

**UNIVERSITE DE SAAD DAHLAB DE BLIDA**

**Faculté des sciences de l'ingénieur**

Département de génie civil

Laboratoire de géomatériaux et génie civil

# **MEMOIRE DE MAGISTER**

Spécialité: Constructions

## **COMPORTEMENT D'UN TABLIER DE PONT A POUTRES MULTIPLES SOUS CHAUSSEE EN BETON ARME REPARE PAR MATERIAUX COMPOSITES**

Par

**Mr Smain BENYAMINA**

Devant le jury composé de

A. BOUAFIA	Professeur.	U. de Blida	Président
M. ABED	Professeur	U. de Blida	Examineur
B. LAMRI	Maître de conférence	U. de Chlef	Examineur
S. KENAI	Professeur	U. de Blida	Rapporteur
M. ABDESSEMED	Maître assistant	U. de Blida	Membre invité

Blida, Avril 2008

## RESUME

Le parc d'ouvrages d'art algérien comporte plus de 3000 ponts avec un nombre très important de structures à tabliers en poutres en béton armé; dont plus de 40% nécessitant un renforcement. Le renforcement par matériaux composites est le plus approprié pour les ponts en vu de sa rapidité à l'exécution, résistance élevée à la traction et une bonne résistance à la corrosion. Cependant les ingénieurs sont confrontés à des difficultés à la proposition du type de renforcement et la disposition de ces matériaux. La modélisation numérique peut contribuer à optimiser les solutions proposées. L'objectif principal de cette étude est de réaliser une modélisation numérique d'un pont en béton armé réparé par matériaux composites. L'étude numérique consiste en premier lieu en une modélisation des poutres en béton armé renforcées par un tissu à base de fibre de carbone par l'utilisation du logiciel ANSYS. Les résultats de la modélisation sont comparés aux résultats expérimentaux de différents chercheurs. La deuxième partie de l'étude consiste en une modélisation d'un pont réparé par des matériaux composites. Cette étude a montré l'effet bénéfique des matériaux composites sur la réduction des flèches et les déformations dans les poutres en béton armé, ainsi que l'absorption de l'effet dynamique sur les ponts.

Mots clefs : Ponts, poutres, matériaux composites, modélisation numérique, renforcement, flèche.

## ABSTRACT

Algerian road infrastructure has more than 3000 bridges with a significant number made of slabs on reinforced concrete beams; of which more than 40% are in need of strengthening.

Strengthening by composite materials is the most appropriate for bridges because of its ease in use, high tensile strength and resistance to corrosion. However, engineers found some difficulties in proposing the type strengthening material and its disposition. Numerical modeling could contribute to optimize the proposed solutions. The main objective of this work is to realize a numerical modeling of a reinforced concrete bridge reinforced by composite material. The numerical study consists initially in modeling of reinforced concrete beams strengthened by carbon fibers using ANSYS software. The results of modeling are compared with the experimental results of different other researchers. The second part of the study consists of modeling of a reinforced concrete bridge repaired by composite materials.

This study showed the beneficial effect of composite materials on the reduction of the deflections and the deformations in the reinforced concrete beams, and also the absorption of the dynamic effect on bridges.

Key words: Bridges, beams, composites materials, numerical modeling, strengthening, deflection.

الحظيرة الوطنية الجزائرية للمنشآت الفنية على أكثر من ثلاثة آلاف جسر مع عدد هائل . يقدر عدد

تقوية 40 %.

التقوية باستعمال ألياف للجسور لما تتميز به من سهولة الاستعمال و سرعة في التنفيذ و بمقاومتها العالية للشد و لكن يجد المهندسون صعوبة في اقتراح نوع مواد التقوية و طريقة استعماله. يمكن للدراسات العددية أن تساهم في اقتراح الحلول المثلى. تهدف هذه الدراسة إلى إكمال في البداية دراسة عددية لمعرفة سلوك تحت تأثير -ANSYS- ومقارنة النتائج المتحصل عليها من اجهادات وتشوهات مع الدراسة التجريبية التي قام بها بعض الباحثين ثم تمت عددياً لجسر تم ترميمه باستعمال المواد المركبة وذلك لمعرفة سلوك الجسر بعد التقوية.

هذه لتأثير الايجابي ن الخصائص الميكانيكية للرواف حيث سعة الاحتمال و انخفاض التشوهات؛ بالإضافة إلى التقليل من الأثر الديناميكي للجسور.

الكلمات المفتاحية تقوية , التشوهات.

# Dédicace

*Grâce à Dieu :*

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont les plus chère au monde :*

❖ *A mes parents :*

*Pour leur sacrifices, leurs encouragements et leur inquiétudes.*

❖ *A mon chère frère.*

❖ *A mes chères sœurs.*

❖ *A toute ma famille de près ou de loin.*

❖ *A tous mes amis de près ou de loin.*

❖ *A tous ceux qui, par leur soutien matériel, moral ou humain,  
m'ont apporté un plus.*

# Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à exprimer nos  
remerciements :

A notre dieu qui nous a donné la force et la santé pour  
accomplir ce travail.

Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance vont à mon  
Directeur de thèse le Pr. **S. KENAI**

Et mon Co-Directeur de thèse Mr **M. ABDESSEMED** pour leurs  
dévouements, leurs conseils et leurs soutiens moral et matériel tout au long de  
l'élaboration de ce travail.

Les enseignants de la post-graduation, ainsi que le personnel de département de  
génie civil de l'université de Blida, et en particulier **M.ABED**.

J'exprime ma gratitude à **M. Bouafia**, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant  
de présider le jury.

Je remercie également **M.ABED**, **M. Lamri**, pour l'honneur qu'ils font en  
acceptant de jurer ce travail.

A tous qui se sont mis à notre disposition durant toute la  
période de préparation de la thèse.

Nos remerciements vont éventuellement à nos familles  
pour leur soutien, confiance et patience.



## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Affouillement des rivières sur les ponts.....	21
Figure 1.2	Eclatement du béton d'une poutre .....	23
Figure 1.3	Poutre de tablier de pont.....	23
Figure 1.4	Dégradation due à la corrosion.....	24
Figure 1.5	Corrosion des armatures d'un pile de pont.....	24
Figure 1.6	Pile en zone marnage .....	24
Figure 1.7	Organigramme résumant les étapes de diagnostic .....	26
Figure 1.8	Prélèvement par carottage ... ..	27
Figure 1.9	Cristal de chloraluminat .....	28
Figure 1.10	Spectre EDS associé.....	28
Figure 1.11	Principe de mesure du potentiel d'électrode .....	29
Figure 1.12	Technique de projection .....	34
Figure 1.13	Application d'inhibiteur .....	36
Figure 1.14	Renforcement des éléments en flexion.....	37
Figure 1.15	Renforcement des éléments à l'effort tranchant.....	38
Figure 1.16	Renforcement d'un élément par de la tôle collée.....	38
Figure 1.17	Renforcement à l'aide de TFC.....	39
Figure 2.1	Répartition renfort matrice.....	40
Figure 2.2	Schéma représentatif des constituants d'un pli unidirectionnel.....	42
Figure 2.3	Constituants d'un stratifié.....	42
Figure 2.4	Renforcement en flexion.....	45
Figure 2.5	Courbes forces- flèches des différent types de renfort.....	46
Figure 2.6	Influence du nombre de lits de lamelle .....	46
Figure 2.7	Renforcement type cisaillement.....	47
Figure 2.8	Décollement de type "peeling –off" .....	47
Figure 2.9	Décollement dû à une surface concave.....	48
Figure 2.10	Ancrage en U à une extrémité.....	48
Figure 2.11	Modes de ruptures des poutres renforcées par matériaux composites.	49

Figure 2.12	Influence du taux de renforcement des armatures tendues .....	51
Figure 2.13	Définitions des paramètres influents sur les composites.....	52
Figure 2.14	Schéma du test	53
Figure 2.15	La variation de la contrainte en fonction de la température pour FRP	55
Figure 2.16	Variation du module d'élasticité des trois barres en fonction de la température .....	56
Figure 2.17	Avant l'épreuve et après l'épreuve .....	57
Figure 2.18	Schéma du test des spécimens exposées aux cycles mouillage /séchage.	58
Figure 2.19	La variation de la flèche à mi-travée pour les poutres conservées à températures constantes.....	60
Figure 2.20	Variation de la flèche des poutres soumises à des cycles de mouillage/séchage .....	61
Figure 2.21	Rapport de la charge maximale des poutres renforcées à celles non renforcées pour les deux environnements.....	62
Figure 2.22	Courbes de prise en eau à une atmosphère pour le verre/epoxy contact.....	65
Figure 2.23	Courbes de prise en eau à une atmosphère pour le verre/polyster .....	65
Figure 2.24	Evolution des propriétés mécaniques du matériau (verre/polyster) analyse modale:a (atm) et b (bar) module élastique en flexion,; c et d résistance en flexion et en cisaillement:e f.....	66
Figure 2.25	Evolution des propriétés mécaniques du matériau (verre/époxy) analyse modale:a (atm) et b (bar) module élastique en flexion,; c et d résistance en flexion et en cisaillement:e et f.....	67
Figure 3.1	Essai de flexion.....	70
Figure 3.2	Modélisation numérique.....	70
Figure 3.3	Modèle du béton utilisé.....	71
Figure 3.4	Modèle de l'acier utilisé .....	72
Figure 3.5	Modèle de l'aramide utilisé .....	72
Figure 3.6	Comparaison entre les essais et le calcul numériques.....	73
Figure 3.7	Modèle élément fini (dimension en mm).....	75
Figure 3.8	Courbe charges - déplacements.....	76
Figure 3.9	Géométrie et maillage de la poutre .....	77
Figure 3.10	Courbe charge-flèche pour les poutres de références .....	77

Figure 3.11	Courbe charge-flèche pour les poutres renforcées à la flexion.....	78
Figure 3.12	Les positions du chargement du camion sur le long du tablier (mm).	79
Figure 3.13	Modèle élément fini du tablier .....	80
Figure 3.14	Courbes positions-déformations .....	80
Figure 4.1	Schéma statique de la poutre.....	84
Figure 4.2	Solid 65 à 3D.....	85
Figure 4.3	Link8 – 3-D spar.....	85
Figure 4.4	Solid 46 – 3-D layered structural solid.....	86
Figure 4.5	Comportement typique du béton sous un chargement uniaxial.....	87
Figure 4.6	Diagramme contrainte - déformation simplifié du béton en compression uni axiale.....	89
Figure 4.7	Diagramme contrainte – déformation de l'acier.....	90
Figure 4.8	Constituants d'un matériau composite.....	90
Figure 4.9	Courbe contrainte – déformation pour FRP composite.....	91
Figure 4.10	La géométrie de la poutre par ANSYS.....	92
Figure 4.11	Le ferrailage de la poutre.....	93
Figure 4.12	La connectivité des éléments.....	94
Figure 4.13	Chargement et appuis.....	95
Figure 4.14	Solution itérative -Newton Raphson- (02 charges incrémentale).....	96
Figure 4.15	Chargement de la poutre + le ferrailage.....	97
Figure 4.16	La distribution de la contrainte.....	98
Figure 4.17	La déformation de la poutre.....	99
Figure 4.18	Evolution des flèches à mis - portée.....	100
Figure 4.19	Variation de la déformation en fonction de la charge.....	101
Figure 4.20	Poutre en BA renforcée par matériau composite TFC.....	102
Figure 4.21	Distribution des contraintes dans la poutre.....	102
Figure 4.22	La déformation de la poutre.....	103
Figure 4.23	Variation de la flèche en fonction de la charge pour la poutre renforcée.	103
Figure 4.24	Charge flèche modèle poutre renforcée et poutre non renforcée.....	104
Figure 4.25	Comparaison entre la modélisation et l'expérimentation.....	105
Figure 4.26	Schéma représentatif de la poutre.....	108
Figure 4.27	Création du modèle.....	109
Figure 4.28	Maillage de la poutre.....	109

Figure 4.29	Ferraillage de la poutre.....	110
Figure 4.30	Les conditions d'appuis.....	110
Figure 4.31	Les modes de vibration d'une poutre en béton armé .....	112
Figure 4.32	Création du modèle d'une poutre en béton armé.....	113
Figure 4.33	Maillage de la poutre.....	113
Figure 4.34	Les appuis du modèle.....	114
Figure 4.35	Les modes de vibration d'une poutre en béton armé renforcée.....	115
Figure 4.36	Histogramme du deux poutres comparées.....	116
Figure 4.37	Création du modèle.....	118
Figure.4.38	Maillage de la structure.....	119
Figure 4.39	Les conditions d'appuis.....	119
Figure 4.40	Les modes de vibration du pont non renforcé.....	121
Figure 4.41	Création du modèle.....	122
Figure 4.42	Maillage du modèle.....	122
Figure 4.43	Les appuis du modèle.....	123
Figure 4.44	Histogramme compare les fréquences adoptées pour les deux ponts	124
Figure 4.45	Les modes de vibration.....	125

