaisseur 1,2mm et une section de 96 mm^2 .

Son module d'élasticité en traction est supérieur à 165 GPa, sa résistance en traction est supérieure à 2.8 GPa, et l'allongement à la rupture est supérieur à 1.7%. Il a une densité de 1,5 et est de couleur noire (figure 3-4) (1).



Figure 3-4 Lamelle sika carbodur.

b. Tissu de Fibre de Carbone Sika Wrap (SIKAWRAP HEX 230 C)

Le SIKAWRAP HEX 230 C est un tissu de fibres de carbone, de masse surfacique égale 225 g/m^2 , d'épaisseur de 0.13 mm, sous forme de rouleaux de longueur 45.70 m, de largeur 305 mm ou 610 mm et de couleur noire (figure 3-5).

Sa résistance en traction est égale à 3500 MPa, son module d'élasticité en traction est de 230 GPa et l'allongement à la rupture de 1.5%.



Figure 3-5 Sika Wrap (tissu monodirectionnel).

III.4.2. Les Modèles adoptés pour cette étude :

On a utilisé des poutres avec des sections rectangulaires soumises à un chargement concentré en flexion quatre points (symétrique).

Les caractéristiques géométriques des poutres ont été établies en fonction des dimensions du coffrage métallique disponible au niveau du laboratoire Génie Civil de l'ENP. D'autre part on a maintenu les mêmes dimensions que celles des spécimens d'A.AICHAOUI et ABDESSEMED (1) afin de pouvoir comparer nos résultats.

Les poutres ont les dimensions suivantes : une longueur totale de 170 cm avec une longueur entre nus d'appuis de 150 cm, et la section transversale est de (16*18 cm²). La figure 3-6 donne une illustration du schéma statique équivalent de poutres utilisées.

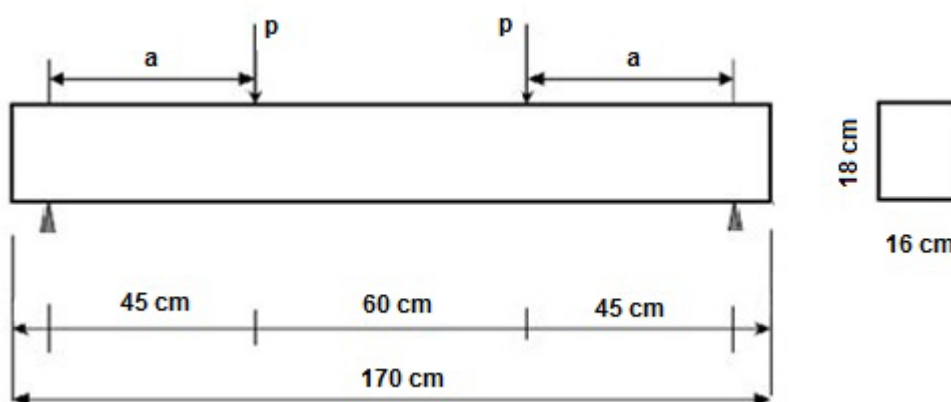


Figure 3-6 Schéma statique de chargement.

III.4.2.1-La poutre témoin en béton armé:

Le modèle de la poutre témoin est composé de 6272 éléments volumiques et 7425 nœuds (figure 3-7) pour pouvoir représenter le ferrailage longitudinal, transversal et d'obtenir aussi des bonnes résultats numériques.

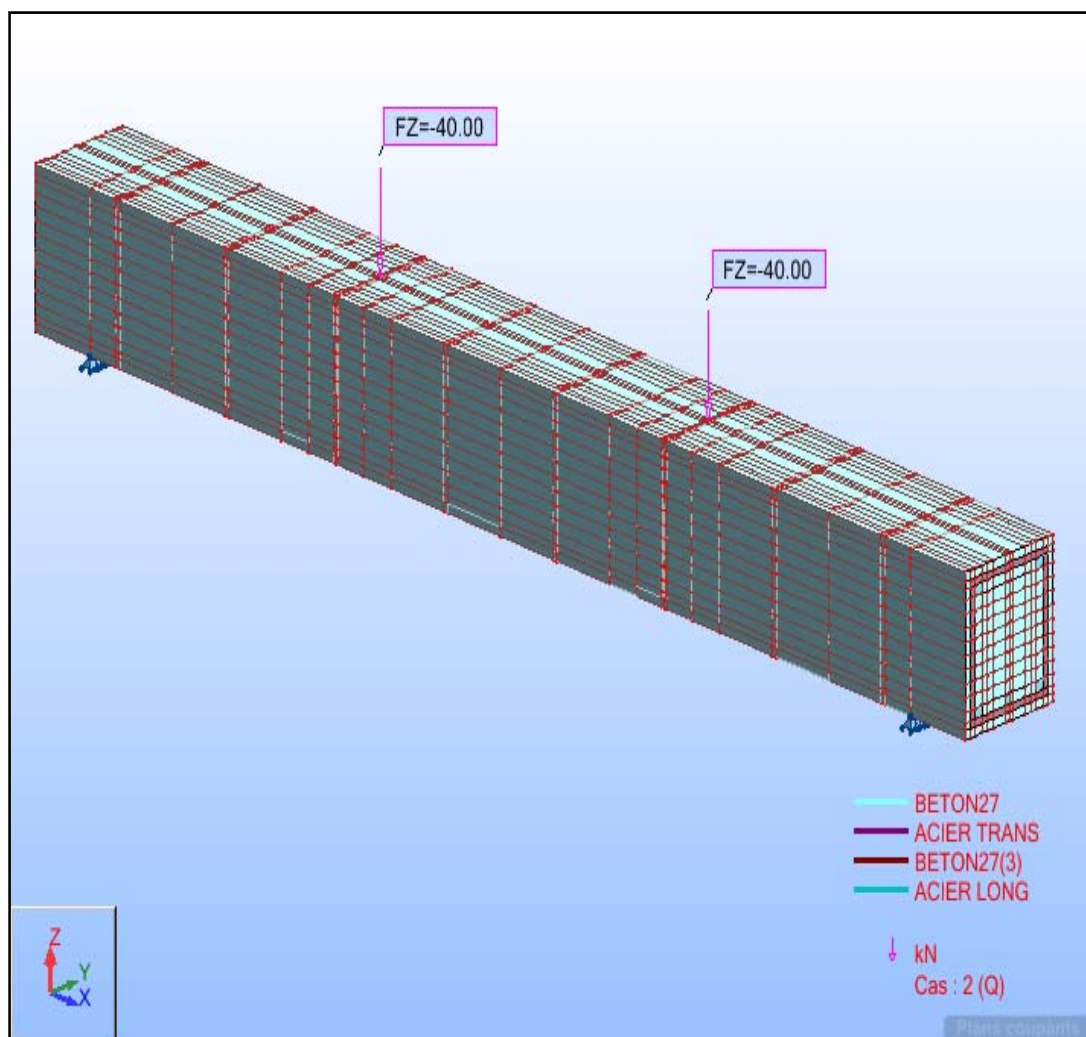


Figure 3-7 Le modèle de la poutre témoin.

III.4.2.2-Les poutres renforcées:

Pour le renforcement des poutres en béton armé, quatre (04) modes de renforcement ont été adoptés, selon les essais expérimentaux.

La notation des poutres est la même avec celle expérimentale (RAi) tel que (i) désigne le mode de renforcement envisagé (i allant de 1- 4).

III.4.2.2.a-La poutre renforcée RA1:

Le renforcement par le composite est limité à la partie inférieure de la poutre par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) et sur une longueur de 120 cm et une largeur de 8cm.

Le modèle de la poutre renforcée RA1 est composé de 6416 éléments volumiques et 7600 nœuds (figure 3-8)

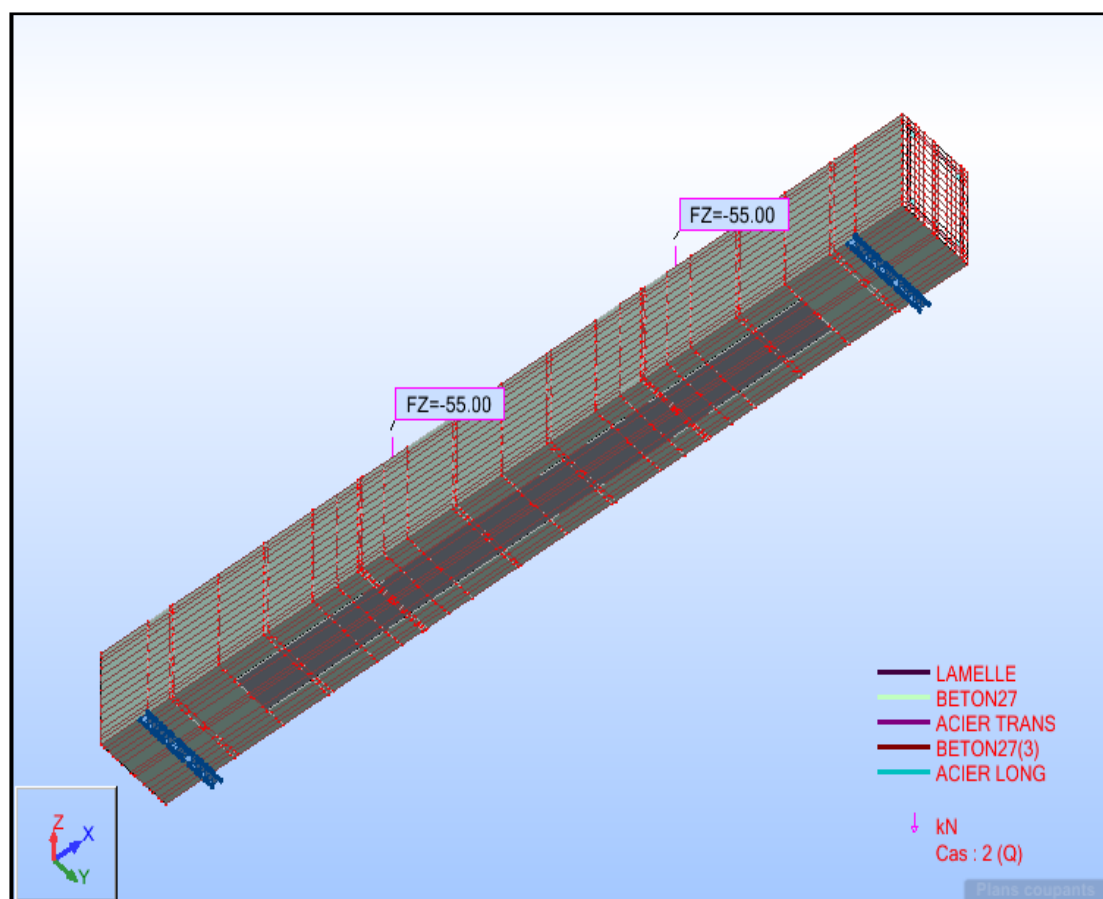


Figure 3-8 Le modèle de la poutre renforcée RA1.

III.4.2.2.b -La poutre renforcée RA2:

Il s'agit d'une lamelle collée sur la face inférieure de la poutre sur une longueur de 120 cm et de deux bandes de tissu Sika Wrap de 120 cm de longueur et de 10 cm de largeur collées chacune sur une face latérale de la poutre. Le modèle de la poutre renforcée RA2 est composé de 6704 éléments volumiques et 7950 nœuds (figure 3-9)

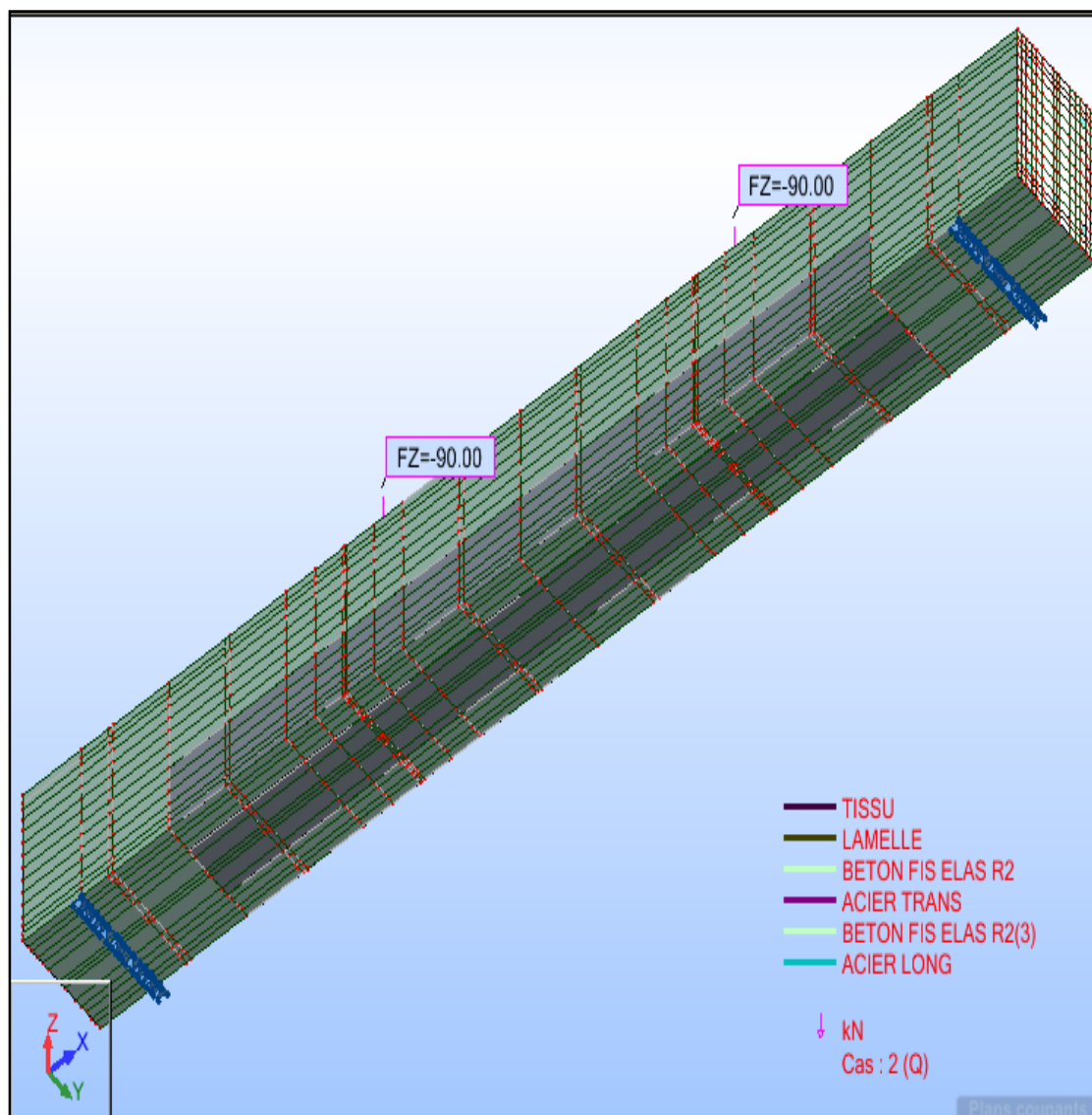


Figure 3-9 Le modèle de la poutre renforcée RA2.