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Propriétés mécaniques des composites à base de fibres et d'acier...	43
Tableau 2.2	Les paramètres des examens.....	53
Tableau 2.3	Variation de la contrainte maximale et du module d'élasticité des FRP avec la température.....	54
Tableau 2.4	Propriétés mécaniques de tissu de FRP.....	58
Tableau 2.5	Les résultats expérimentaux.....	59
Tableau 2.6	Matériaux étudiés.....	63
Tableau 2.7	Répartition des éprouvettes dans les caissons de vieillissement.....	64
Tableau 3.1	Renforcement des poutres d'essai.....	69
Tableau 3.2	Caractéristiques du béton.....	71
Tableau 3.3	Propriétés des béton et l'acier.....	74
Tableau 3.4	Propriétés mécanique du composite (GFRP) .....	75
Tableau 3.5	Propriétés matérielles des matériaux utilisés.....	79
Tableau 4.1	Processus disponible dans le logiciel ANSYS 5.4 .....	83
Tableau 4.2	Les données des cinq point.....	89
Tableau 4.3	Propriétés des FRP.....	92
Tableau 4.4	Les résultats obtenus.....	99
Tableau 4.5	Liste des résultats obtenus.....	103
Tableau 4.6	Les modes de vibration.....	111
Tableau 4.7	Propriétés des matériaux composites.....	111
Tableau 4.8	Les différents modes de vibration.....	114
Tableau 4.9	Les différents modes de vibration pour les deux poutres.....	116
Tableau 4.10	Les modes de vibration.....	120
Tableau 4.11	Propriétés des matériaux composites.....	120
Tableau 4.12	Les différents modes de vibration.....	123
Tableau 4.13	Comparaison des deux résultats... ..	124

## LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

CFRP: Carbon fiber reinforced plastic.

$E$  : Module élastique (module de Young)

$E_e$  : Module élastique de béton

$E_s$  : Module élastique d'acier

$E_0$  : Module d'élasticité initial du béton

$F_e$  : Charge agissant sur la matrice

$F_m$  : Charge agissant sur les fibres

$Fr^*$  : Charge ultime

$Fr^8$  : Charge ultime de la température ambiante

$Fr^b$  : Charge ultime après cycles mouillages - séchages

$f_{ct}$  : Résistance maximale du béton tendus.

$f_y$  : Limité élastique des aciers

$f_i$  : La fréquence propre associée au vecteur propre  $\mathbf{x}_i$  .

$f_u$  : Résistance ultime de l'acier.

$f_t$  : Résistance à la traction du béton.

FRP: Fiber reinforced polymer

GFRP: Glass fiber reinforced plastic.

$G$  : Module de cisaillement du béton

$G_a$  : Module de cisaillement de la couche adhésif

$G_f$  : Énergie de rupture

$I$  : Moment d'inertie

$K$  : La matrice de raideur

$M$  : La matrice de masse

MEF : Méthode des éléments finis

$q$  : Le vecteur des degrés de liberté.

T.F.C : Tissu de fibres de carbone.

$\omega_i$  : La pulsation propre associée au vecteur propre  $\mathbf{x}_i$  .

$\mathbf{x}_i$  : Vecteur propre

$u$  : Déplacement.

$\beta_t$  : Coefficient de transfert de cisaillement

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\epsilon_{c2}$  : Déformation du béton

$\epsilon_{cu}$  : Déformation maximal du béton comprimé.

$\epsilon_{ct}$  : Déformation ultime du béton comprimé.

$\epsilon_{ctu}$  : Déformation maximale du béton tendus.

$\epsilon_\epsilon$  : Déformation ultime du béton tendus.

$\epsilon_f$  : Déformation élastique de l'acier.

$\epsilon_f$  : Déformation des fibres.

$\epsilon_0$  : Déformation maximale de la compression du béton.

$\epsilon_u$  : Déformation ultime de la compression du béton

$\epsilon_t$  : Déformation à la traction

$\rho$  : Masse volumique

$\sigma$  : Contrainte normale contrainte des fibres.

$\sigma_f$  : Contrainte composites

$\sigma_m$  : Contrainte du béton.

$\sigma_c$  : Contrainte maximale de la compression du béton

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

## TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT	
RESUME	
TABLE DES MATIERE	
LISTE DES ILLUSTRATIONS	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS	
INTRODUCTION.....	16
1. PATHOLOGIE DES PONTS	
1.1 Introduction.....	18
1.2 Les causes de dégradations des ponts.....	18
1.2.1 Causes liées aux erreurs de conception et de calcul.....	18
1.2.2 Causes liées aux projets d'exécution et de réalisation .....	19
1.2.3 Causes liées aux actions sollicitant les ponts .....	20
1.2.4 Causes liées aux dégradations des matériaux .....	22
1.3 moyens et procédures de diagnostic des désordres dans les ponts.....	25
1.3.1 Les moyens de diagnostic .....	25
1.3.2 Procédures de diagnostic .....	26
1.4 Techniques de réparation ou de renforcement d'un pont.....	31
1.4.1 Traitement de surfaces .....	32
1.4.2 Protection du béton et des armatures.....	34
1.4.3 Régénération des matériaux.....	36
1.4.4 Ajout de forces (ou de déformation) .....	37
1.4.5 Ajout de matière .....	38
1.5 Conclusion.....	39
2. LES MATERIAUX COMPOSITES	

2.1 Introduction.....	40
2.2. Généralité sur les matériaux composites.....	40
2.2.1 Définition.....	40
2.2.2 Classification des matériaux composites.....	41
2.2.3 Matériaux isotropes et anisotropes.....	41
2.2.4 Type de matériaux composites .....	42
2.2.5 Matériaux composites à base de fibre de carbone .....	43
2.2.6 Les avantages et les inconvénients des matériaux composites.....	44
2.3. Renforcement des poutres en béton armé .....	45
2.3.1 Renforcement en flexion .....	45
2.3.2 Renforcement en cisaillement .....	46
2.3.3 Mécanisme de rupture des poutres renforcées .....	49
2.3.4 Facteurs influant le comportement des poutres renforcées .....	50
2.4. Durabilité des matériaux composites .....	52
2.4.1 Effet de la température sur le comportement des matériaux composites....	52
2.4.2 Résistance au feu.....	56
2.4.3 Durabilité à long terme des matériaux composites.....	57
2.4.4 Effet de l'humidité.....	62
2.5 Conclusion .....	68
<b>3. MODELISATION NUMERIQUE DES STRUCTURES RENFOECEEE PAR MATERIAUX COMPOSITES</b>	
3.1. Introduction .....	69
3.2. Renforcement des poutres.....	69
3.2.1. Poutres renforcées avec tissu d'aramide.....	69
3.2.2. Poutres renforcées avec matériaux composites à base de fibre de verre.....	74
3.2.3. Poutres renforcées avec matériaux composites à base de fibres de carbone...	76
3.3. Renforcement d'un pont.....	78
3.4. Conclusion.....	81
<b>4. MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT D'UN PONT EN BETON RENFORCÉ PAR MATERIAUX COMPOSITES</b>	
4.1. Introduction.....	82
4.2. Présentation du logiciel "ANSYS".....	82

4.3. Modélisation des poutres renforcées par matériaux composites.....	84
4.3.1. Introduction.....	84
4.3.2. Types d'éléments.....	85
4.3.2.1. Béton.....	85
4.3.2.2. L'acier.....	85
4.3.2.3. Matériaux composites.....	86
4.3.3. Propriétés des matériaux.....	86
4.3.3.1. Béton.....	86
4.3.3.2. L'acier.....	90
4.3.3.3. Matériaux composites.....	90
4.3.4. La géométrie.....	92
4.3.5. Discrétisation par élément finis.....	93
4.3.6. Chargement et conditions aux limites.....	94
4.3.7. Solution non linéaire.....	95
4.3.8. Résultats obtenus par ANSYS pour la poutre en béton armé non renforcée...97	
4.3.9. Résultats obtenu par ANSYS pour la poutre en béton armé renforcée par un matériau composite.....	101
4.3.10. Comparaison entre la poutre renforcée et la poutre de référence.....	104
4.3.11. Conclusions et commentaires.....	106
4.4. Analyse modale.....	107
4.5. Modélisation du comportement dynamique d'une poutre en béton armé avant et après réparation.....	107
4.5.1. Poutre en béton armé avant réparation.....	107
4.5.2. Poutre en béton armé renforcée par matériau composite.....	111
4.5.3. Comparaison entre les deux modèles.....	116
4.5.4. Conclusion.....	117
4.6. Modélisation du comportement dynamique du pont de Cherchel (étude de cas)....	117
4.6.1. Description de l'ouvrage.....	117
4.6.2. Pont en béton avant réparation.....	118
4.6.3. Pont en béton après réparation.....	120
4.6.4. Comparaison entre les fréquences adoptées pour les deux ponts.....	124
4.8. Conclusion et commentaire.....	126
 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....	 127
REFERENCES.....	129

## INTRODUCTION

### 1. Introduction

Le parc algérien d'ouvrages d'art comporte plus de 3000 ponts avec un nombre très élevé de structures à tabliers en poutres en béton armé, dont plus de 40 % sont à réparer et renforcer [1]. Les raisons de dégradations sont multiples dont les principaux sont: la vétusté; la corrosion des aciers d'armature, les accidents (chocs contre un élément de structure), l'endommagement par un tremblement de terre, le mauvais dimensionnement ou l'augmentation des charges. Les méthodes de renforcement classiques, comme l'augmentation de section par l'ajout de nouvelles barres d'armatures et d'un nouveau béton lié à l'ancienne structure, sont souvent très complexes à réaliser, très onéreuses, et nécessitent une intervention lourde sur la structure. Cependant, le renforcement de structures par collage externe de tôles de matériaux composites est une alternative plus appropriée. Les fibres généralement utilisées dans ces tôles sont en verre, en carbone ou en aramide, sous forme de tissus unidirectionnels ou bidirectionnels, de lamelles ou de barres. Ces matériaux offrent l'avantage de rapidité d'exécution; résistance élevée à la traction; un module d'élasticité élevé, et une bonne résistance à la corrosion.

Cependant, les ingénieurs en charge de réaliser ces renforcements trouvent des difficultés dans le choix des matériaux et de leurs dispositions. La modélisation d'une structure existante en béton armé renforcée par un matériau collé sur site est une tâche onéreuse. L'analyse bibliographique montre que beaucoup de travaux expérimentaux et de modélisation de poutres renforcées par matériaux composites ont été réalisés. Cependant, peu de travaux ont été réalisés sur des poutres réparées.

### 2. Objectif

Le but principal de cette étude est de contribuer au développement d'une modélisation numérique qui s'adapte aux tabliers de pont à poutres sous chaussée en béton armé

endommagés et réparés par matériaux composites. Une modélisation numérique d'une poutre en béton armé renforcée par matériaux composites est présentée, ensuite, un cas d'un pont en béton armé réparé par matériaux composites est modélisé.

### 3. Plan de travail

Après une introduction générale, le chapitre I, présente la pathologie des ponts en béton armé et les méthodes de diagnostic et de réparation. Le chapitre II, résume les différentes propriétés et domaines d'utilisation des matériaux composites et leur durabilité sous différentes conditions environnementales. Le chapitre III, présente une revue bibliographique des différents travaux de la modélisation des structures renforcées par matériaux composites.

La modélisation numérique des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites, ainsi que la modélisation d'un pont en béton armé sont présentées, dans le quatrième chapitre. Enfin une conclusion générale avec des recommandations pour des futurs travaux sont données.

## **CHAPITRE 1 PATHOLOGIE DES PONTS**

### 1.1.Introduction

Les ponts en béton armé peuvent être affectés par des désordres de gravité très variables et dont les causes sont multiples. La présence de déformations ou de fissurations inhabituelles est souvent le signe visible de la pathologie. Cependant, certains ouvrages peuvent être endommagés bien avant l'apparition de signes évidents (cas des bétons attaqués par alcali réaction). En plus, les équipements des ponts peuvent connaître une pathologie propre, engendrant des désordres dans la structure [2]. Dans ce chapitre, une revue bibliographique sur les causes de dégradation, le diagnostic et les techniques de réparation des ponts est présentée.