III.4.2.2.c-La poutre renforcée RA3:

la poutre est renforcée par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) et de tissu (SikaWrap) à 2/5 de la hauteur (7cm) de chaque face latérale y compris la face inférieure.

Le modèle de la poutre renforcée RA3 est composé de 7424 éléments volumiques et 8725 nœuds (figure 3-10)

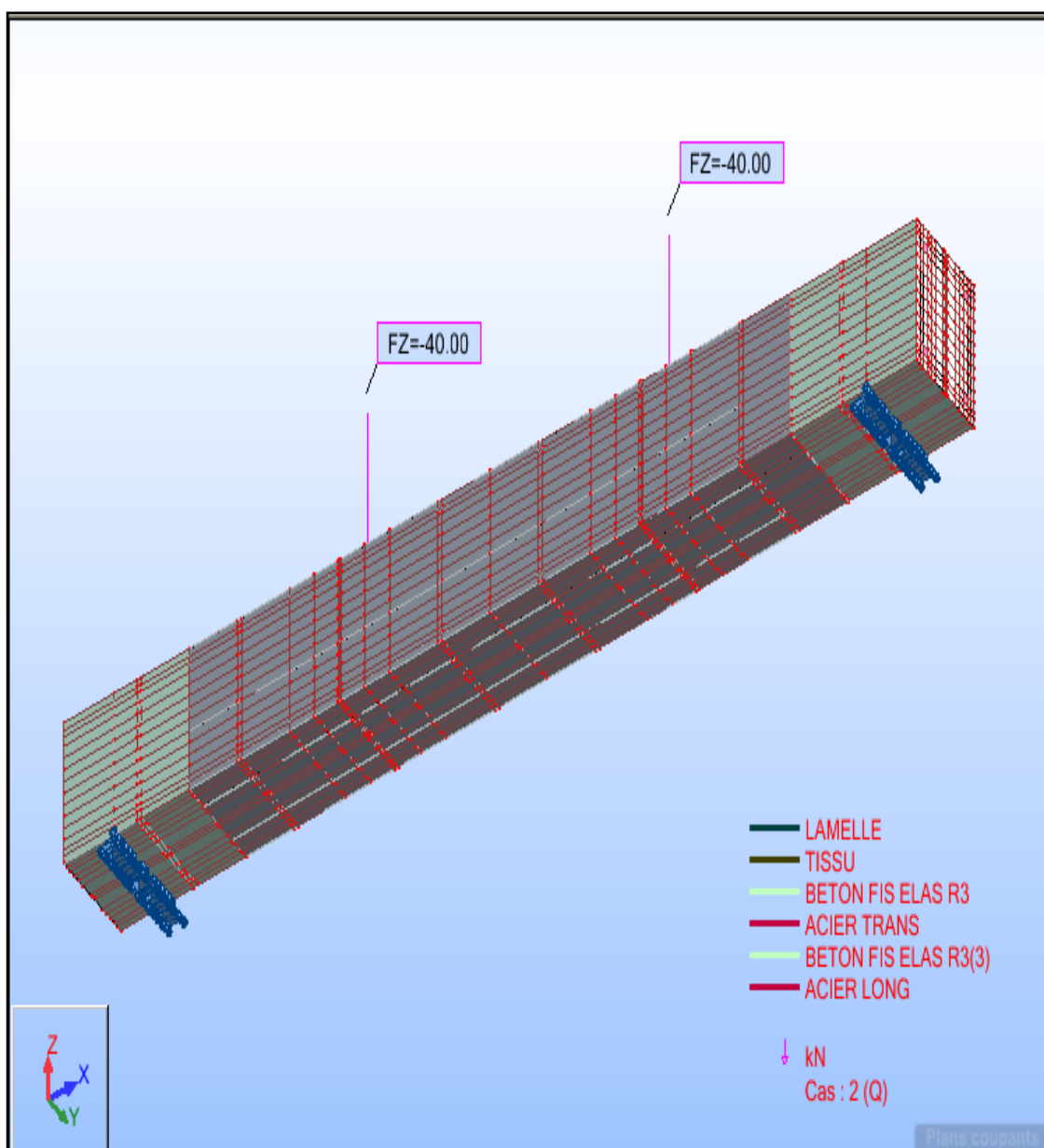


Figure 3-10 Le modèle de la poutre renforcée RA3.

III.4.2.2.d -La poutre renforcée RA4:

C'est le mode appliqué en pratique pour les poutres de ponts : le renforcement de la poutre est effectué par une lamelle de fibre de carbone (Sikacarbodur) et de tissu SikaWrap en bandes sur toute la hauteur de chaque face latérale y compris la face inférieure(1).

Le modèle de la poutre renforcée RA4 est composé de 7280 éléments volumiques et 8790 nœuds (figure 3-11)

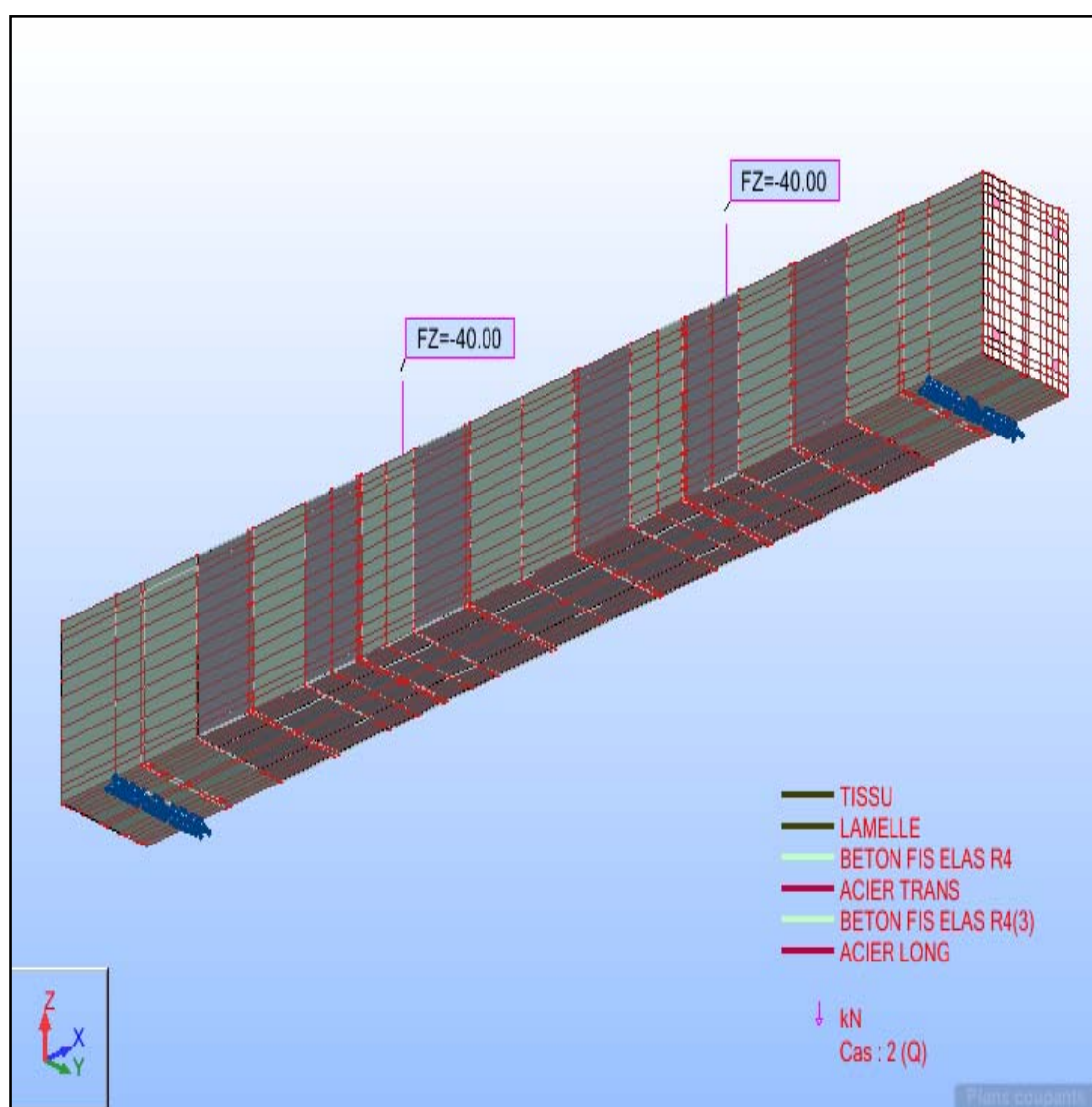


Figure 3-11 Le modèle de la poutre renforcée RA4.

III.5.Conclusion:

L'utilisation d'un programme de calcul numérique permet aux chercheurs de gagner du temps mais le plus important est la maitriser de l'aspect théorique du problème posé.

Dans ce chapitre d'étude numérique, nous avons développé des modèles de calcul en 3D avec une modélisation détaillée du ferrailage longitudinal, transversal ainsi que celui du matériau de renfort.

Cette modélisation reste une tache très importante et délicate en même temps, surtout en ce qui concerne la discrétisation des éléments finis.

Pour une meilleure approche, nous avons tenu compte du comportement des poutres qui est basé sur des modèles théoriques et des normes internationales. Ces normes nous ont permis de traiter notre problème de façon plus ou moins facile.

CHAPITRE IV

Résultats numériques et interprétations

IV.1 Introduction

IV.2 les résultats de l'étude numérique

IV.3 Comparaison entre les types de renforcement et discussion

IV.4 Comparaison des résultats numériques obtenus avec les résultats expérimentaux

IV.5 Conclusion

IV.1.Introduction:

Le dimensionnement des structures par la méthode des éléments finis donne, dans la plus part des cas, une bonne précision. La complexité du problème réside dans le choix des paramètres à introduire, ces paramètres peuvent être cinématiques ou mécaniques.

Ce chapitre est consacré à une présentation des résultats de notre étude avec leurs interprétations. De même, ces résultats, présentés sous forme de courbes et de graphes, sont confrontés avec ceux obtenus expérimentalement par d'autres chercheurs.

IV.2. les résultats de l'étude numérique:

IV.2.1. Poutre témoin en béton armé :

Cette poutre en béton armé désignée par TM (figure 3-7) est chargée jusqu'à la rupture totale avec un suivi des résultats obtenus sous forme de flèches à mi travée et à $L/3$ de la poutre.

a. Courbes Force – Flèche:

Les courbes force – flèche à mi-travée et à $L/3$ de la poutre témoin sont données dans les figures 4-1, 4-2, on remarque les deux phases suivantes :

- Une phase de « béton armé non fissuré » où la flèche croît linéairement avec la charge, la flèche atteinte est d'environ **2,10** mm.
- Une phase de « béton armé fissuré plastique ». La flèche atteinte à mi-travée est de **7,9** mm.

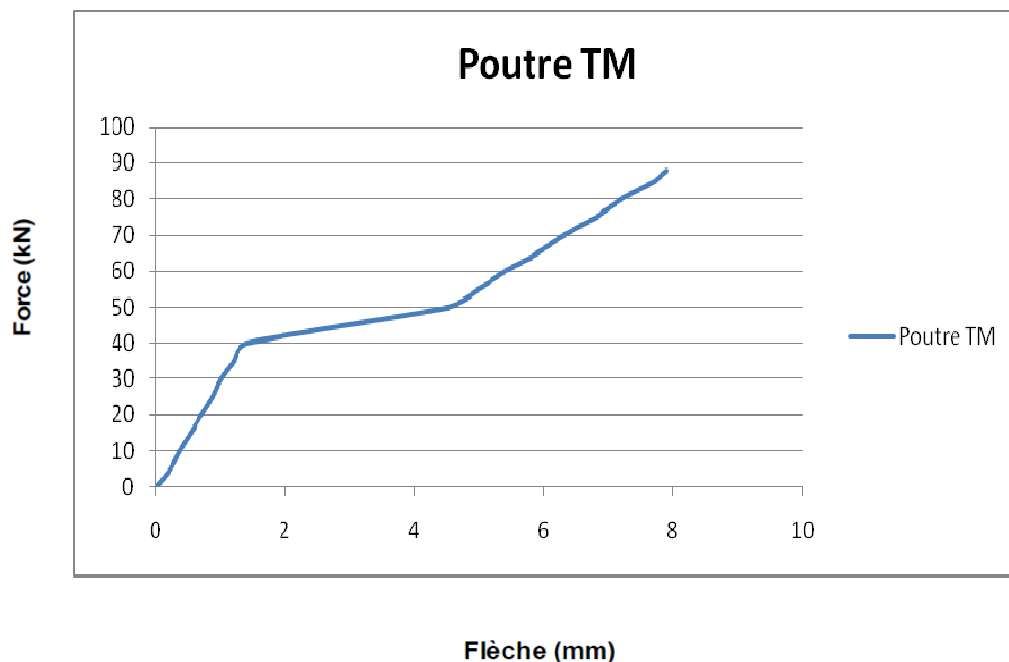


Figure 4-1 Courbe force-flèche à mi-travée de la poutre témoin.

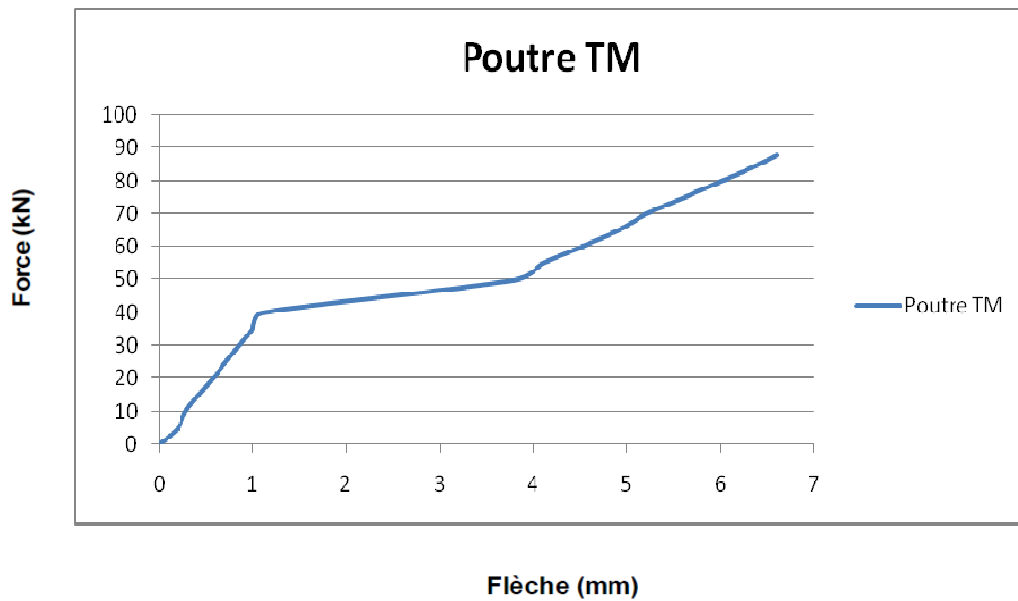


Figure 4-2 Courbe force-flèche à $L/3$ de la poutre témoin.

La figure 4.2 donne la courbe force-flèche à un tiers de la portée libre de la poutre témoin, on constate une légère diminution de la flèche, ceci s'explique par le tracé d'une poutre fléchie où la flèche n'est pas la même le long de la poutre.

b. Cartographies de distribution des contraintes sur la poutre:

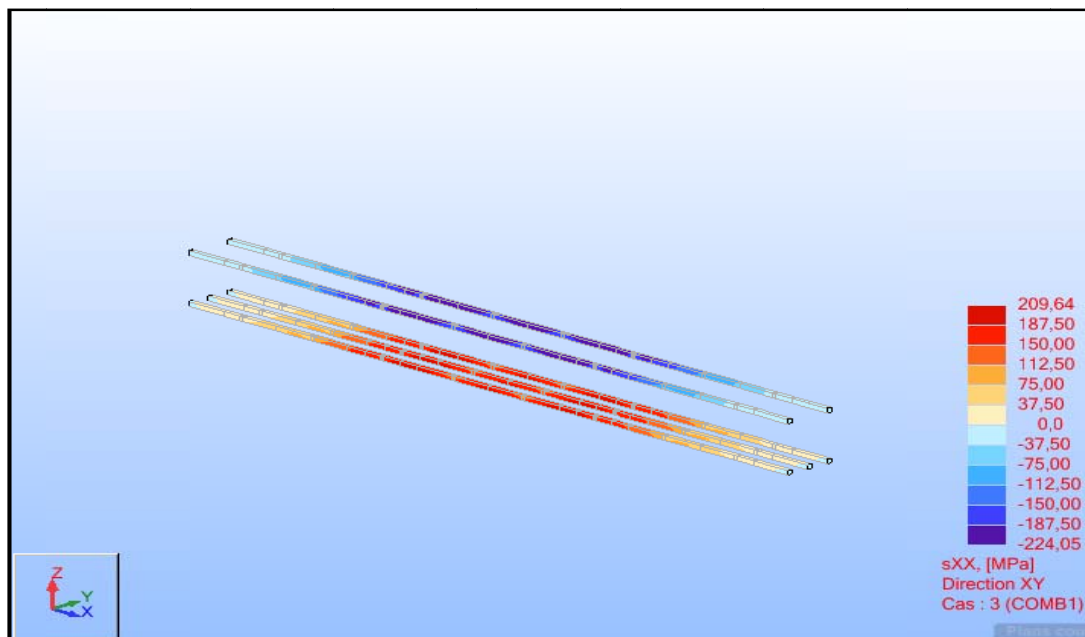


Figure 4-3 La distribution des contraintes de traction et de compression dans les barres d'acier longitudinales de TM (sous une charge de 40 kN).

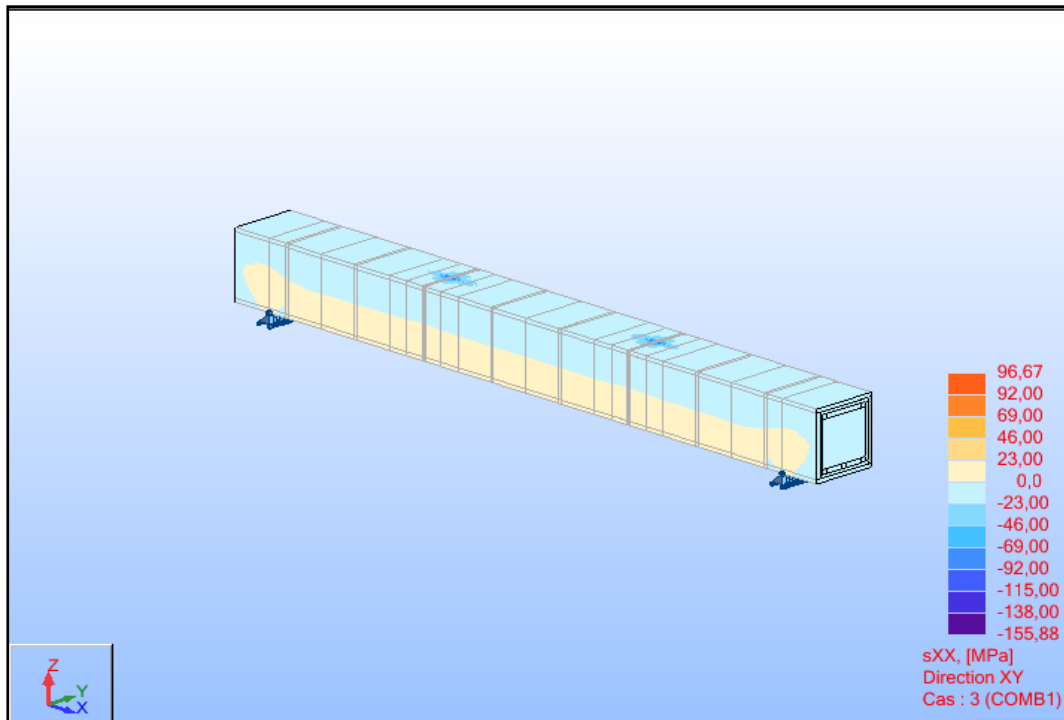


Figure 4-4 La distribution des contraintes de traction et de compression dans le béton
De TM (Sous une charge de 40 kN).

IV.2.2. Poutres renforcées :

Quatre (4) types de renforcement ont été utilisés et les résultats sont présentés ci-dessous :

IV.2.2.1. Poutre renforcée par une lamelle sur la face inférieure (RA1) :

Le renforcement par le composite est montré sur la figure 3-8. Il est limité à la partie inférieure de la poutre sur une longueur de 120 cm. La courbe force-flèche au milieu est donnée par la figure 4.5. Les trois phases observées avec les poutres en BA sont aussi observées avec les poutres renforcées.

Durant la première phase aucune fissure n'apparaît, le renfort subit sous l'action de ces charges un allongement égal à celui de son support lui-même.

La rupture est à une charge de 100 kN (par effort tranchant d'un seul côté) (1).

Le gain en terme de capacité portante par rapport à la poutre témoin est **13,6%**.

La flèche de rupture est de **6,6 mm** en comparaison à **7,9 mm** pour la poutre de référence TM, soit une diminution de **16,45%**.

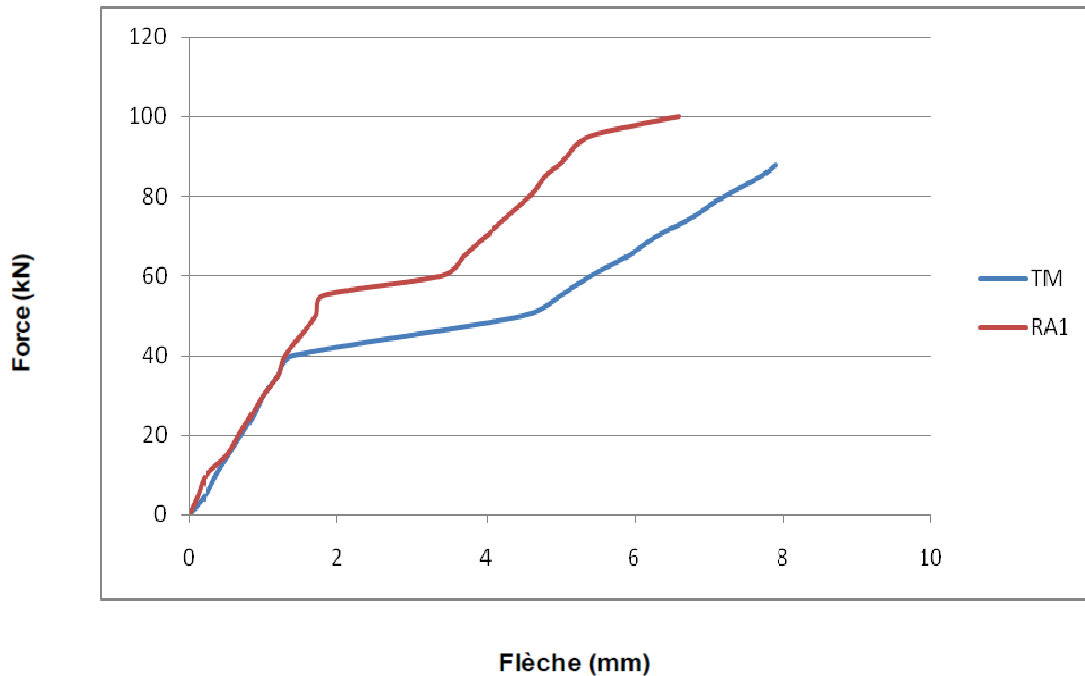
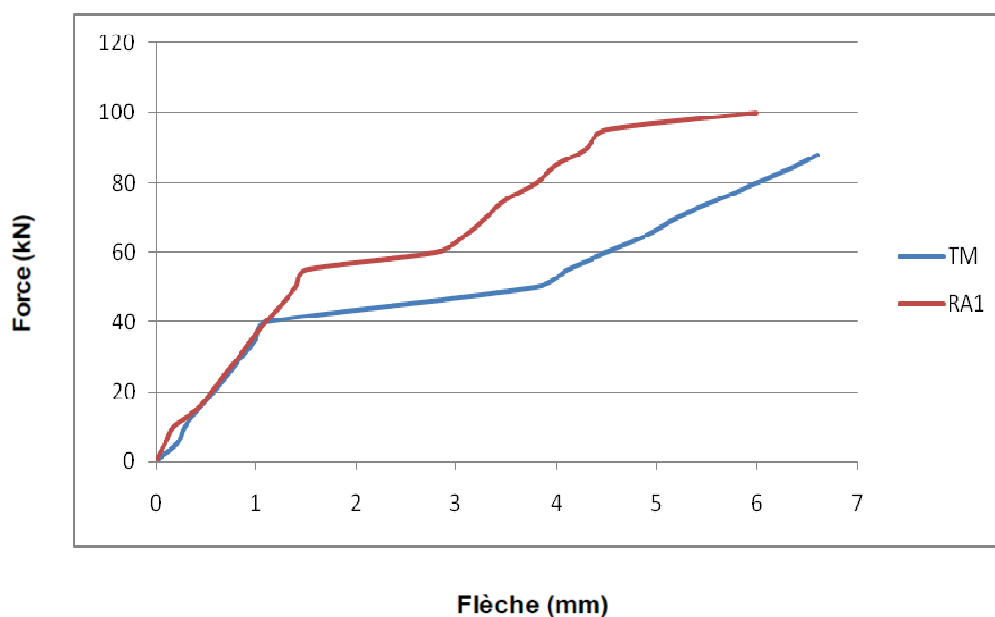
a. Courbes Force – Flèche:

Figure 4-5 Courbe force-flèche à mi-travée de la poutre renforcée RA1.

La courbe force-flèche à $L/3$ de poutre renforcée RA1 est donnée à la figure 4-6 où on constate toujours une diminution de la flèche, ceci peut s'expliquer dans ce cas, par la présence de la lamelle qui répartit mieux la fissuration et rigidifie d'avantage la poutre.

Figure 4-6 Courbe force-flèche à $L/3$ de la poutre renforcée RA1.

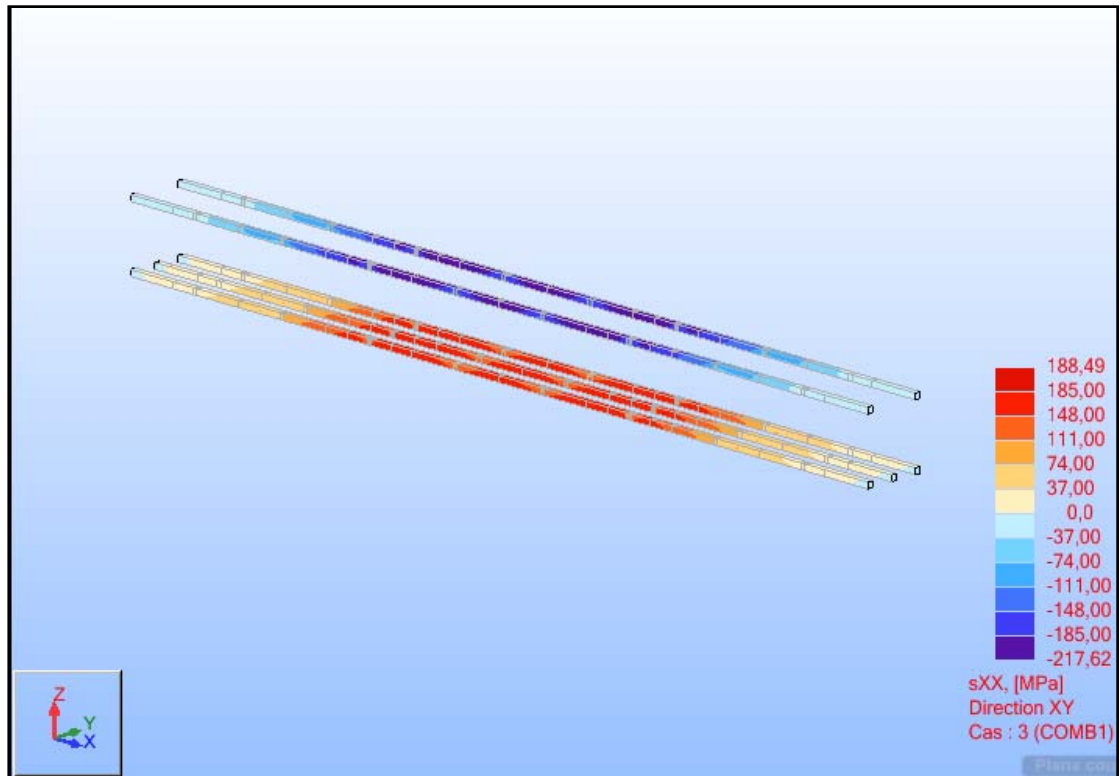
b. Cartographies de distribution des contraintes sur la poutre:

Figure 4-7 La distribution des contraintes de traction et de compression dans les barres d'acier longitudinales de RA1 (sous une charge de 40 kN).