### 1.2.Les causes de dégradation des ponts

Le diagnostic de l'état d'un pont n'est pas une chose aisée et il ne peut être effectué que par des ingénieurs spécialistes et expérimentés connaissant bien les multiples causes de dégradations des ouvrages. Les causes de dégradations sont multiples [3-6], et se résument comme suit :

#### 1.2.1. Causes liées aux erreurs de conception et de calcul

##### a. Conception

- Erreurs dans le bon choix du matériau constituant l'ouvrage (nuances et qualité des aciers) ;
- Structure instable ;
- Erreurs dans le prédimensionnement ;
- Négligence totale de la sismicité de la zone ;
- Le non respect des règles de l'art ;

- Adoption d'un type d'ouvrage inadéquat en égard du sol de fondation ou la nature de l'obstacle à franchir.

b. Calcul

- Erreurs dans les hypothèses de calcul ;
- Erreurs dans l'introduction des données dans un calcul automatique ;
- Non vérification des états limites de services (déformation) ;
- Mauvaise utilisation des règlements ;
- Dessins incomplets ou insuffisants, et/ou non conforme à la note de calcul.

1.2.2. Causes liées aux projets d'exécution et de réalisation

1.2.2.1. Insuffisance des documents d'exécution

- Non respect des documents contractuels ;
- Les dessins sont incomplets,
- Insuffisance de vérification des plans par le maître de l'ouvrage ou le bureau de contrôle;
- La négligence de certains documents d'exécution qui ne fournissent pas d'indications suffisamment précises.

1.2.2.2. Déficiences dans l'organisation ou le contrôle de la qualité

a) Béton

La qualité du béton prévu au projet (résistance à la compression, maniabilité), peut être compromise sur site:

- Choix du lieu de stockage du ciment ainsi que la manière de la stocker ;
- Non respect des phases de bétonnage prévues par le bureau d'études ;
- Mauvaise mise en œuvre du béton surtout le béton précontraint;
- Absence ou insuffisance de cure humide;
- Utilisation inopportune d'adjuvants ;
- Irrégularité de la fabrication des bétons sur chantier ;
- Délai de transport aléatoire.

b) Armatures

- Changement intempestif de la nuance d'acier ;

- Le non respect des rayons de courbures ;
- Soudure d'aciers non soudables, pliage et dépliage d'armatures à haute adhérence ;
- Défauts de positionnement des armatures, et manque de couture en cas de reprise de bétonnage ;
- Ferrailage non conforme aux plans, et fausse manœuvre (oublis de certains aciers importants).

c) Cintres et coffrages

- Tassement des cintres ;
- Coffrages et cintres insuffisamment rigides et mal étayés ;
- Joints de panneau défectueux.

1.2.3. Causes liées aux actions sollicitant les ponts

1.2.3.1. Actions permanentes

- Rechargement abusif de la chaussée ;
- Erreurs de métré portant sur le poids de certaines pièces ;
- Sous estimation du poids des équipement des ouvrages.

1.2.3.2. Actions liées au comportement rhéologique des matériaux

- Evaluation insuffisante du comportement des matériaux utilisés dans le temps sous effet des contraintes et des déformations ;
- Estimation insuffisante ou erronée des phénomènes liés au comportement dans le temps des matériaux.

1.2.3.3. Actions dues au trafic

- Circulation d'engins de terrassement sur un tablier dont le béton était encore jeune ;
- Les effets répétitifs sur les ponts (phénomène de fatigue) ;
- L'amplification des effets statiques qui engendre la fissuration des dalles de béton armé ;
- Chocs lors du passage du train sur des rails interrompu engendrant une déconsolidation des assemblages rivés ;
- Effet de souffle provoqué par le train à grande vitesse sur les équipements placés en bordure de voie.

#### 1.2.3.4. Actions climatiques

Les principales actions climatiques affectant les ponts sont la température, le vent et la neige pour les ouvrages couverts en site montagneux. La température élevée, peut causer la fissuration des bétons en raison du retrait de dessiccation. La température engendre dans les structures hyperstatiques, des efforts qu'on doit prendre en compte dans les combinaisons d'action. En ce qui concerne le vent, son action sur les structures se manifeste par de nombreuses manières. Cela va de l'effet de dessiccation du béton frais en surface à la pression dynamique appliquée aux structures et à leurs mise en mouvement éventuelle, pouvant provoqué des phénomènes de flottement, et peut engendrer des phénomènes de fatigue dans les câbles, aboutissant à des ruptures.

#### 1.2.3.5. Actions à caractère accidentel [3]

##### a) Action mécanique de l'eau

L'affouillement des rivières autours des piles fut la principale cause de destruction des ponts, maintenant l'utilisation des fondations profondes, à diminuer l'action de l'eau sur les ouvrages.



Figure1.1:Affouillement des rivières sur les ponts [6].

##### b) Séismes

Lorsque l'accélération au sol dépasse 0.3g. L'action de séisme pouvant devenir dramatique. Les effondrements les plus spectaculaires ont été observés dans le cas de structures peu hyperstatiques comportant des éléments de ductilité insuffisante, liée le plus

souvent à une insuffisance d'armatures transversales et/ou à un excès d'armatures longitudinales mal maintenues dans les zones sollicitées au-delà du domaine élastique.

c) Chocs de navires et de bateaux

Les chocs de navires contre des piles de pont sont des événements moins rares qu'on ne le pense généralement, dans le monde. La fréquence d'accidents aux conséquences catastrophiques avec pertes de vies humaines (200 à 300 personnes ont trouvées morts de ce genre de circonstance entre 1960 et 1983) avec d'importants dégâts affectant les ouvrages, est de l'ordre de 1.5 pont/an [3].

d) Chocs de véhicules routiers et ferroviaires

Les chocs de véhicules sur les piles de ponts sont des accidents relativement fréquents. Les chocs sur tabliers sont moins fréquents, mais beaucoup plus dangereux dans le cas des passerelles. Du fait de leur légèreté, ou même dans le cas de tabliers de ponts peu robustes. Les détériorations vont de simples épaufrures à de véritables fractures selon la nature et les dimensions de la marchandise transportée.

e) Incendie

L'action du feu sur les ponts présente une probabilité comparable à celle des chocs de véhicules.

#### 1.2.4. Causes liées aux dégradations des matériaux

##### 1.2.4.1. Altération du béton

Le béton subit de nombreuses agressions physiques, physicochimiques et chimiques dont l'intensité est liée à la cinétique de pénétration de l'eau et de gaz dans le système capillaire. Ses qualités s'altèrent lorsque les agents extérieurs réagissent avec les hydrates du ciment en formant des composés expansifs ou solubles. Parmi les principales causes de dégradation on cite les types suivants :

- Dégradations d'origine physique ou mécanique (cycles de gel - dégel)
- Dégradations mécaniques (phénomène d'abrasion et d'érosion) ;



Figure 1.2: Eclatement du béton d'une poutre [6].

- Dégradations d'origine physico-chimique (comme le retrait qui engendre la fissuration du béton) ;
- Dégradations d'origine chimique (action du dioxyde de carbone, action des ions sulfates et sulfures, actions des chlorures, et la réaction alcali - granulats).



Figure 1.3: Poutre de tablier de pont dégradée [6].

#### 1.4.2.2. Corrosion de l'acier

La corrosion des aciers du béton armé est généralement due à la carbonatation du béton sous l'action du gaz carbonique, et à l'action de l'oxygène et l'humidité.

Cette dégradation procède par étape : dans le béton sain (1), un agent agressif pénètre progressivement (2), lorsque sa teneur est assez forte, l'armature commence à se corroder (3), et la rouille peut faire éclater l'enrobage (4) (figure 1.4).

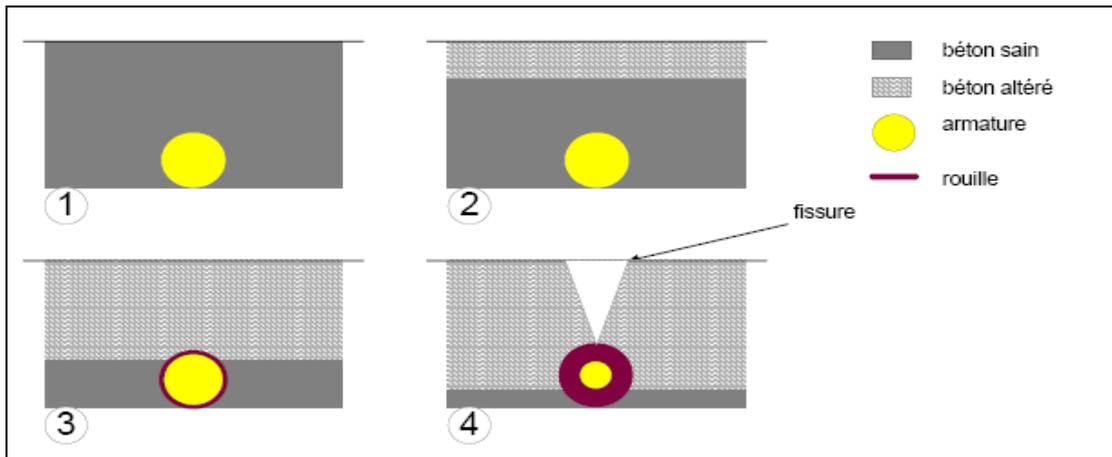


Figure1.4: Dégradation due à la corrosion [6].

La présence d'ions chlorures dans l'environnement cause aussi une détérioration progressive de structure.



Figure1.5: Corrosion des armatures d'un pile de pont [6].

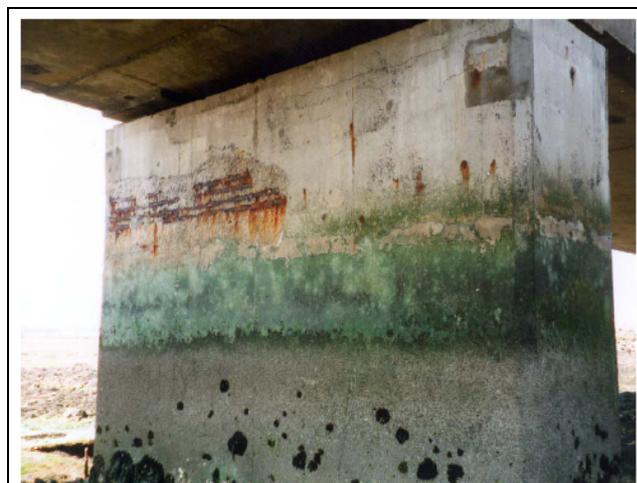


Figure1.6 : Pile en zone de marnage [6].

### 1.3. Moyens et procédures de diagnostic des désordres dans les ponts

Le diagnostic doit permettre d'obtenir un relevé de tous les désordres, même mineurs, qui affectent le tablier, les appuis y compris la fondation et même les superstructures et les accessoires d'équipement de l'ouvrage de façon à pouvoir traiter la réparation, où le renforcement, globalement et à éliminer, si possible le risque de voir surgir en cours de travaux un vice caché.

#### 1.3.1. Les moyens de diagnostic [6-8]

Les moyens d'investigation des désordres sont donnés comme suit :

- L'examen visuel (avoir une lampe de poche, paire de jumelle, appareil photo, un endoscope qui permet d'examiner des gaines de canalisation sans procéder à des travaux de démolition);
- Des mesures qui peuvent être faites par : un métré précis, un niveau d'eau, un fil à plomb, un pied à coulisse, des jauges d'épaisseur ou une boussole;
- Contrôle de planéité, de niveau, d'alignement (par un cordeau de maçon, un jeu de règles métallique allant de 0.2 à 2m, un niveau de géomètre pour vérifier les niveaux de pentes et de flèche, ainsi qu'un inclinomètre);
- Examen de fissures, par une loupe graduée pour évaluer les ouvertures de fissure, des fissuromètres pour suivre l'évolution des ouvertures;
- Savoir le taux d'humidité des matériaux, avec des hydromètres électriques fournis avec des échelles de conversion en tenant compte de la nature des matériaux;
- Mesure de climat et de température par :
  - ❖ un thermomètre électrique qui permet à la fois des mesures de température d'air, d'eau et de surface pour les matériaux solides ;
  - ❖ un thermomètre de confort ;
  - ❖ un psychromètre équipé de thermomètre sec et humide afin de déterminer le taux d'humidité relative de l'air ;
  - ❖ un thermo hydrographe pour l'enregistrement des caractéristiques du climat;
  - ❖ un appareil permettant de déterminer la vitesse de l'air.

- Déterminer la vitesse d'absorption d'eau, en faisant usage à :
  - ❖ des pipes d'absorption pour les surfaces horizontales ou verticales ;
  - ❖ d'une pissette pour le remplissage précis des pipes ;
  - ❖ d'un chronomètre pour déterminer le temps de mesure.
  