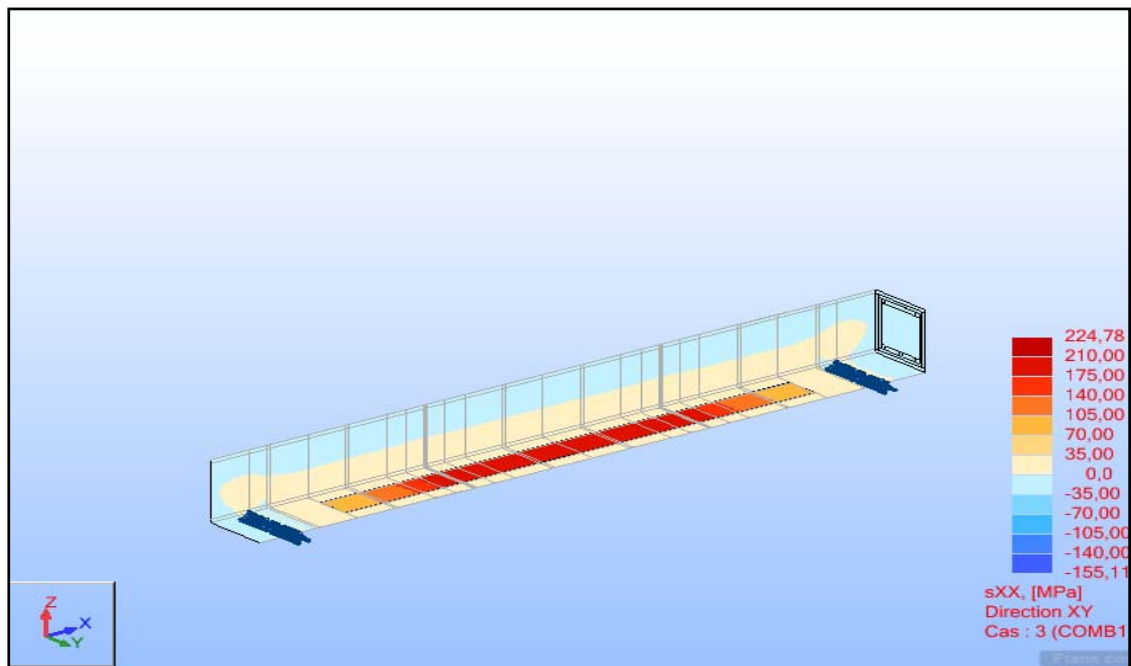


Figure 4-8 La distribution des contraintes de traction et de compression au niveau de la poutre renforcée RA1.

Ces cartographies montrent que le renforcement par lamelle de fibre de carbone Sika Carbodur ne réduit pas considérablement la contrainte dans le béton comprimé car elle est placée sur la face inférieure de la poutre. Cependant, on remarque une diminution de la déformation des aciers par rapport à la poutre de référence, en raison du rôle joué par la lamelle comme une armature additive.

On constate pour ce mode de renforcement une nette augmentation du module d'élasticité ainsi qu'une augmentation de la plage élastique, et par conséquent une augmentation de la rigidité de la poutre (1).

IV.2.2.2. Poutre renforcée par une lamelle sur la face inférieure et un tissu sur les faces latérales (RA2) :

Ce mode de renforcement est illustré sur la figure 3-9. Ce type de renforcement, comme le précédent, présente trois phases. Durant la première phase la poutre reste presque intacte où aucune fissure n'apparaît et les déformations du béton, de l'acier et du composite ainsi que les flèches sont réduites et ceci grâce à la présence du tissu qui a joué le rôle de couture des fissures.

Au cours de la deuxième phase et au fur et à mesure que la charge augmente on remarque l'apparition de fines fissures inclinées, à une charge de 70 kN, sur les deux côtés de la poutre (où l'effort tranchant est maximum). On constate aussi le début de l'arrachement du tissu, Sika Wrap à ses extrémités, qui favorise la propagation de ces fissures en longueur, en profondeur et en largeur (1).

Les figures 4.9 et 4.10 ci-dessous présentent les courbes force -flèche obtenues pour la poutre renforcée RA2, au milieu et à L/3 respectivement.

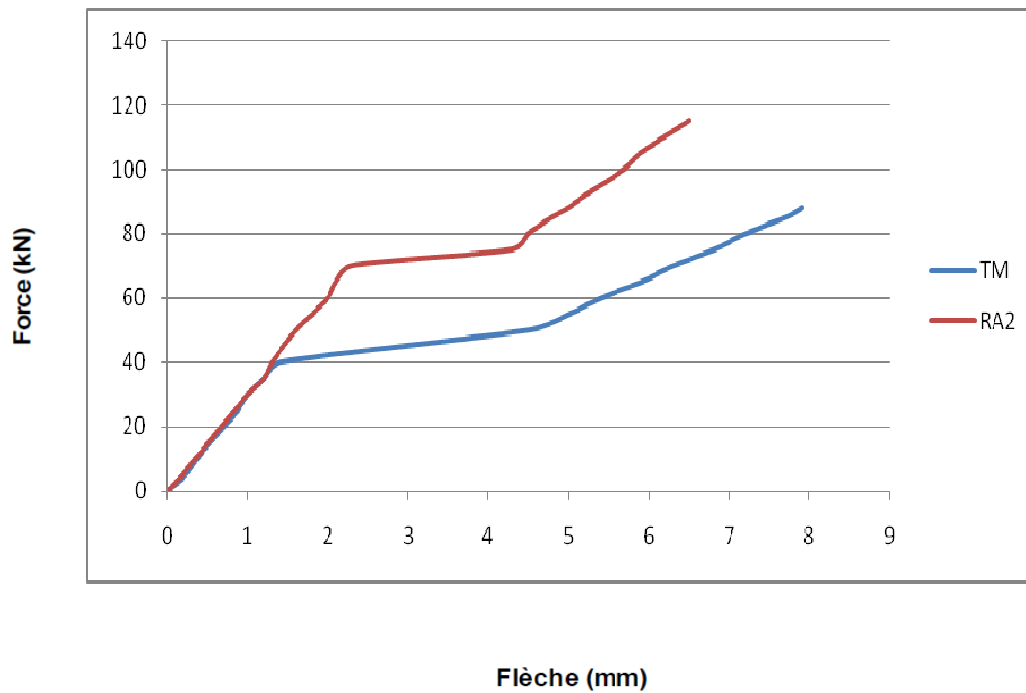
a. Courbes Force – Flèche:

Figure 4-9 Courbe force-flèche à mi-travée de la poutre renforcée RA2.

La rupture est à une charge de 115 kN, donc ce mode de renforcement présente un gain, en terme de résistance, d'environ **31%** en comparaison avec la poutre de référence. La flèche de rupture est de **6,5 mm** donc une diminution d'environ **18%**.

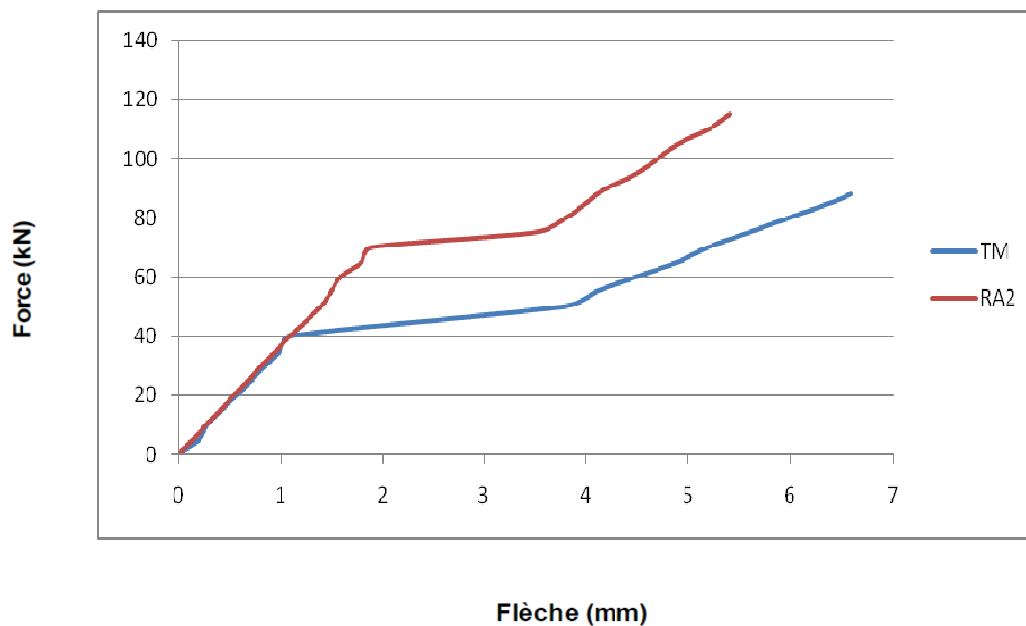


Figure 4-10 Courbe force-flèche à L/3 de la poutre renforcée RA2.

b. Cartographies de distribution des contraintes sur la poutre:

Les figures 4-11 et 4-12 présentent respectivement la distribution des contraintes de traction et de compression dans l'acier et dans le béton de la poutre renforcée RA2.

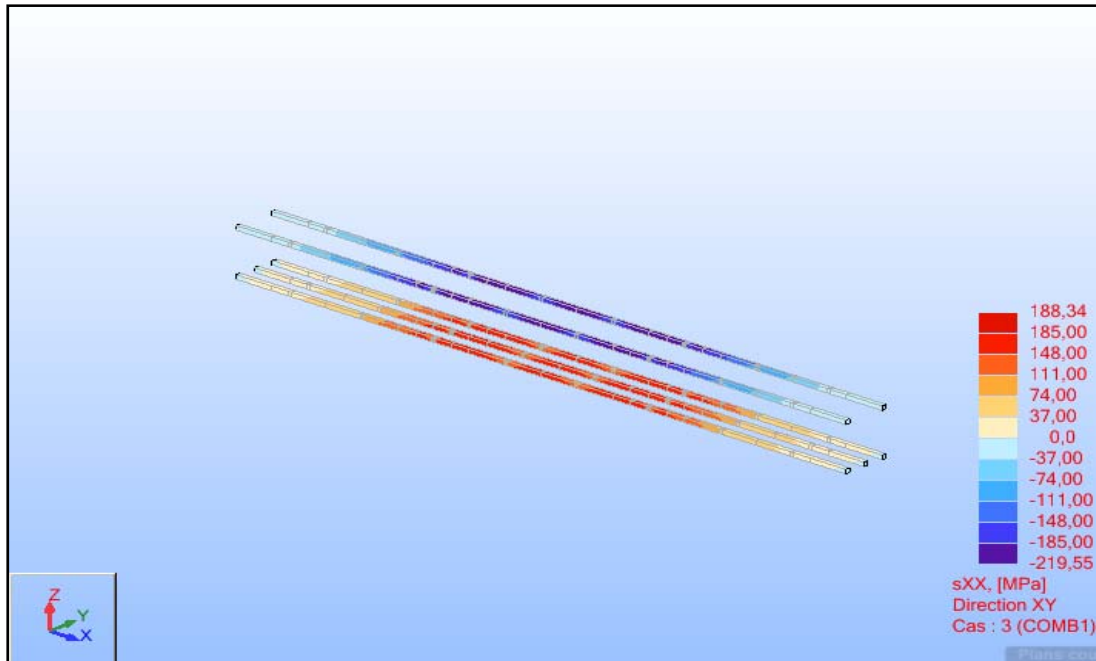


Figure 4-11 La distribution des contraintes de traction et de compression dans les barres d'acier longitudinales de RA2 (sous une charge de 40 kN).

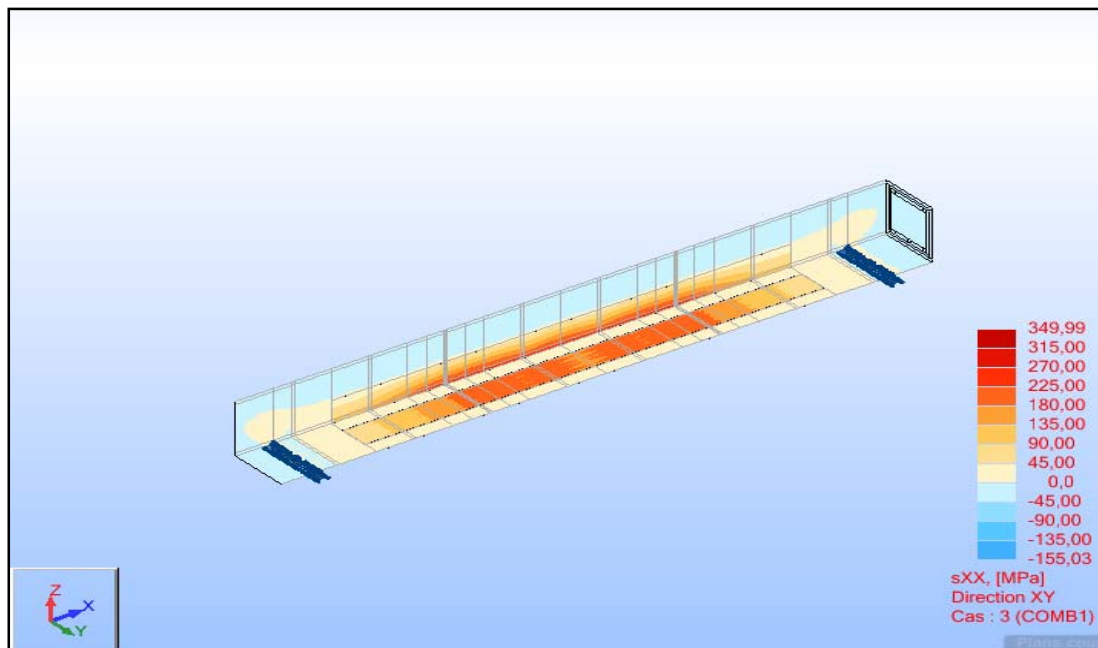


Figure 4-12 La distribution des contraintes de traction et de compression au niveau de la poutre renforcée RA2.

Ce cas de renforcement réduit plus les déformations à la rupture des fibres les plus tendues (de l'acier), alors que la déformation du béton comprimé n'est que sensiblement réduite, vu que les deux bandes de tissu jouent un rôle de couture qui empêche l'apparition de fissures de peeling-off et n'arrivant pas à rigidifier la section du béton(1).

IV.2.2.3. Poutre renforcée sur la face inférieure par une lamelle et un recouvrement de tissu sur la face inférieure et les faces latérales (RA3):

Pour ce cas de renforcement, on remarque que les déformations du béton, de l'acier et du composite et les flèches sont minimales. La figure 3-10 illustre le mode de renforcement RA3.

La rupture est atteinte à une charge de 105 kN avec un gain d'environ **19.5%** par rapport à la poutre de référence.

La flèche de rupture est de **5,8** mm soit une diminution de **26,58 %** en comparaison avec la poutre témoin ce qui se traduit par une nette augmentation de la rigidité.

La figure 4-13 représente la courbe force -flèche à mi-travée de la poutre renforcée RA3.

les recouvrements constitués de tissu Sikawrap ont éliminé toutes traces de rupture par délaminage des lamelles, ainsi ce renforcement en flexion a donc permis de retarder la perte de rigidité causée par la plastification des aciers (1).

a. Courbes Force – Flèche:

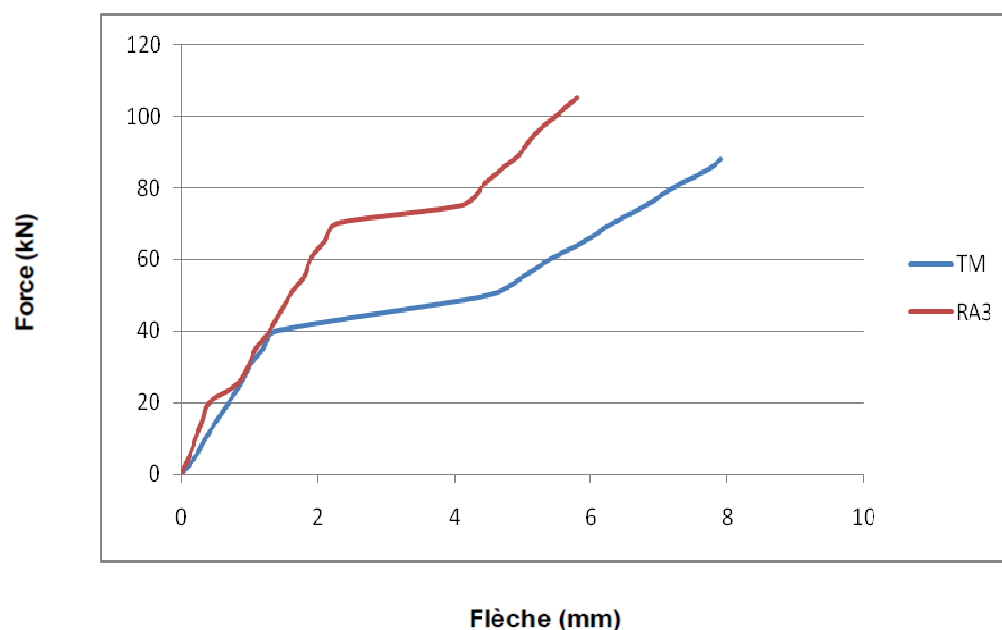


Figure 4-13 Courbe force-flèche à mi-travée de la poutre renforcée RA3.

La courbe force-flèche à L/3 de la poutre RA3 est présentée par la figure 4-14.

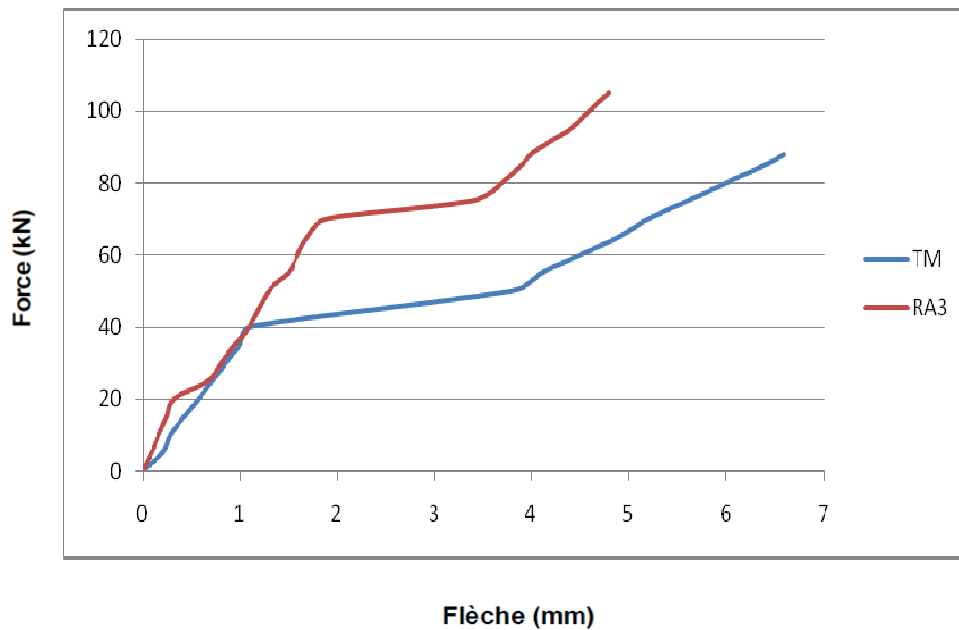


Figure 4-14 Courbe force-flèche à L/3 de la poutre renforcée RA3.

La flèche à L/3 de la poutre pour ce mode de renforcement est proche de celle mesurée au milieu, ceci s'explique par l'augmentation de la rigidité de la poutre.

b. Cartographies de distribution des contraintes sur la poutre:

Les figures 4-15 et 4-16 présentent respectivement la distribution des contraintes de traction et de compression dans l'acier et dans le béton de la poutre renforcée RA3.

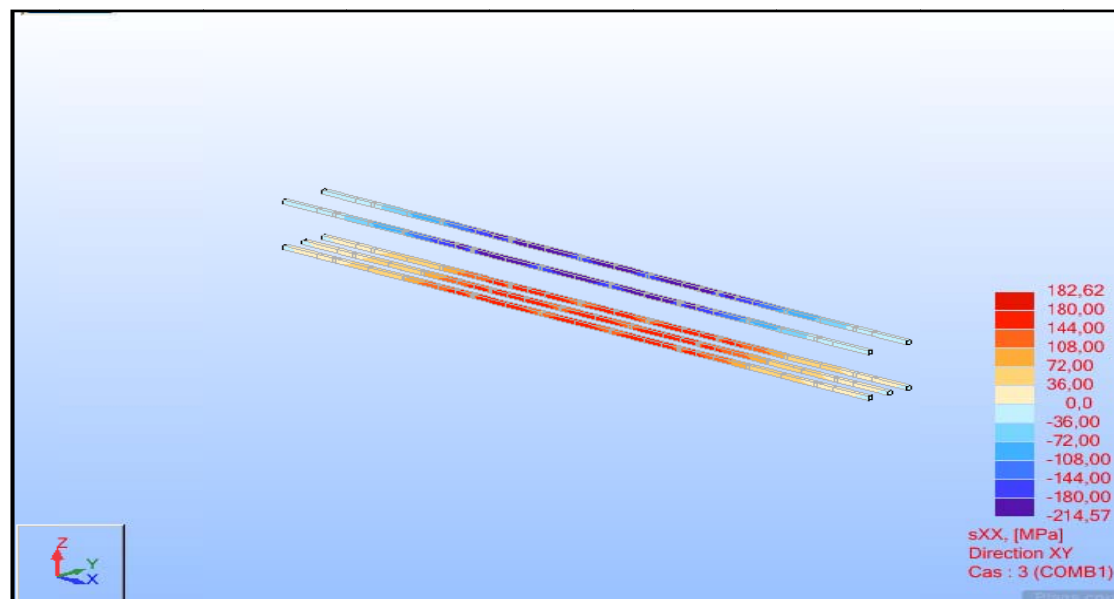


Figure 4-15 La distribution des contraintes de traction et de compression dans les barres d'acier longitudinales de RA3 (sous une charge de 40 kN).

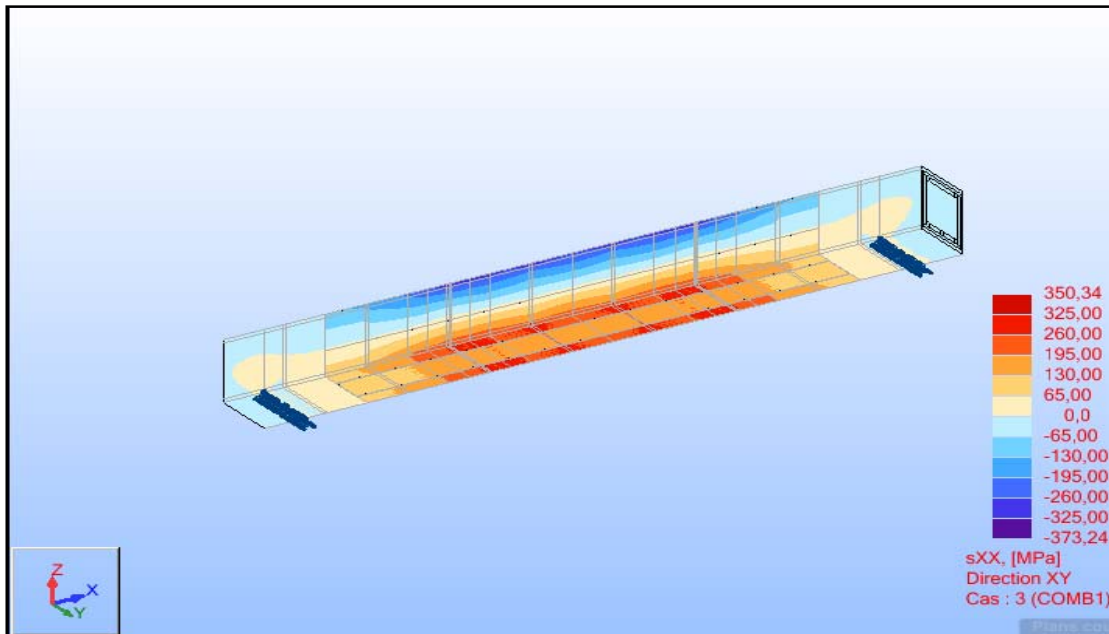


Figure 4-16 La distribution des contraintes de traction et de compression au niveau de la poutre renforcée RA3.

Ce type de renforcement réduit non seulement la déformation des aciers, mais aussi la déformation du béton comprimé par rapport à la poutre de référence. Cet effet est dû au renforcement additif apporté par le composite et le confinement de la poutre.

IV.2.2.4 Poutre renforcée par une lamelle sur la face inférieure et des bandes de tissu sur les faces latérales (RA4) :

Le renforcement par lamelle et par tissu de composite est illustré sur la figure 3-11.

Ce type est généralement le mode le plus utilisé dans la pratique surtout pour le cas de renforcement des ponts.

La figure 4-17 présente la courbe force-flèche à mi-travée de la poutre renforcée RA4.

La flèche à la rupture est de 7.5 mm soit une diminution de 5% par rapport à la poutre témoin.

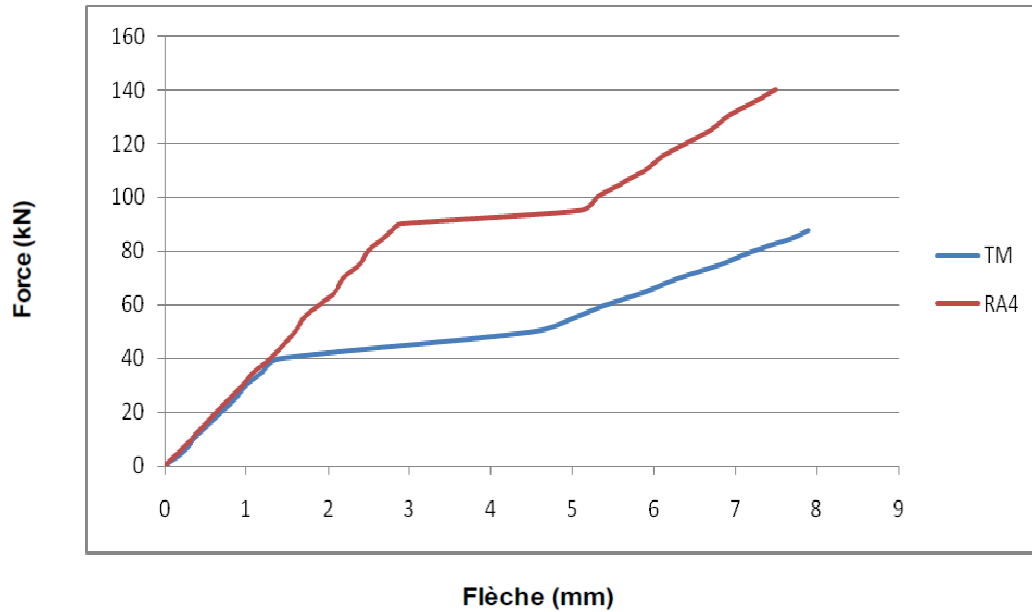


Figure 4-17 Courbe force-flèche à mi-travée de la poutre renforcée RA4.

Ce type de renforcement présente une meilleure performance en terme de résistance par rapport aux autres types de renforcement (RA1, RA2 et RA3). Ceci est dû à l'utilisation d'un double renforcement « lamelle de Sikacarbodur et tissu de Sikawrap par bandes », où le premier renforcement empêche l'apparition et le développement des fissures dues aux sollicitations de flexion, tandis que le deuxième retarde la rupture en empêchant l'apparition des fissures inclinées de cisaillement. La rupture se fait à 140 kN avec un gain de **59%** par rapport à la charge de rupture de la poutre de référence.

La courbe force-flèche à $L/3$ de la poutre RA4 est présentée par la figure suivante:

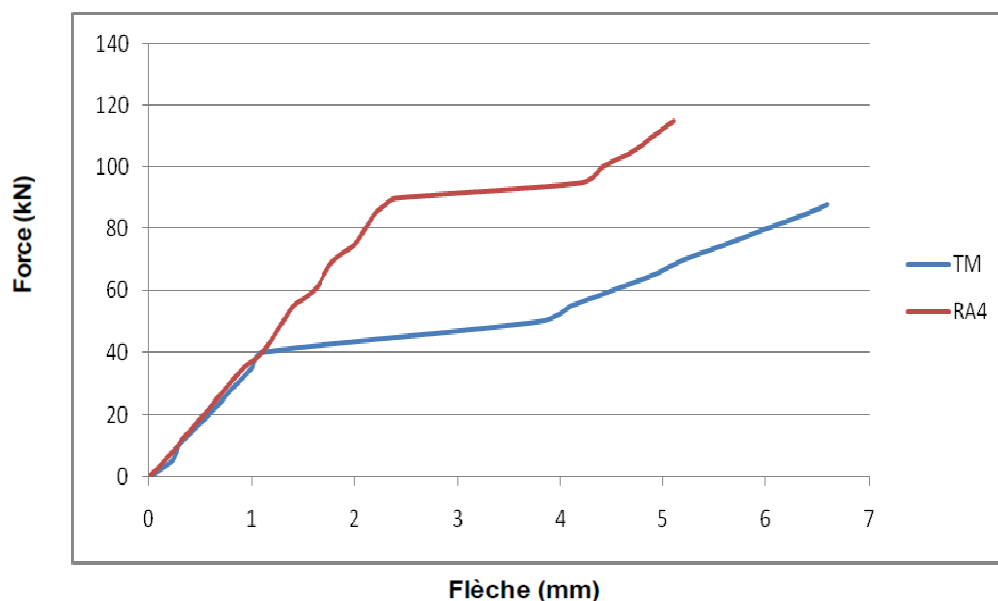


Figure 4-18 Courbe force-flèche à $L/3$ de la poutre renforcée RA4.

On remarque pour ce mode de renforcement que la flèche obtenue à la rupture est plus importante relativement à celle des autres modes. Ce qui nous permet de dire que ce type de renforcement favorise le critère de ductilité de la poutre renforcée avec un gain en terme de capacité portante très significatif (1).

Les figures 4-19 et 4-20 présentent respectivement la distribution des contraintes de traction et de compression dans l'acier et dans le béton de la poutre renforcée RA4.