- Faire des prélèvements d'échantillons en disposant de : de burins, marteau, tournevis, jeu de clefs, une pince, scies à bois et métal, quelques seringues, une foreuse, de tampons de coton pour le prélèvement de dépôts;
- Pachomètre permettant d'évaluer l'enrobage du béton.

### 1.3.2. Procédures de diagnostic

La figure 1.7, résume la procédure de diagnostic d'un pont.

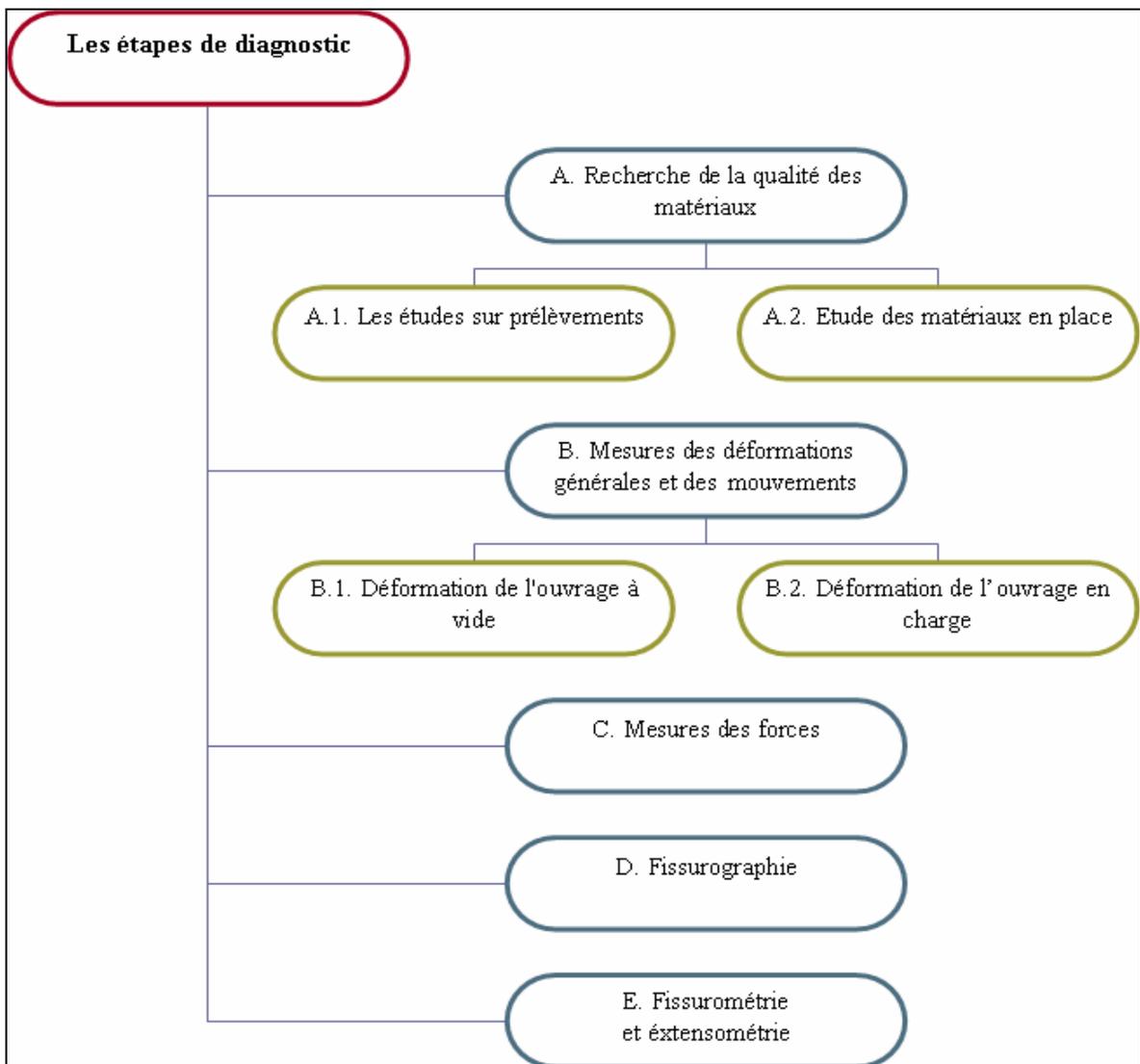


Figure 1.7 : Organigramme résumant les étapes de diagnostic [5].

## A. Recherche de la qualité des matériaux

Une première technique consiste à faire des études sur prélèvement en vue de l'identification du matériau et de l'évaluation de ses propriétés.

### A.1. les études sur prélèvements [7]

Les études effectuées sur prélèvement ont un double objectifs : l'identification du matériau en place, et l'évaluation de ses propriétés.

- Essais mécaniques

Les essais effectués sur les prélèvements, sont (compression, traction....etc.).

L'interprétation des résultats est sensible à toutes les constatations qui pourront être faites lors de l'extraction des éprouvettes jusqu'à la fin des essais.



Figure 1.8: Prélèvement par carottage [6].

- Essais physiques

Il s'agit principalement de mesures de densité, mais aussi de porosité, de teneur en eau, etc. on peut aussi appliquer la technique d'auscultation sonore (mesure de la vitesse de propagation d'ondes sonores).

- Essais chimiques [6]

Les études chimiques et physicochimiques peuvent faire appel à des moyens coûteux (diffraction aux rayons X (DRX), microscopie électronique à balayage (MEB)). Le type d'essai à effectuer dépend de ce que l'on cherche (figures 1.9 et 1.10).

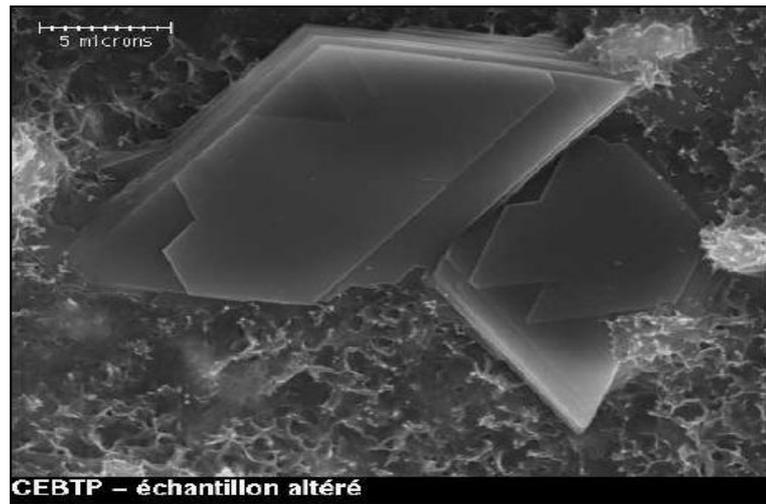


Figure1.9: Cristal de chloroaluminate [6].

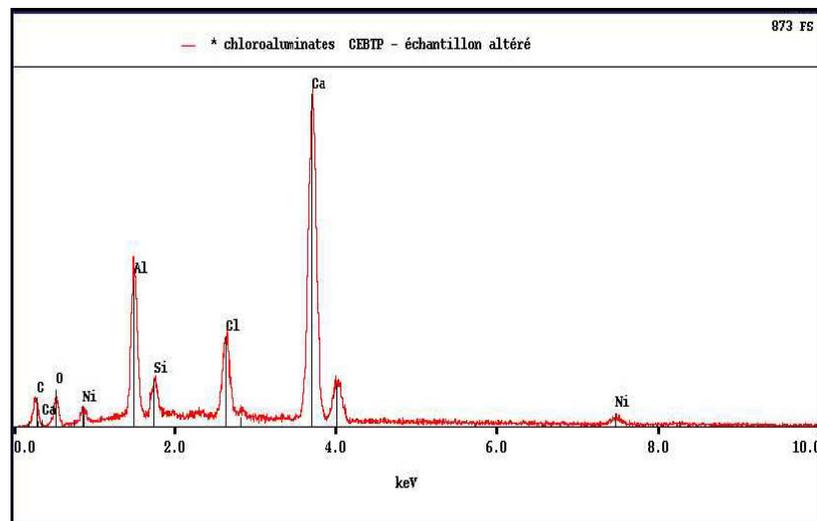


Figure1.10: Spectre EDS associé [6].

▪ Analyse des métaux :

Elle est basée sur des méthodes d'analyse métallographique qui permet de déterminer de façon très complète la nature du métal, sa structure et son mode d'élaboration, et par la suite d'en connaître ses propriétés.

A.2. Examen du matériau en place

La plupart des techniques d'auscultation du matériau en place sont des moyens d'extrapolation des résultats obtenus sur des éléments témoins. On peut détecter la qualité du béton par des essais NDT, qui sont le sondage au marteau ou scléromètre pour déterminer la dureté de la surface (résistance), ou l'auscultation dynamique qui consiste en la mesure de la vitesse de propagation d'une onde ultrasonique dans le béton.

Cette technique permet d'apprécier l'homogénéité d'un béton, de donner et apprécier l'importance d'un défaut; et de donner dans certains cas une estimation de la résistance à la rupture du béton.

D'autres techniques d'auscultation sont disponibles comme la radiographie (gammagraphie), ou la radioscopie, où une source de rayonnement est placée d'un côté de la paroi à ausculter et le flux de rayonnement, après traversé de la paroi, vient impressionner un film photographique pour permettre de voir à l'intérieur du béton.

- Diagnostic de l'état du béton armé

- Détection de la corrosion des armatures du béton armé

La méthode est basée sur la mesure du potentiel électrochimique qui permet de repérer à la surface d'un tablier ou d'une surface de béton les zones de corrosion des aciers. Cette détermination se pratique en déplaçant le long du tracé des armatures et à la surface du béton, une électrode de référence en cuivre- sulfate de cuivre saturé (ou parfois en argent-chlorure d'argent). Cette électrode est reliée à un millivoltmètre qui, lui-même, est relié au ferrailage. Les mesures de potentiel d'électrode peuvent être pratiquées de façon ponctuelle ou de façon continue, (figure 1.11).

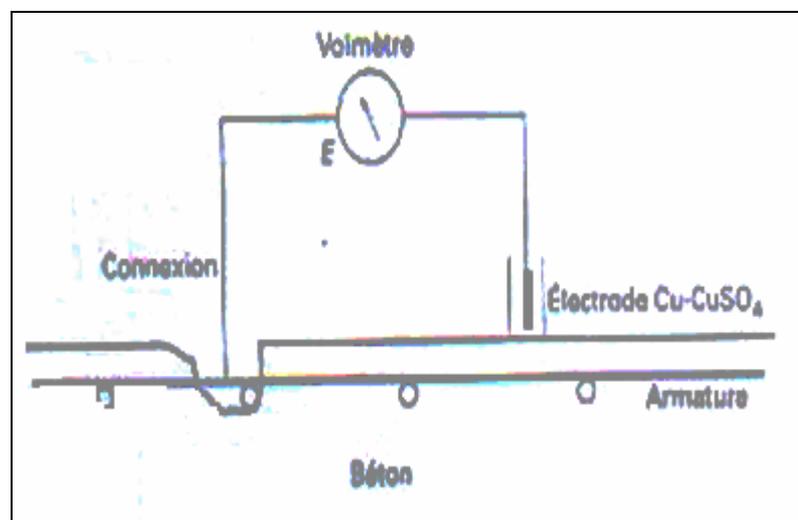


Figure 1.11 : Principe de mesure du potentiel d'électrode [3].

Il est ainsi possible d'obtenir des cartes d'équipotentiels dont l'interprétation repose sur la définition de trois classes séparées par des valeurs seuils telles que celles fournies par la norme ASTM C876-91 :

Classe S	$-200\text{mV} < E$	Les aciers sont passivés
Classe M	$-350\text{mV} < E < -200\text{mV}$	L'enrouillement est possible
Classe R	$E < -350\text{mV}$	L'enrouillement est probable

#### -Contrôle de la teneur en chlorures

Cette analyse se pratique sur la poudre obtenue en perçant le béton à différentes profondeurs. L'analyse est ensuite réalisée en laboratoire. Il est ainsi possible d'accéder au gradient de teneur en chlorures existant dans l'épaisseur du béton, et en particulier dans la zone d'enrobage des aciers [4].

#### -Contrôle de la profondeur de carbonatation

On peut connaître la profondeur de façon semi- destructive, par la phénophtaléine qu'on pulvérise sur une surface fraîchement décapée. Si le béton n'est pas carbonaté, l'indicateur devient rose, si non sa couleur reste inchangée [4].

#### -Mesure de la perméabilité de surface

Cette mesure se fait sur site par une méthode non destructive qui consiste à placer un appareil en forme de cloche contre le parement, à faire le vide à l'intérieur de cette cloche, et à mesurer le temps en fonction des caractéristiques de perméabilité du support [3].