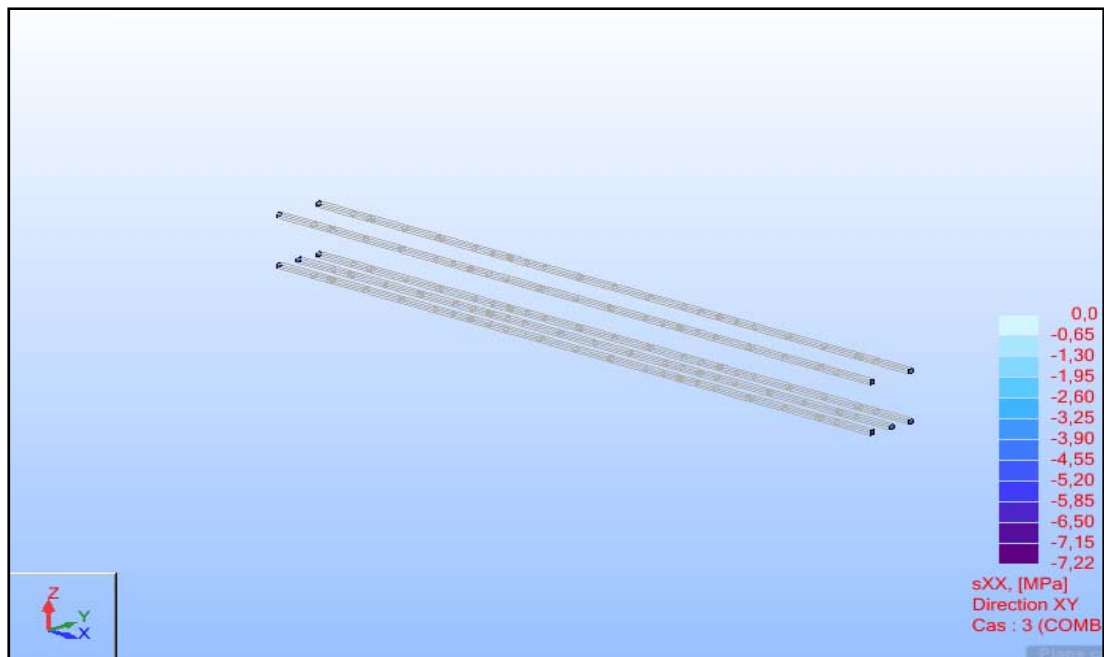


Figure 4-19 La distribution des contraintes de traction et de compression dans les barres d'acier longitudinales de RA4 (sous une charge de 40 kN).

On remarque une nette diminution des contraintes de traction et de compression dans l'acier avec une charge de 40 kN, et ceci s'explique par l'effet très important du composite additif de ce mode sur le comportement des poutres en béton armé que ce soit en traction ou en compression.

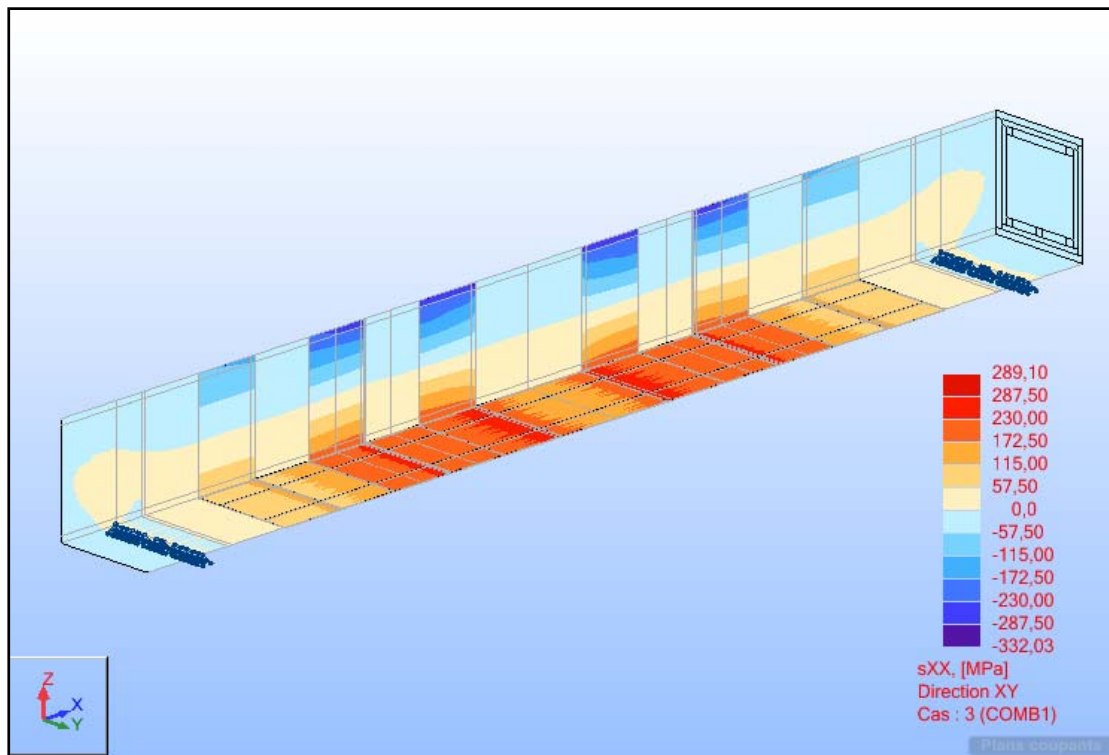


Figure 4-20 La distribution des contraintes de traction et de compression au niveau de la poutre renforcée RA4.

IV.3. Comparaison entre les types de renforcement et discussion:

La figure 4.21 représente les courbes force – flèche des différents types de renforcement pour faire une comparaison entre les différents modes de renforcement par rapport à la poutre témoin.

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

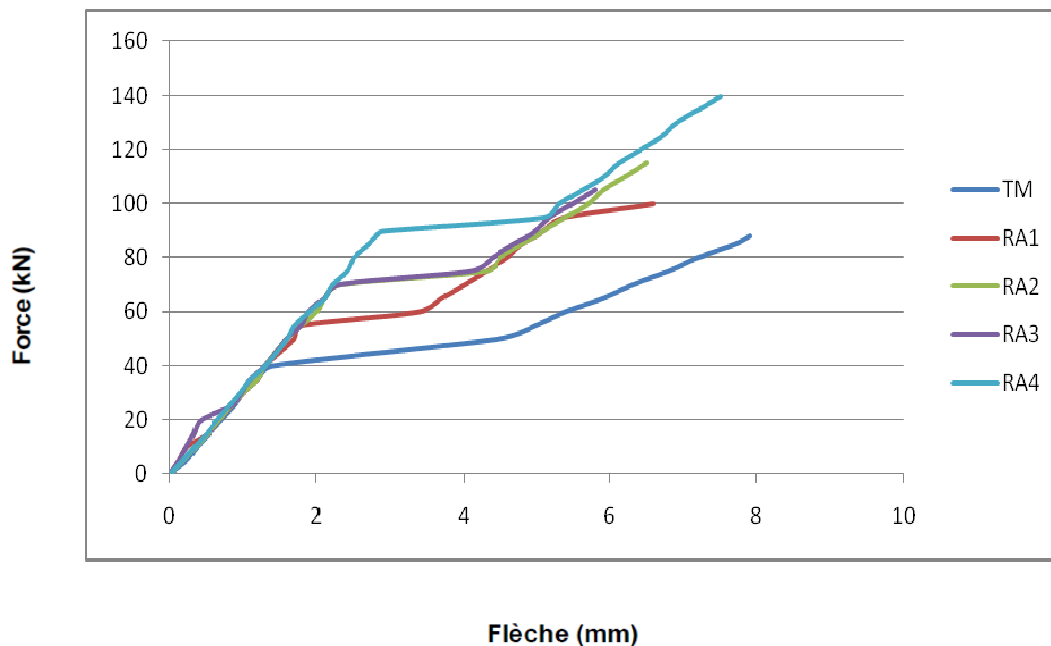


Figure 4-21 Comparaison des courbes force –flèche à mi-travée.

On remarque que les types de renforcement RA1 et RA2 présentent presque la même réduction de la flèche de rupture par rapport à la poutre témoin, la rigidité de la poutre RA3 est supérieure que celle des RA1 et RA2, car elle se comporte, grâce au confinement presque total de la poutre.

Par contre le renforcement RA4 présente une diminution minimale de 5% (figure 4.23) et ce comportement est à cause de la rigidité importante apportée par le double renforcement (lamelle et tissu) ou la lamelle joue un rôle de soulagement et d'aide aux aciers longitudinaux, ce qui réduit sensiblement la flèche, tandis que les bandes de tissu ont joué le rôle d'étriers et ont aidé ceux existants à reprendre les sollicitations de cisaillement (effort tranchant).

Concernant le gain en terme de résistance on constate une augmentation considérable de la capacité portante pour le renforcement RA4 (59%) (figure 4.22) qu'elle est justifiée toujours par le double renforcement de la flexion par lamelle et de l'effort tranchant par bandes de tissu.

On remarque aussi que les courbes coïncident sur un intervalle de charges de 0 à 40 kN dans la partie linéaire non fissurée et cela peut être expliqué par l'intervention du renforcement à partir d'une charge de 40 kN, donc avant cette valeur l'utilisation du renforcement n'est pas bénéfique.

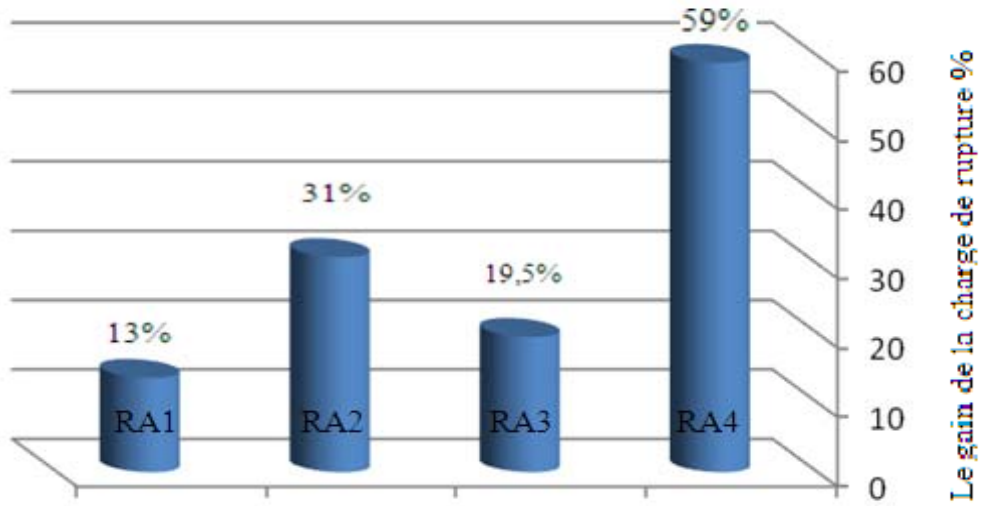


Figure 4-22 l'augmentation de la charge de rupture après le renforcement.

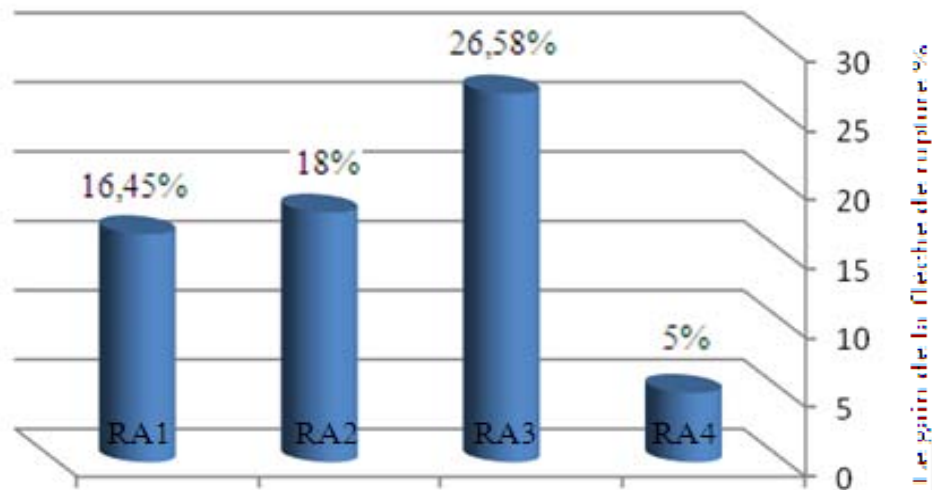


Figure 4-23 La diminution de la flèche de rupture après le renforcement.

V.4. Comparaison des résultats numériques obtenus avec les résultats expérimentaux:

Le travail expérimental effectué au sein de laboratoire de l'ENP par Monsieur A.LAICHAOUI(1) nous a permis de comparer nos résultats théoriques et de valider nos modèles numériques.

La confrontation des résultats est essentiellement basée sur la comparaison des diagrammes force-flèche, plus précisément sur la flèche de rupture à mi-travée des poutres (résultats expérimentaux disponibles).

1-La poutre témoin:

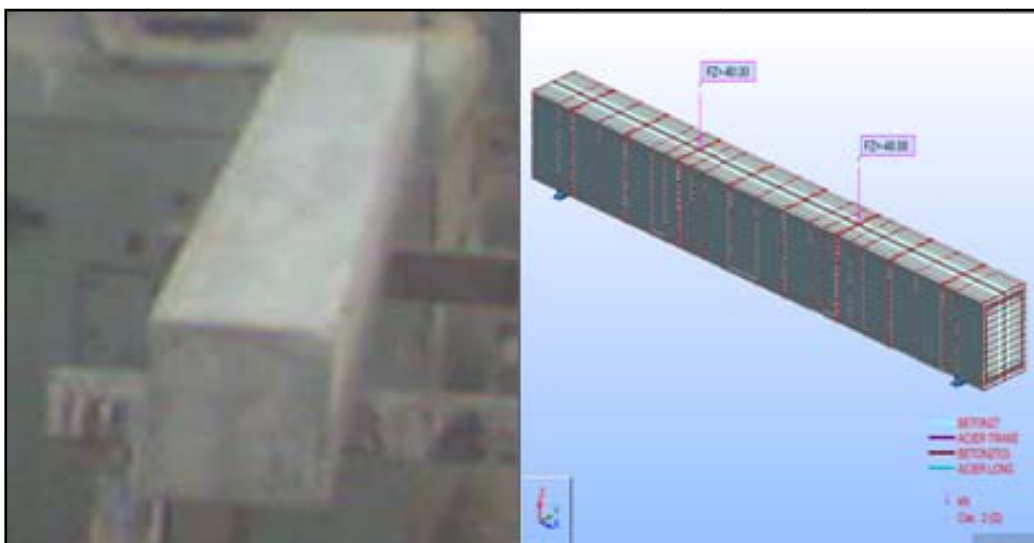


Figure 4-24 La poutre témoin en béton armé.

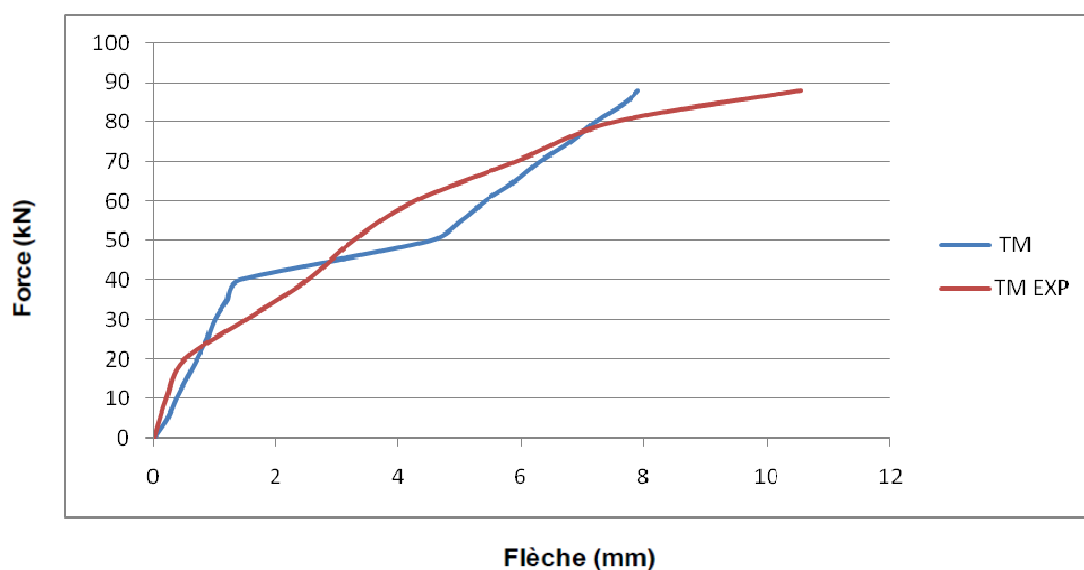


Figure 4-25 Diagramme force-flèche à mi-travée de la poutre témoin (num-exp).

On remarque que la flèche de rupture obtenue numériquement est de 7.9 mm alors que celle expérimentale est de 10.55 mm, soit une différence de 25%.

La valeur expérimentale est plus élevée par rapport à la valeur numérique en raison de la non prise en compte de certains paramètres qui influent sur la charge de rupture.

2-La poutre renforcée RA1:

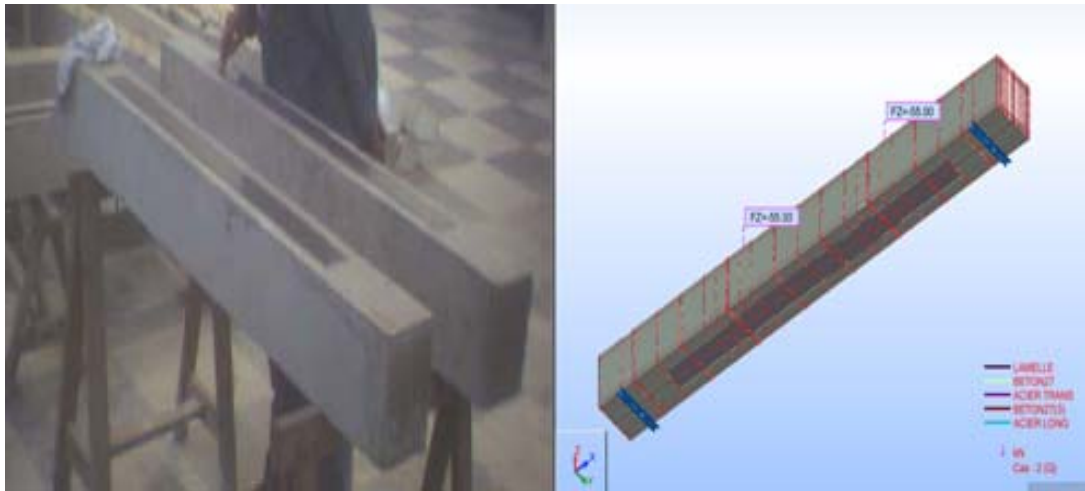


Figure 4-26 La poutre renforcée RA1.

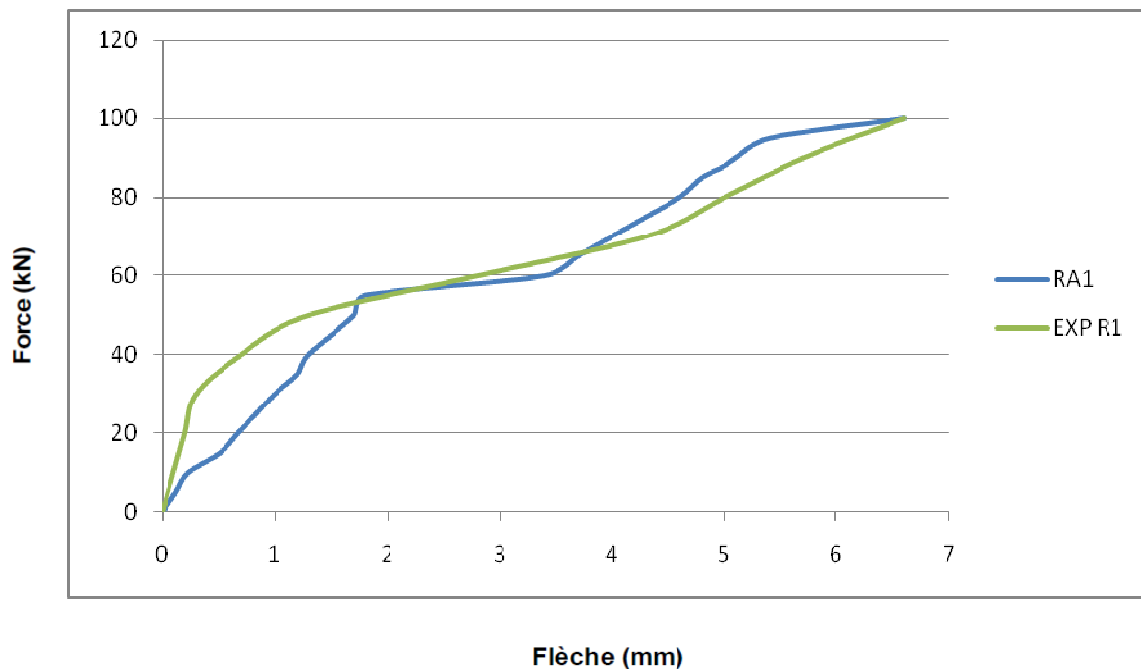


Figure 4-27 Diagramme force-flèche à mi-travée de la poutre RA1 (num-exp).

Dans ce type de renforcement, on remarque que la flèche expérimentale et numérique se confondent.

La flèche de rupture obtenue numériquement est de 6.6 mm et celle expérimentale est aussi 6.6 mm.

3-La poutre renforcée RA2:

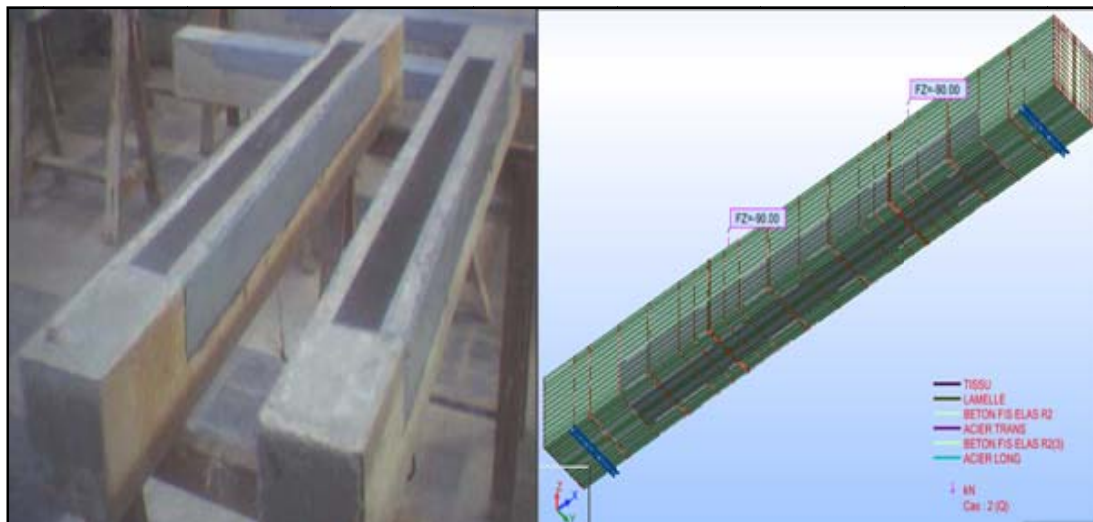


Figure 4-28 La poutre renforcée RA2.

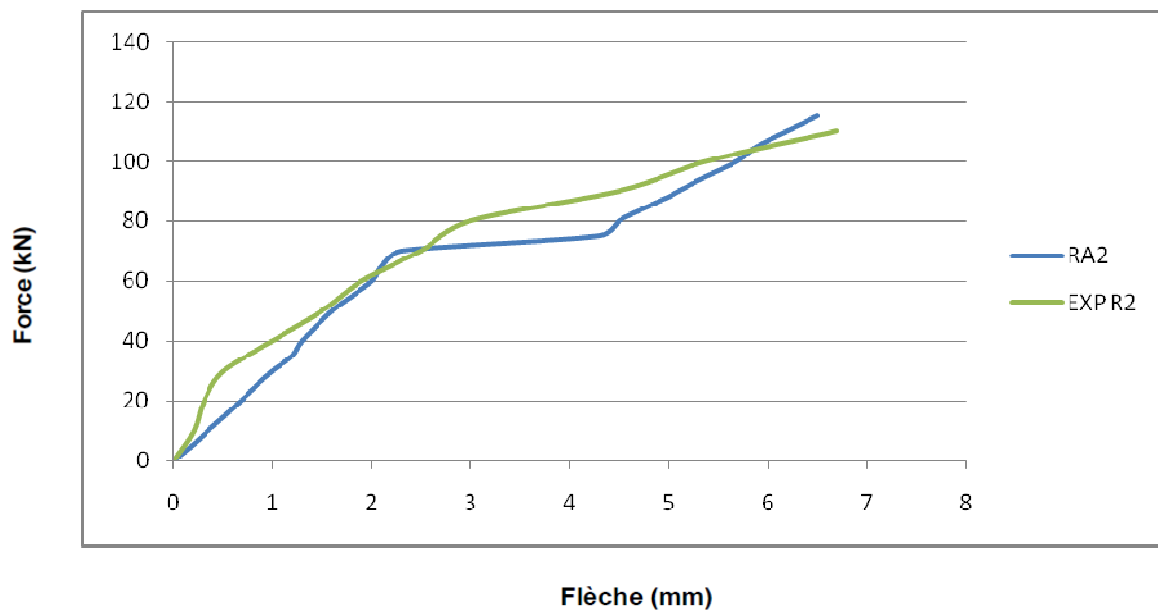


Figure 4-29 Diagramme force-flèche à mi-travée de la poutre RA2 (num-exp).

La flèche de rupture obtenue numériquement est de 6.5 mm alors que celle expérimentale est de 6.7 mm, soit une différence de 3%.

4-La poutre renforcée RA3:

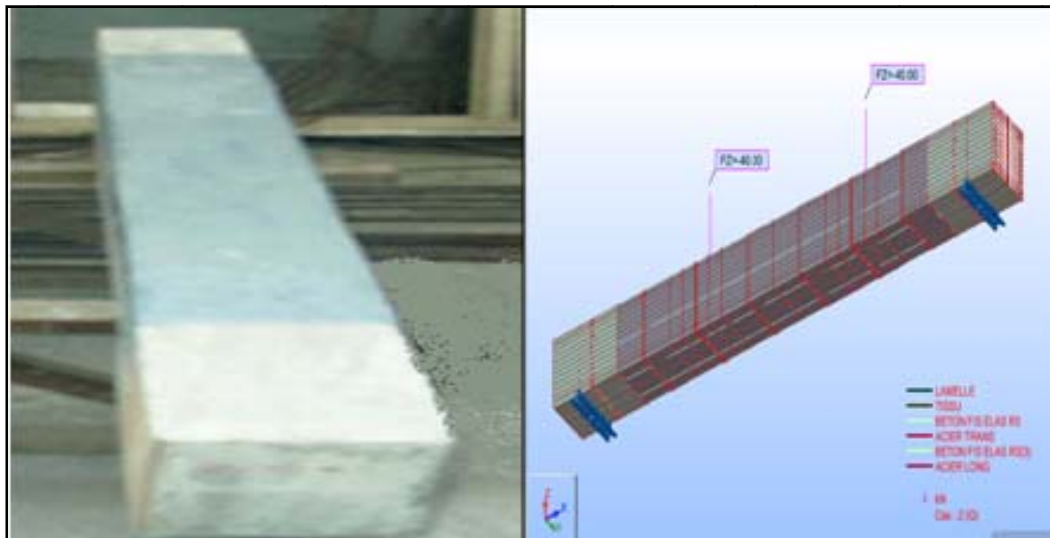


Figure 4-30 La poutre renforcée RA3.

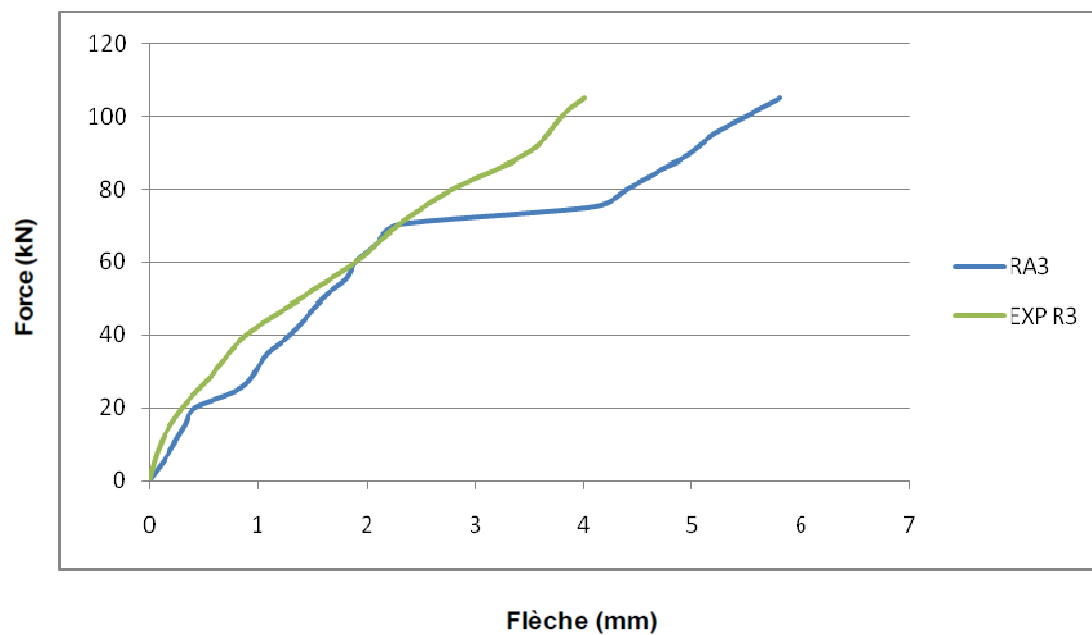


Figure 4-31 Diagramme force-flèche à mi-travée de la poutre RA3 (num-exp).