#### -Enrobage et emplacement des armatures

Le détecteur d'armatures permet de déterminer non seulement l'épaisseur du recouvrement des armatures mais aussi leur diamètre et leur emplacement [4].

### B. Mesures des déformations générales et des mouvements

#### B.1. Déformation de l'ouvrage à vide

Des mesures topographiques ou de nivellement permettent, soit d'appréhender les mouvements des appuis ou fondations (tassements différentiels, déplacements), soit d'estimer les déformations permanentes d'un tablier. Il est noter que l'évolution des flèches, ne peut être obtenus qu'à partir de très nombreuses mesures étalées sur une longue période, de façon à éliminer les déformations thermique qui perturbent les résultats [7].

## B.2. Déformation de l'ouvrage en charge

La comparaison des déformations calculées à celles mesurées, permet d'en déduire le fonctionnement mécanique de l'ouvrage. Il est souhaitable, lorsqu'on fait de telles mesures sur un ouvrage, de reconstituer les essais de réception afin d'obtenir des recoupements.

## C. Mesures des fissures

Il s'agit des mesures dont le but est de suivre l'évolution des réactions d'appuis des tabliers en béton précontraint sur les effets des déformations différées gênées. Ces mesures sont effectuées, soit avec l'aide de vérins- plats, type Freyssinet, soit avec l'aide de vérins à piston extra-plats dont la précision, est meilleure.

## D. Fissurographie

Elle consiste à relever la fissuration d'un ouvrage et à suivre sa évolution au cours du temps. En béton armé ou précontraint, seul le relevé des fissures dénotant un défaut de fonctionnement de l'ouvrage présente un intérêt.

## E. Fissuométrie et Extensométrie

Ces deux méthodes permettent d'étudier le fonctionnement local d'une structure, la première consiste à mesurer les mouvements relatifs des lèvres d'une fissure sous l'effet des charges extérieures calibrées, et la seconde consiste à mesurer les déformations locales de la matière non fissurée, également sous des charges calibrées. Pour faire ces mesures, on utilise soit des capteurs de déplacement (extensomètres mécaniques ou électriques), soient des jauges à fils résistants.

## 1.4. Techniques de réparation ou de renforcement d'un pont [9]

Suivant l'importance et les causes des désordres affectant un pont en béton, le projet de réparation et / ou renforcement repose en général sur, la mise en œuvre d'une combinaison de plusieurs techniques que l'on peut classer dans l'une des cinq catégories suivantes :

- Les traitement de surface : ragréages et injection des fissures ;
- La protection du béton et des armatures ;
- La régénération des matériaux ;
- L'ajout de forces (ou de déformations) ;
- L'ajout de matière.

### 1.4.1. Traitement de surfaces

Parmi les principaux traitement de surface sont le ragréage et l'injection de fissures.

#### 1.4.1.1. Le ragréage

Cette technique consiste premièrement à préparer avec soin les surfaces à traiter afin de créer un support sain, rugueux, pour favoriser une bonne adhérence au niveau de la surface de reprise. Les procédures les plus courantes sont l'hydrodémolition, le décapage par marteau pneumatique, ou dans le cas extrême, au brise-béton. Le bouchardage, le burinage et le piquage par marteau pneumatique. Le décapage thermique, le décapage chimique et le rabotage sont des techniques déconseillées en raison de leur brutalité. Dans le cas de présence des aciers corrodés, il est indispensable de les décapier (par sablage ou grenailage), puis de leur conférer une nouvelle protection à l'aide de produits hydrauliques ou de résines organiques, voir de les remplacer dans les cas extrêmes.

Les produits de ragréage qui peuvent être classés en trois types principaux :

- Produits à base de liant hydrauliques, constitués par un mélange de ciment, sable, de résines miscibles dans l'eau et éventuellement des fibres.
- Les produits à base de résines de synthèse, constitués de sable (dans le cas de mortier), de polymères organiques réactifs additionnés d'adjuvants spécifiques et, éventuellement, des charges minérales. Les produits les plus utilisés sont ceux à bases de résines époxydiques ou polyuréthanes;
- Les produits mixtes, qui sont des produits à base de ciment et de polymères organiques réactifs.

#### 1.4.1.2. Injection de fissures [6]

Selon l'origine des contraintes de traction qui les ont provoquées, les fissures offrent un faciès et un tracé typique. Très souvent, notamment dans le cas de la flexion, la fissuration comporte des fissures principales nettes et rectilignes sur les quelles se greffent de nombreuses ramifications. De telles ramifications peuvent exister aussi au voisinage des armatures proches de la fissure principal, elles sont dues à l'effet d'entraînement des aciers dans la zone perturbée. Les fissures sont caractérisées par :

- Leur âge, qui peut conditionner l'injectivité;
- Leur tracé, souvent révélateur de leur origine;

- Leur ouverture, mesurable à l'aide d'appareils spécialisés (fissuromètre, compte fils, jauges d'épaisseur, etc).
- Leur profondeur, permettant de distinguer les fissures inertes des fissures actives dont l'ouverture varie en fonction des facteurs extérieurs tels que : charge, vibrations et hygrométrie.

Il y'a deux grandes catégories de traitement : traitement de surfaces et le traitement dans la masse.

#### ▪ Les traitements de surfaces

Ce sont des traitements qui permettent essentiellement d'assurer ou de rétablir l'étanchéité de la surface d'une structure et d'éviter ou de stopper la corrosion des armatures. Parmi ces traitements; *le calfeutrement*, qui consiste à obturer la fissure par l'application d'un produit déposé dans une engravure façonnée le long de leur tracé avec une ouverture de l'ordre des deux tiers de sa profondeur; *l'imprégnation*, qui permet d'étancher une surface présentant un réseau important et diffus de microfissures. Le produit est passé sur la surface concernée, à la brosse ou au rouleau; *le pontage*, qui rend hermétique l'ouverture de la fissure par application superficielle d'un film généralement armé et adhérent, de 3mm d'épaisseur, de part et d'autre des lèvres de la surface.

#### ▪ Les traitements dans la masse

Ce traitement consiste à injecter en profondeur un produit liquide qui, après durcissement, qui a des caractéristiques mécaniques voisines de celles du matériau environnant. L'injection se fait par cheminement du produit liquide dans la fissure, de l'extérieur vers l'intérieur, après obturation de la partie visible de la fissure. Dans le cas de fissures traversantes aveugles, l'injection est toujours difficile à réaliser car on ne peut intervenir que sur une seule face. La solution la plus couramment utilisée dans ce cas consiste à régler progressivement la viscosité du produit injecté en l'épaississant au fur et à mesure de l'injection, jusqu'à atteindre la pression dite de "refus" à partir de laquelle le liquide ne s'écoule plus.

#### -Béton projeté

Il faut distinguer deux techniques de projection, suivant le moment d'introduction de l'eau dans la chaîne :

- par voie sèche avec ou sans pré-mouillage : l'eau est introduite au niveau de la lance,

- par voie mouillée : l'eau est introduite au malaxage du béton.

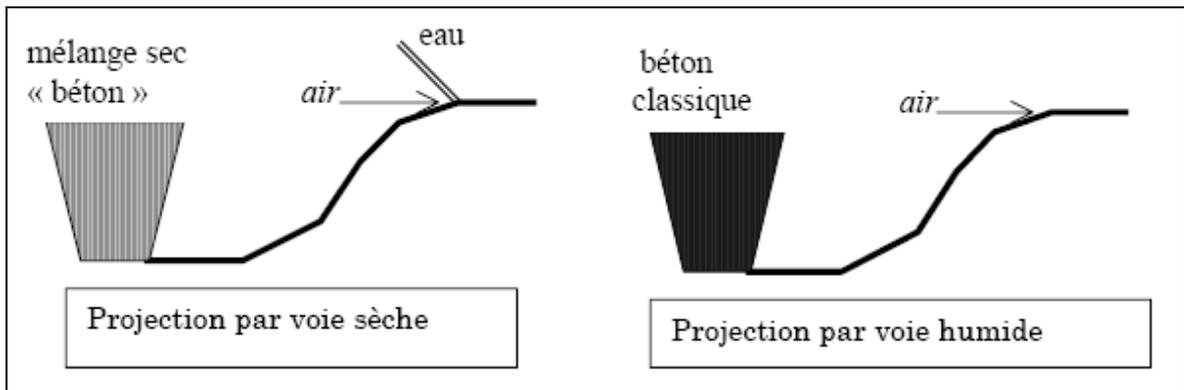


Figure 1.12: Techniques du béton projeté [6].

#### 1.4.2. Protection du béton et des armatures

##### 1.4.2.1. Techniques de protection du béton

Si l'enrobage des aciers est trop poreux ou d'épaisseur insuffisante, ou lorsque l'environnement est particulièrement agressif, il est souvent nécessaire d'appliquer un traitement de protection du béton. Une telle protection peut aussi être appliquée à un mortier fraîchement déposé, vis à vis des agressions atmosphériques, des fondants de l'eau de mer, des attaques chimiques ou bactériologiques ou, tous simplement, vis-à-vis de la pénétration de l'eau, afin d'assurer une grande durabilité de la réparation. On distingue cinq grandes familles de produits de différentes caractéristiques.

##### a) Hydrofuges des surfaces

Sont destinés à rendre la surface du béton imperméable à l'eau. Il s'agit principalement de silicone en solution aqueuse que l'on peut appliquer à une surface légèrement humide.

##### b) Minéralisateurs

Ce sont des produits qui contiennent des atomes de silicium capables de réagir avec le calcium contenu dans la chaux du ciment pour donner des microcristaux de C-S-H qui pénètrent dans les pores et créent une sorte de "minéralisation" du support.

##### c) Peintures

On peut protéger le béton par la peinture, qui joue aussi un rôle esthétique. Ces peintures sont à base des copolymères acryliques ou vinyliques en émulsion aqueuse; ou autres résines époxydiques.

d) Revêtements minces à base de liant hydraulique modifié ou à base de polymère

Sont appliqués en une ou deux couches sur des épaisseurs totales de 1 à 2 mm. Ces revêtements minces constituent la meilleure protection contre les agressions extérieures, mais pour les surfaces horizontales, la protection est difficile en raison des stagnations des eaux.

e) Revêtement plastiques épais

Ont la même composition que les peintures classiques, mais comportent en plus des charges dont la granulométrie atteint le millimètre. Ils sont appliqués avec un dosage de 1.5 à 4 kg/m<sup>2</sup> et donnant une épaisseur finale de 1 à 3 mm. Le liant est souvent une résine acrylique en émulsion.

#### 1.4.2.2. Protection des armatures

a) Prévention de la corrosion des armatures

La corrosion est la principale cause de dégradation des ouvrages en béton armé. Le risque de corrosion peut être réduit considérablement si les précautions suivantes sont respectées :

- L'enrobage suffisant des armatures selon l'environnement;
- Qualité du béton;
- Dosage minimal en ciment, l'épaisseur carbonatée est d'autant plus faible que le dosage du béton en ciment est plus élevé.

b) Protection des armatures

Les principales causes de la corrosion des armatures du béton armé, sont la carbonatation et la présence d'ions agressifs tels que les chlorures dans un milieu sec et humide. Les armatures peuvent être protégées par :

- Protection cathodique

Cette technique permettant de stopper le processus de corrosion. Elle doit être appliquée avant que les risques d'ordre mécanique soient importants. Cette méthode consiste à abaisser en un point de l'armature le potentiel de ce métal jusqu'à une valeur qui telle que la vitesse de corrosion de l'acier devient négligeable. L'abaissement du potentiel est obtenu en imposant le passage d'un courant électrique qui va de l'enrobage vers l'armature.

▪ Les inhibiteurs de corrosion

Sont des composés chimiques à base de nitrite ou benzoïde de sodium, qui prolonge la passivité de l'acier dans le béton en présence d'agents agressifs, s'ils sont appliqués sur les barres d'acier.

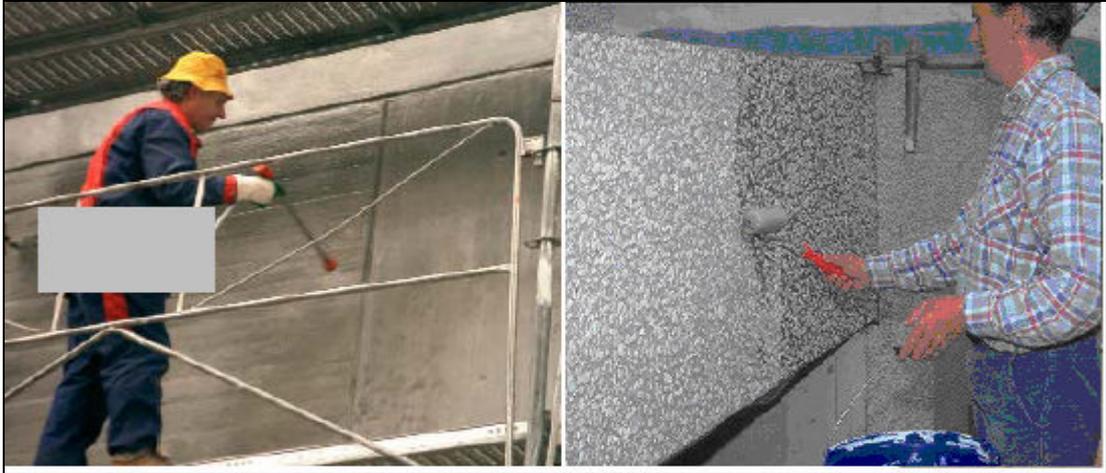


Figure 1.13: Application d'inhibiteur [6]

▪ Revêtement des armatures

Cette technique est plus pratique et consiste à la protection de l'acier par revêtement organique de polymères comme les résines époxy; ou par revêtement métallique comme le zinc.

1.4.3. Régénération des matériaux

Plusieurs techniques peuvent être appliquées :

1.4.3.1. Technique de réinjection des câbles de précontrainte

Cette technique, applicable pour les structures en béton précontraint, consiste à remplacer l'air présent dans la cavité (vides laissés par une injection incomplète de câbles de précontrainte), par un produit du type coulis de ciment très fluide et stable. Le remplissage ne peut pas être complet que si l'on parvient à évacuer l'air emprisonné. Pour ce faire, on utilise la technique du vide qui exige l'emploi de tuyauterie et de produits spéciaux.

1.4.3.2. Extraction des chlorures

Ce traitement, permet d'extraire les chlorures présents dans le béton de la structure. Ce traitement peut durer de 6 à 12 semaines et permet d'extraire 40 à 50 % des chlorures situés dans le béton surtout au voisinage de la surface.

### 1.4.3.3. Autres procédés

Il existe d'autres procédés de régénération des matériaux, tels que la ré-alcanisation par auto-génération de courant.

### 1.4.4. L'ajout de forces (ou de déformations)

Afin d'augmenter la capacité portante ou prolonger la durée d'exploitation d'un ouvrage existant, on applique des efforts d'une intensité connue et suivant des directions définies par le biais de câbles précontraints, qu'on appelle précontrainte additionnelle. Cette précontrainte, qui est en général extérieure, permet de renforcer la structure. Son application suppose un traitement préalable des fissures par injection car elle ne peut, à elle seule, refermer les fissures. Parmi ces applications, on distingue :

#### 1.4.4.1. Renforcement des ouvrages en flexion

On applique ce renforcement en particulier dans les tabliers de ponts, pour augmenter leur résistance à la flexion. Le tracé des câbles précontraints additionnels peut être rectiligne ou polygonal. On peut soit renforcer et/ou réparer les éléments porteurs (poutres, dalles, caissons, etc..) ou les éléments secondaires (entretoises, éléments de tablier) (Figure 1.14).

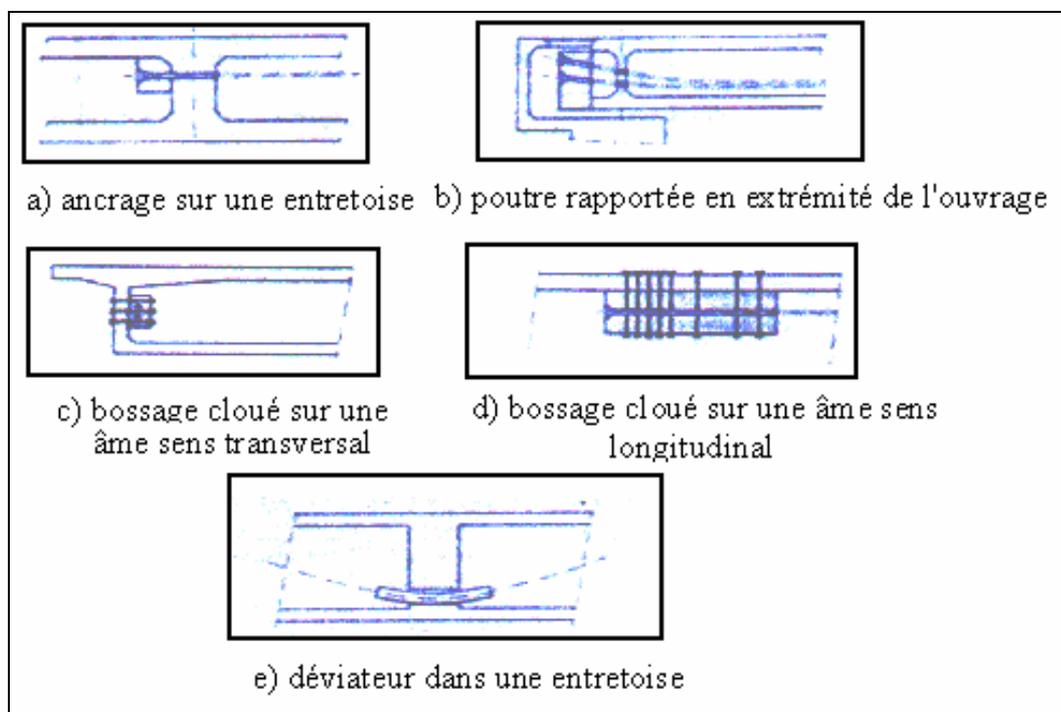


Figure 1.14: Renforcement des éléments en flexion [4].

#### 1.4.4.2. Renforcement des ouvrages vis-à-vis de l'effort tranchant

Lorsque le problème majeur, dans une structure en béton précontraint, est celui de l'effort tranchant, et si l'inclinaison de câbles de précontrainte supplémentaire n'est pas possible, on recourt à l'emploi d'étriers actifs, généralement verticaux et constitués de fils, de barres ou de mono torons. (Figure 1.15)

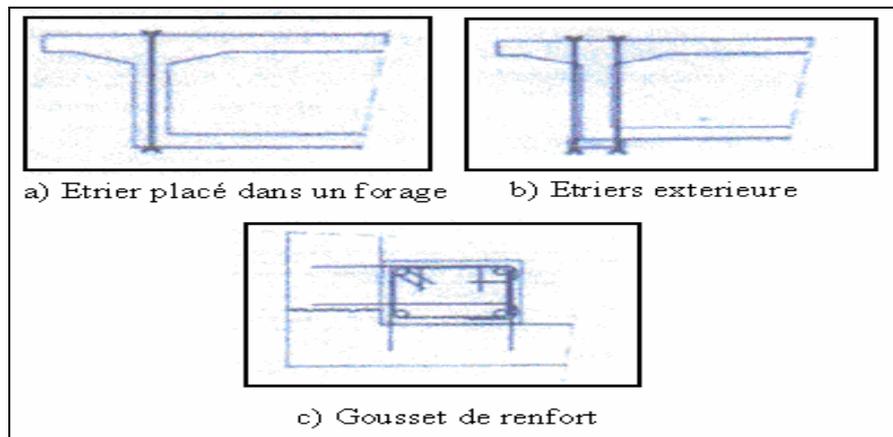


Figure 1.15: Renforcement des éléments à l'effort tranchant [4]

#### 1.4.5. Ajout de matière

Les techniques d'ajout de matière sont [4] :

- L'ajout d'armatures passives (appelé parfois chemisage);
- L'ajout de béton (exemple béton projeté);
- Les tôles collées (Figure 1.16).

Mais ces techniques commencent de plus en plus à être remplacées par d'autres techniques telles que la technique d'ajout de lamelles de carbone, qui offre une rapidité d'exécution et peut être réalisé avec l'ouvrage en service.

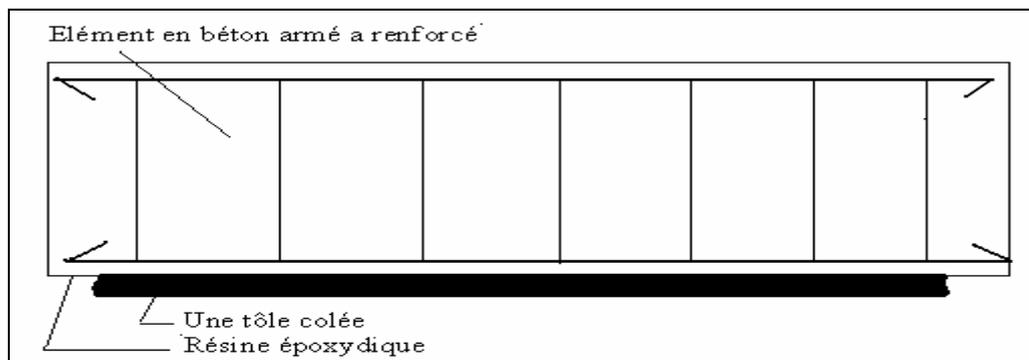


Figure 1.16 : Renforcement d'un élément par de la tôle collée [8].

Les matériaux composites sont résistants à la corrosion et ont des caractéristiques mécaniques comparables à celles de l'acier.

- Renforcement par collage de tissus de fibre de carbone [10]

La technique consiste à préparer la surface du béton par un sablage à sec en vue d'obtenir un état de surface rugueux et uniforme en tous points avec des reliefs d'impact compris entre 0,5 et 1mm. Les dépôts de poussières et les particules non adhérentes sont éliminés par un brossage énergétique. Ensuite une couche de résine est d'abord appliquée au rouleau à poils ras. Le TFC, est ensuite appliqué. si nécessaire, il est possible de juxtaposer plusieurs bandes bord à bord puis, une couche d'imprégnation de la même résine est mise en place à la spatule à raison de 700 g/m<sup>2</sup> environ. Cette opération peut être renouvelée pour une deuxième couche de TFC. Enfin, une couche de fermeture est appliquée à la spatule. La figure 1.17, montre un pont renforcé avec TFC. Le chapitre suivant discute les caractéristiques, la performance, et la durabilité des matériaux composites.



Figure 1.17 : Renforcement à l'aide de TFC [11].

### 1.5 Conclusion

Les ponts sont souvent détériorés pour différentes raisons et les causes de désordres peuvent être diagnostiqués par des moyens appropriés pour permettre une réparation et/ou un renforcement adéquat. Des techniques de renforcement traditionnelles ont montré des limites techniques et économiques, et le renforcement par les matériaux composites est une alternative fiable.

## CHAPITRE 2 LES MATERIAUX COMPOSITES

### 2.1. Introduction

Les matériaux composites ont été récemment développés pour l'utilisation dans les domaines aéronautiques et mécaniques et des applications pour le renforcement des ponts et des bâtiments ont vu le jour dans plusieurs pays.

### 2.2. Généralités sur les matériaux composites

#### 2.2.1. Définition

Un matériau composite est constitué de deux matériaux différents; le renfort et la matrice. Le renfort est rigide et souvent sous forme de fibres, apporte au matériau ses performances mécaniques élevées. La matrice relativement ductile, maintient les fibres du renfort dans des positions relatives choisies. Elle protège ces fibres physiquement et chimiquement, assure la liaison mécanique entre les éléments du renfort, et permet en plus de transférer les sollicitations mécaniques aux fibres (Figure 2.1).

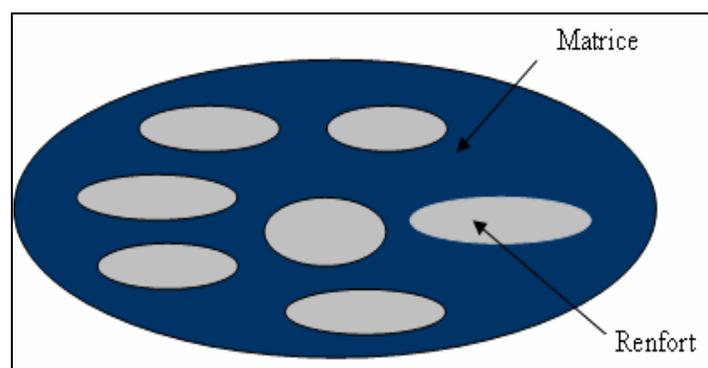


Figure 2.1: Répartition renfort matrice [8]

Le renfort peut être constitué par des fibres métalliques, des fibres naturelles organiques ou inorganiques. Ces fibres peuvent être courtes ou longues de l'ordre du centimètre. On distingue ainsi le renfort à mat, le renfort tissus et le renfort unidirectionnel.

La matrice est souvent constituée de résine qui peut être de nature polystyrique insaturée, époxyde, phénolique, polyimide ou polyamide [12].