La flèche de rupture obtenue numériquement est de 5.8 mm alors que celle expérimentale est de 4 mm soit une différence de 1.8 mm.

5-La poutre renforcée RA4:

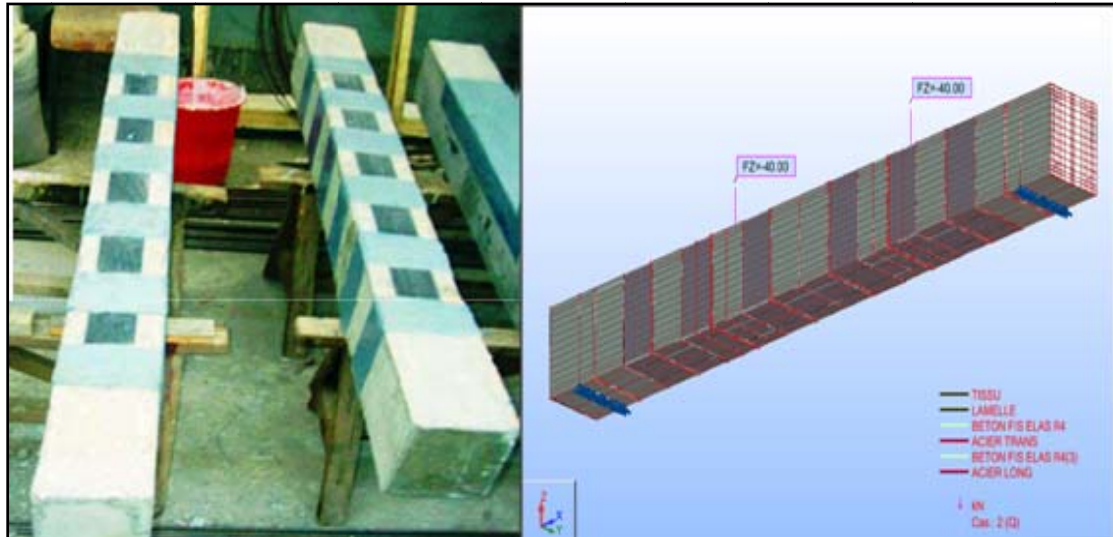


Figure 4-32 La poutre renforcée RA4.

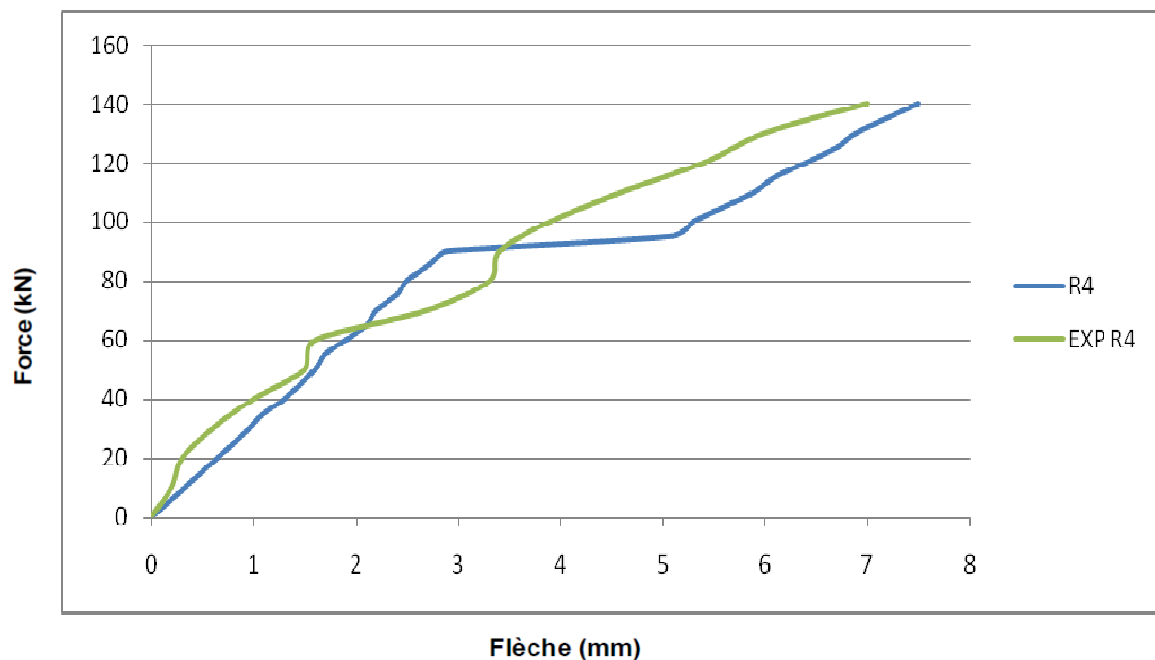


Figure 4-33 Diagramme force-flèche à mi-travée de la poutre RA4 (num-exp).

On remarque pour ce modèle, que la flèche de rupture obtenue numériquement est de 7.5 mm alors que celle expérimentale est de 7 mm soit une différence de 7 %.

Donc on peut conclure que ces résultats numériques en termes de flèches sont acceptables malgré la complexité des modèles choisis (prendre en considération: le ferrailage longitudinal et transversal ainsi que le matériau de renfort). On remarque, dans la plupart des modèles, une différence entre 3 et 7% de la flèche de la rupture.

Le tableau suivant récapitule quelques résultats importants, comme : l'augmentation de la capacité portante des poutres (A.C.P (%)), La diminution de la flèche de rupture (D.F.R(%)), la flèche de rupture numérique (F.R.N(%)) et expérimentale (F.R.EX(%)).

Tableau 4-1 Tableau récapitulatif de quelques résultats importants.

Mode	A.C.P(%)	D.F.R (%)	F.R.N (mm)	F.R.EX(mm)
TM	/	/	7,9	10,55
R1	13	16,45	6,6	6,6
R2	31	18	6,5	6,7
R3	19,5	26,58	5,8	4
R4	59	5	7,5	7

V.5. Conclusion :

Les résultats obtenus numériquement nous ont permis de tirer quelques remarques importantes concernant l'effet bénéfique du renforcement au moyen des matériaux composite et même sur la fiabilité des modèles développés.

Les principales remarques sont les suivantes :

- Tous les types de renforcement ont joué un rôle bénéfique dans la réduction des déformations de l'acier, du béton et sur la résistance ultime des poutres.
- Le renforcement des poutres en béton armé avec des tissus ou des lamelles joue un rôle très important pour empêcher ou retarder les différents types de fissures.
- La poutre renforcée RA4 présente une meilleure performance en termes de résistance ultime (**59%**), puisque la lamelle joue un rôle de soulagement et d'aide aux aciers longitudinaux pour reprendre les efforts de flexion, et les bandes de tissu ont joué le rôle d'étriers et ont aidé les aciers transversaux à reprendre l'effort tranchant.
- Le confinement des poutres renforcées à la flexion (lamelle) avec des bandes de tissu (type de renforcement RA3) présente une diminution importante en termes de flèche de rupture (**26.58%**), ce phénomène peut être expliqué par un comportement très rigide de la poutre.
- La confrontation avec les résultats expérimentaux nous a permis de confirmer ceux obtenus numériquement. Toutefois, on remarque une différence acceptable qui est due, de notre point de vue, au non prise en compte de certains paramètres pour la modélisation à cause de la complexité rencontrée durant le développement des modèles.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'utilisation des fibres de carbone dans le domaine du génie civil présente la solution adéquate pour les travaux de réhabilitation et de réparation des structures en béton armé grâce aux avantages multiples de ces matériaux.

Mais cette utilisation nécessite une maîtrise du comportement de ces matériaux et des éléments renforcés pour une bonne conception et un calcul juste et fiable de renforcement des structures.

Dans cette étude nous avons essayé d'élaborer un modèle de calcul en éléments finis des poutres en béton armé renforcées par des fibres de carbone en utilisant divers modes de renforcement.

Une comparaison des résultats numériques à ceux issus expérimentalement, a été entreprise.

Notre étude nous à permet de tirer quelques conclusions et en faire quelques recommandations :

- Les phases de comportement d'une poutre en béton armé renforcée par des fibres de carbone sont les mêmes avec une poutre en béton armé sans renforcement.
- Tous les types de renforcement ont joué un rôle bénéfique dans la réduction des déformations de l'acier, du béton et encore sur la résistance ultime des poutres.
- Le renforcement des poutres en béton armé avec des tissus ou des lamelles joue un rôle très important pour empêcher ou retarder les différents types de fissures.
- On constate une nette augmentation de la capacité portante des poutres renforcées (de 13 à 59%) et une diminution considérable de la flèche de rupture (de 5 à 26.58%).
- On peut augmenter la résistance à la flexion par un renforcement à l'aide des lamelles et aux efforts tranchants en ajoutant des étriers en tissu de fibres de carbone, en forme de U.
- On remarque qu'il ya une bonne corrélation entre nos résultats obtenus avec ceux expérimentaux.
- Les programmes de calcul en éléments finis peuvent donner un bon résultats en ce qui concerne le dimensionnement de ces types de renfort à conditions de tenir compte de certains paramètres liés au comportement mécanique de la structure renforcée.

Des études complémentaires devraient être réalisées pour maîtriser cette discipline :

- L'étude dynamique des poutres renforcées par des TFC (l'étude sismique et Le cas des charges roulantes pour les ponts).
- Une étude numérique et expérimentale sur l'effet thermique et la résistance aux feux des poutres renforcées.
- L'élaboration des projets de recherche pour évaluer la durabilité en service des éléments structuraux renforcés par des fibres de carbone.

Bibliographie :

- (1) **A. AICHAOUI**, « Analyse expérimentale du comportement des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites », Mémoire de Magister, Ecole Nationale Polytechnique, Décembre 2006.
- (2) **ABDESSEMED.M.**, « Comportement des poutres isostatiques en béton armé renforcées par tissu et lamelle de fibre de carbone », Mémoire de magister, Université de Blida, 2003.
- (3) **C. DJELAL, E. DAVID, F. BUYLE-BODIN et Y. GICQUEL**, « Renforcement des poutres en béton armé à l'aide de lamelle composites », Annales du bâtiment et des travaux publics, pp 39-47, Février 1998.
- (4) **E. Ferrier, S. Avril, P. Hamelin I and A. Vautrin**, « Mechanical behavior of RC beams reinforced by externally bonded CFRP sheets », Matériaux et Constructions, Vol. 36 Octobre 2003, pp 522-529.
- (5) **GLOSSAIRE DES MATERIAUX COMPOSITES – CARMA** – Actualisation octobre 2006.
- (6) **J. LUYCKY**, "Composites à fibre de carbone dans le génie civil", Technique de l'ingénieur, Vol C5, 2000.
- (7) **J-M. BERTHELOT**, « Matériaux composites : Comportement mécanique et analyse des structures », 3^{ème} Edition, Edition TEC&DOC, 1999.
- (8) **Le 4 pages des statistiques industrielles**, publication de la Direction générale de l'industrie, des technologies de l'information et des postes (DiGITIP) France, N° 158 - février 2002.
- (9) **M. BENMILOUD, M. BOUHICHA et M.F. LAKHDARI**, « Application de la mécanique de la rupture sur le comportement des poutres renforcées par collage des plaques d'aciers », Université de Laghouat.
- (10) **M. REYNE**, « Technologie des composite », Edition Hermes, 1995.
- (11) **Marc Quiertant, Jean-Luc Clément, Krisztian Verok, François Toutlemonde**, « Etude de poteaux en béton armé renforcés par composites collés et sollicités en flexion composée », XXIII^{ème} Rencontres Universitaires de Génie Civil 2005 - RISQUE & ENVIRONNEMENT.
- (12) **Michel Dupeux**, « Aide mémoire science des matériaux », Edition DUNOD, paris, 2004.
- (13) **NODAL CONSULTANTS**, « L'industrie française des matériaux composites », 13 mai 2002.
- (14) **S. MAROUANI, L. CURTIL, P. HAMELIN**, « Influence des conditions de mise en œuvre des composites à matrice polymère utilisés pour la réparation et/ou le renforcement des ouvrages en béton », XXIII^{ème} Rencontres Universitaires de Génie Civil 2005 - RISQUE & ENVIRONNEMENT.
- (15) **Sika**, Notices techniques, Edition mai 2006.
- (16) **T. CHICOINE**, « Analyse et conception d'ancrages sur les poutres renforcées en flexion à l'aide de matériaux composites », Mémoire de maîtrise des sciences appliquées, Université de Sherbrooke, 1997.
- (17) **Tania CROSTON**, « Etude expérimentale du comportement d'une poutre en béton armé En flexion 3 points réparée par matériaux composites (approche probabiliste) », thèse de doctorat en juin 2006 d'Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers Centre de Bordeaux.

- (18) **Veronica Sierra Ruiz**, « Renforcement d'éléments structuraux en béton armé à l'aide de matériaux composites : analyse fine de la zone d'ancrage », XXI^{ème} rencontres universitaires de génie civil 2003. Prix «RENE HOUPERT».
- (19) **Vistasp M. Karbhari**, «Use of Composite Materials in Civil Infrastructure in Japan», International Technology Research Institute ,World Technology (WTEC) Division, August 1998.
- (20) **Zakia Draïdi**, «Renforcement et réparation des coques métalliques par matériaux composites (TFC)-Etude du comportement au flambage-Approche expérimentale et numérique-», thèse de doctorat en 2005 de l'INSA de Lyon.
- (21) **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 », URG-Structures, INSA de Lyon, 2001.
- (22) **J. PERCHAT**, « Béton Armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Techniques de l'Ingénieur, Vol C2, 1991.
- (23) **J. BLEVOT et J. PERCHAT**, « Comportement expérimental des éléments en béton armé soumis à différents modes de sollicitations », Technique de l'ingénieur, Vol C2, 2000.
- (24) **P. DUQUETTE**, « Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de plaques en matériaux composites réalisées in situ », Mémoire de maître ès sciences, Université Laval, 1998.
- (25) **V.S. RUIZ**, « Renforcement d'éléments structuraux en béton armé à l'aide de matériaux composites : analyse fine de la zone d'encrage », XXI^{èmes} rencontres universitaires de génie civil, Université Blaise Pascal, 2003.
- (26) **T. CHICOINE**, « Analyse et conception d'ancrages sur les poutres renforcées en flexion à l'aide de matériaux composites », Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées, Université de Sherbrooke, 1997.
- (27) **ROBOT MILLENIUM**, manuel Robot version 21.0.
- (28) **YVES WADIER et ERIC LORENTZ**, « Mécanique de la rupture fragile en présence de plasticité : modélisation de la fissure par une entaille » article publié sur science direct en 2004, Laboratoire de mécanique des structures industrielles durables, unité mixte de recherche CNRS/Electricité de France
- (29) **FUENTES A**, « Le béton armé après fissuration », 2^{ème} Edition, Editeur: EYROLLES, 1987.