### 2.2.2. Classification des matériaux composites

Les matériaux composites peuvent être classés en trois manières différentes [13] :

#### 2.2.2.1. Classification suivant la forme des constituants

- Composites à fibres;
- Composites à particules.

#### 2.2.2.2. Classification suivant la nature des constituants

- Composites à matrice organique ;
- Composites à matrice minérale ;
- Composites à matrice métallique.

#### 2.2.2.3. Classification suivant le domaine d'application

- Matériau de grande diffusion (GD) ;
- Matériau à hautes performances (HP). Parmi lesquels on distingue :
  - Les matériaux ablatifs ou thermodégradables ;
  - Les matériaux structuraux ;
  - Les matériaux thermostructuraux.

### 2.2.3. Matériaux isotropes et anisotropes

On dit qu'un matériau est isotrope s'il est caractérisé par deux coefficients indépendants, le module de Young ( $E$ ) et le coefficient poisson ( $\nu$ ). Par contre, un matériau anisotrope est caractérisé par cinq coefficients dépendants qui sont [14] :

- $E_l$  : Module d'élasticité longitudinal ;
- $E_t$  : Module d'élasticité transversal ;
- $G_{lt}$  : Module de cisaillement ;
- $\nu_{lt}$  : Coefficient de Poisson major ;
- $\nu_u$  : Coefficient de Poisson minor.

Les matériaux composites sont généralement constitués de plis. Un pli est composé de fibres parallèles liées par une résine orientée suivant une seule direction, s'il s'agit d'un pli unidirectionnel. Dans les autres cas, ce sera soit un tissu (chaîne et trame) noyé dans une matrice, les plis sont repérés par leur orientations, la superposition de plusieurs plis orientés suivant la même direction nous donne une couche (Figure 2.2).

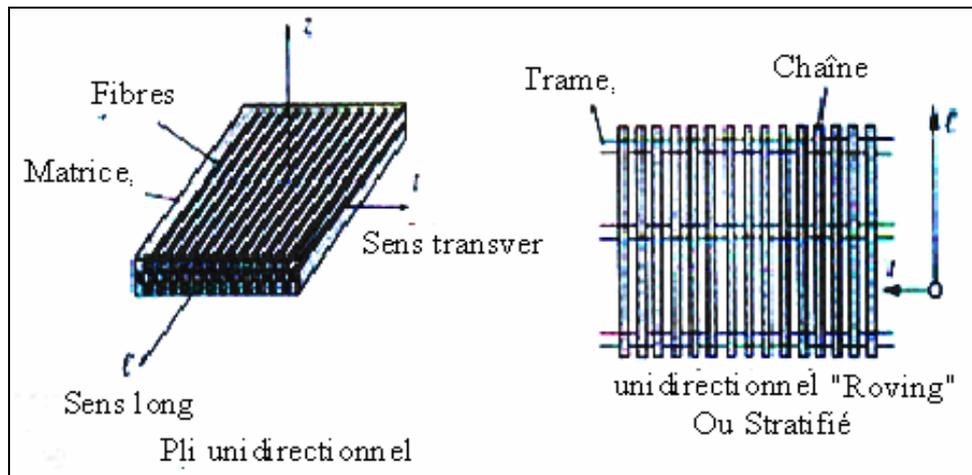


Figure 2.2: Schéma représentatif des constituants d'un pli unidirectionnel [13].

Lorsque il' y a superposition de plusieurs couches, en plis élémentaires orientés suivant des directions dépendamment des besoins structurels, on dit que on a un stratifié (Figure 2.3).

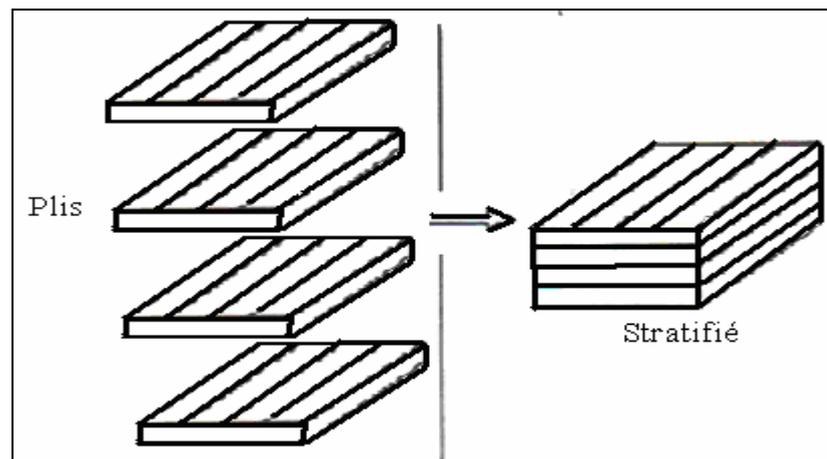


Figure 2.3 : Constitution d'un stratifiés [14].

#### 2.2.4. Type de matériaux composites

Parmi les matériaux composites de renforcement, on peut citer:

- Lamelle de fibres de carbone;

- Lamelle de fibres de verre;
- Tissu de fibres de verre;
- Tissus de fibres de carbone appelé TFC;
- Composite de résidus plastiques.

Dans cette étude on intéresse par les matériaux composites à base de fibre de carbone.

## 2.2.5. Matériaux composites à base de fibre de carbone [15]

### 2.2.5.1. Propriétés des fibres de carbone

Les fibres de carbones présentent une contrainte de rupture très élevée pour une densité cinq fois moindre que celle de l'acier. Le tableau 2.1, résume les propriétés mécaniques des fibres de carbone et des composites à base de ces fibres, comparées à celles de l'acier.

Tableau 2.1 : Propriétés mécaniques des composites à base de fibre et de l'acier [15].

Propriétés	Torayca T 700SC	Composite à base de fibre carbone (1)	Acier laminé
Densité	1.75 à 1.8	1.53	7.8
Propriétés mécaniques (sens longitudinal)			
Traction			
Contrainte de rupture (MPa)	3530 à 4900	1400	440
Module d'élasticité (GPa)	230	105	200
Compression			
Contrainte de rupture (MPa)	-	1400	440
Module d'élasticité (GPa)	-	105	200
Propriétés mécaniques (sens transversal)			
Traction			
Contrainte de rupture (MPa)	-	80	440
Module d'élasticité (GPa)	-	7.8	200
(1) carbone/résine époxydique : taux volumique de fibres : 60 %			

Les principales caractéristiques physiques sont:

- Grande résistance et haut module d'élasticité en traction ;
- Grande résistance à la fatigue et à la déformation ;
- Légèreté ;
- Grande résistance à l'usure ;
- Absorption des vibrations ;
- Grande stabilité dimensionnelle ;
- Grande stabilité thermique (le carbone est pratiquement incombustible) ;
- Grande résistance à la corrosion ;
- Bonnes conductivités thermiques et électriques ;
- Transparence aux rayons X.

#### 2.2.5.2. Propriétés de la résine

L'un des avantages du procédé TFC réside aussi dans le fait que la résine est utilisée à double fin ; elle réalise à la fois l'imprégnation du tissu et son collage au support. Il en résulte, d'une part, une plus grande simplicité de mise en œuvre et, d'autre part, un fonctionnement mécanique amélioré, le renfort ne comportant qu'une seule surface de contact au lieu de deux dans le cas du collage d'une plaque rigide [16].

La résine peut être appliquée sur un support humide ; après mélange des deux composants. Sa durée de prise et de durcissement est de quelques heures ; cette durée varie faiblement en fonction de la température. Pendant le durcissement de la résine, il n'est pas nécessaire de maintenir une pression de contact comme dans le cas des plaques rigides.

#### 2.2.6. Les avantages et les inconvénients des matériaux composites [16]

Les avantages des matériaux composites sont :

- Rapport résistance / poids très élevé.
- Très grande rigidité.
- Résistance à la fatigue.
- Résistance à la corrosion.
- Facilité de mise en place.
- Possibilité d'optimisation (choix de renforcement, direction).
- Multifonctionnalité (résistance mécanique, résistance à l'eau et à la corrosion, etc.).

Les inconvénients des matériaux composites sont :

- Coût relativement élevé du produit de base (jusqu'à 10 fois le coût de l'acier, pour une masse identique) ;
- Connaissances limitées sur leurs propriétés à long terme, notamment en ce qui concerne l'adhérence à l'interface béton- composite.
- Manque de ductilité ;
- Absence de normes de conception et de calcul.

### 2.3. Renforcement des poutres en béton armé par les composites

#### 2.3.1. Renforcement en flexion

Pour augmenter la charge de service, la charge ultime et la rigidité de poutres en béton armé, on applique sur la face inférieure tendue d'une poutre le composite. Ceci permet d'augmenter la résistance à la traction de la partie inférieure de la poutre qui sera contrebalancée par le béton en compression dans la partie supérieure. Par conséquent, le moment résistant est amélioré. La figure 2.4, représente un renforcement typique d'une poutre en béton armé en utilisant une plaque de composite.

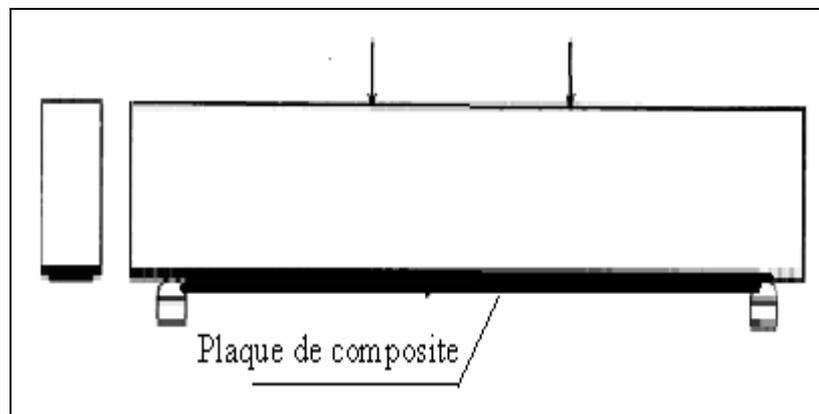


Figure 2.4: Renforcement en flexion [17].

Des essais au laboratoire effectués par plusieurs chercheurs [4, 7,15], ont montré que le renforcement des poutres en flexion permet d'augmenter la rigidité de la poutre et à diminuer les flèches. Cependant une attention particulière doit être apportée à l'ancrage des plaques de composites, afin d'éviter un mode de rupture soudain et de garantir une ductilité suffisante à l'élément structural renforcé (Figures 2.5 et 2.6).

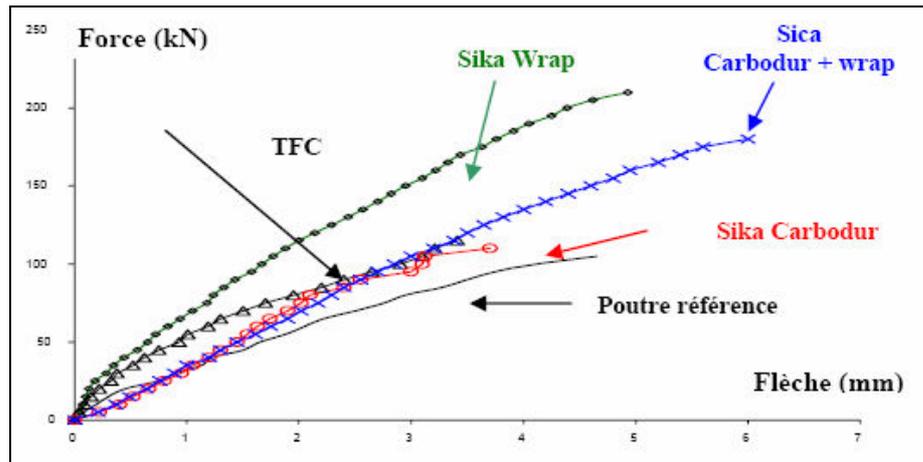


Figure 2.5: Courbes force-flèche des différents types de renforcements [18].

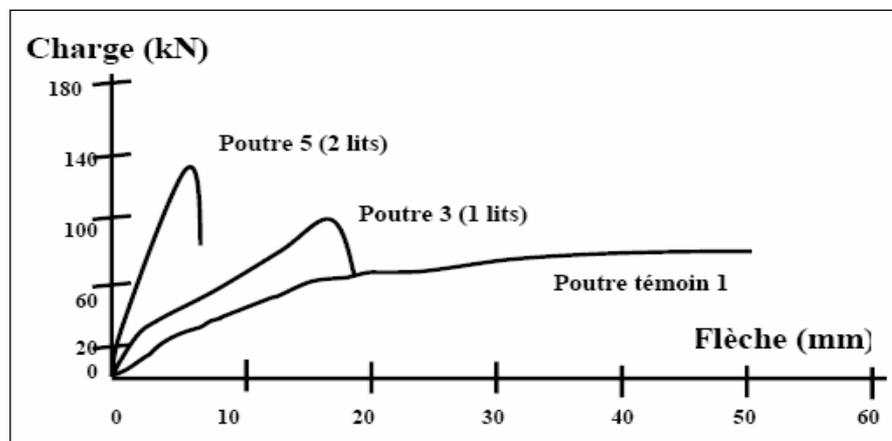


Figure 2.6: Influence du nombre de lits de lamelle [18].

On remarque clairement que le double renforcement par une lamelle sur la face inférieure et des bandes de tissu collées sur les faces inférieure et latérales réduit sensiblement la flèche par rapport au témoin avec un gain significatif en terme de charge de rupture.

### 2.3.2. Renforcement en cisaillement

Plusieurs techniques de renforcement externe en cisaillement ont été utilisées sur des poutres en béton armé. L'installation de bandes sur ses parois verticales, ou de bandes de forme de **U** comme indique la figure 2.7 est la technique la plus répandue

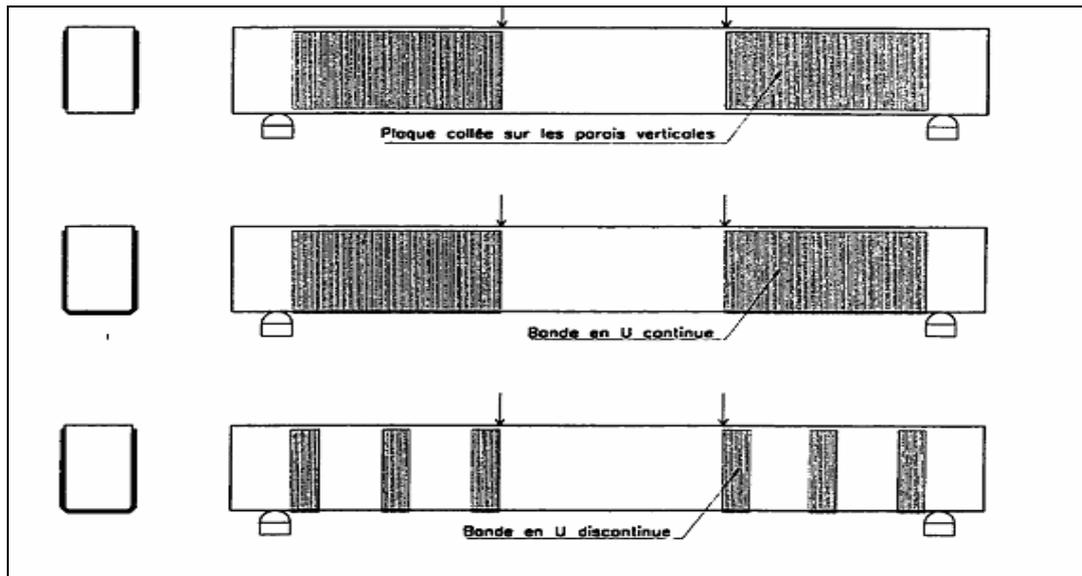


Figure 2.7 : Renforcement pour cisaillement [17].

Saadatmanesh et Ehsani [17], 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.

Meier et Kaiser [17], 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 2.8).

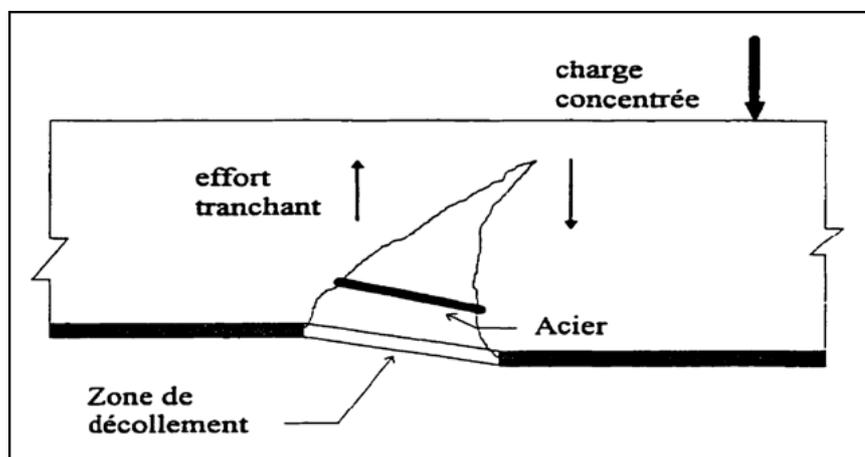


Figure.2.8: Décollement du type " peeling-off" [17].

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 2.9).

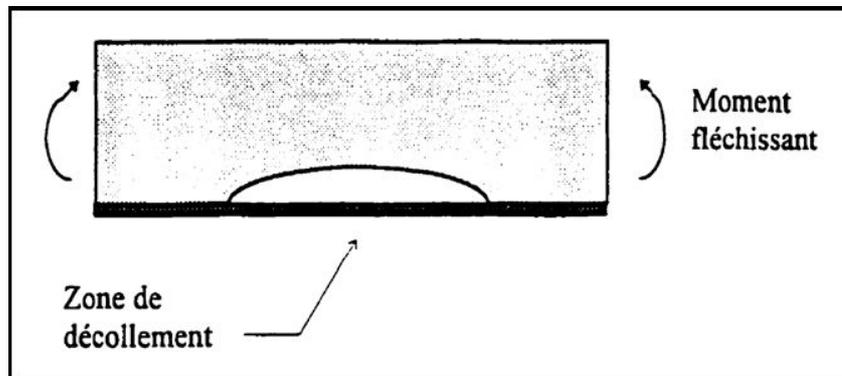


Figure.2.9: Décollement dû à une surface concave [17].

Des essais ont été réalisés sur quatre poutres en béton armé de dimensions (200 mm x 300 mm x 3000 mm), renforcées à l'aide d'une plaque de composite dont les fibres étaient orientées de diverses façons (trois lamelles à :  $0^\circ$ ;  $0^\circ$  et  $\pm 6^\circ$ ;  $0^\circ$  et  $\pm 9^\circ$ ;  $0^\circ$  et  $\pm 12^\circ$ ) [17].

Dans tous les essais, la plaque mesurait (2900 mm x 166 mm x 0.9 mm). 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 du 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.

La poutre avec fibres orientées à  $0^\circ$  et  $\pm 12^\circ$  était ancrée en U par deux bandes de composite, à une seule extrémité (Figure 2.10).

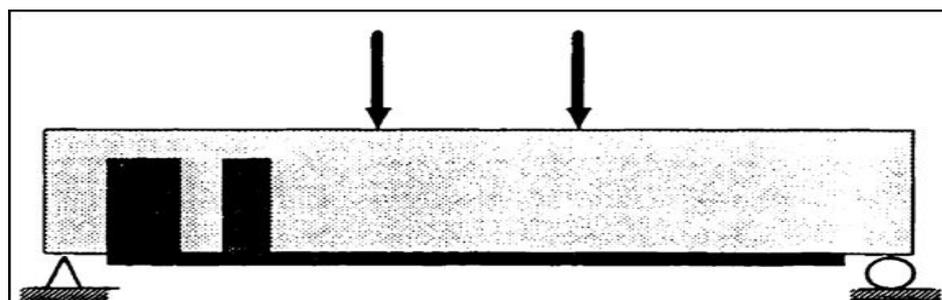


Figure.2.10: Ancrages en U à une extrémité [17].

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. Cependant, il faut noter que l'ancrage joue un rôle important dans le mécanisme de rupture, des cas de délaminage aux extrémités de la plaque à cause d'une contrainte importante de cisaillement dans la colle et de délaminage de la plaque par déplacement relatif des parois d'une fissure dans le béton ont été reportés [17].

### 2.3.3. Mécanisme de rupture des poutres renforcées

Dans le cas des poutres renforcées sous sollicitation de flexion, quatre modes de rupture sont souvent constatées dans les études expérimentales (Figure 2.11).

- Rupture due à la flexion ;
- Rupture due à l'effort tranchant ;
- Rupture due au décollement du tissu ;
- Rupture due à l'enrobage du béton.

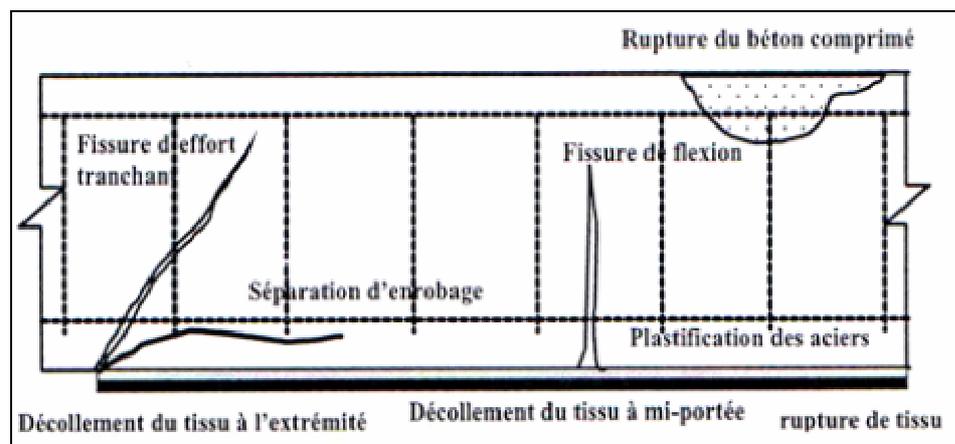


Figure 2.11 : Modes de rupture des poutres renforcées par matériaux composites [19].

La rupture par flexion des poutres renforcées est provoquée soit par la ruine du béton comprimé; lorsque les poutres sont fortement armées ou renforcées par trop de tissu de FRP, ou par une importante plastification des armatures tendue ou par la ruine du tissu de FRP en traction dans le cas des poutres faiblement ou moyennement armées [19]. La rupture de poutres renforcées due à l'effort tranchant des poutres se produit lorsque la résistance à l'effort tranchant des poutres sans renforcement est insuffisante.

Les fissures apparaissent d'abord à partir des extrémités du tissu longitudinal et sont inclinées vers le centre des sections de la poutre. Ce phénomène est dû à la concentration de contrainte provenant de la non continuité du tissu.

La rupture due à la rupture de l'enrobage de béton ou délaminage du tissu composite provient de la concentration de contraintes de cisaillement dans la couche de la colle (la couche du béton d'enrobage). La résistance à la contrainte de cisaillement de la colle est plus élevée que celle du béton, le décollement de tissu se produit donc toujours entre le béton et la colle. Sestaian [19], a observé deux mode de rupture de décollement de tissu :

- Décollement de tissu qui débute aux extrémités du tissu, puis se propage vers le centre de la poutre ;
- Décollement de tissu produit localement dans les endroits où le moment fléchissant est le plus important.

#### 2.3.4. Facteurs influant le comportement des poutres renforcées

La modification du comportement des poutres en béton renforcées par matériaux composites est due principalement à :

- La résistance du béton ;
- Le taux de renforcement des armatures tendues ;
- Le type du tissu ;
- L'épaisseur de la colle ou celle du tissu.

En outre, les paramètres géométriques, comme la proportion de la distance entre la charge et l'appui par rapport à la hauteur de poutre, la longueur de tissu, affectent également le comportement des structures renforcées [19].

##### 2.3.4.1. Influence du rapport de la distance entre la charge et l'appui par rapport à la hauteur de la section ( $a_v/h$ )

Le rapport de la distance entre la charge et l'appui à la hauteur de section ( $a_v/h$ ) (Figure 2.12), est un paramètre important vis-à-vis du mode de rupture des poutres renforcées. Une petite valeur de ( $a_v/h$ ) provoque souvent une rupture brutale par effort tranchant. Des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites ayant un rapport variable :

$a_v/h = (3.0, 3.4, 4.0, 7.72)$  respectivement, ont été étudiées [19]. Les résultats d'essais ont montré que plus les valeurs du rapport  $a_v/h$  sont élevées, plus les moments de flexion ultime sont élevés, mais lorsque ce rapport est supérieur à 6, l'influence sur la résistance ultime est quasiment nulle. Aussi, afin d'éviter une rupture prématurée, provenant du

décollement du tissu ancré, le tissu aux extrémités est un moyen très efficace. Mais pour des poutres ayant un rapport  $a_v/h$  élevé (supérieur à 6), ce type d'ancrage ne modifié que très peu la résistance ultime de la poutre. Donc le mode de rupture dépend de la valeur du rapport  $a_v/h$  :

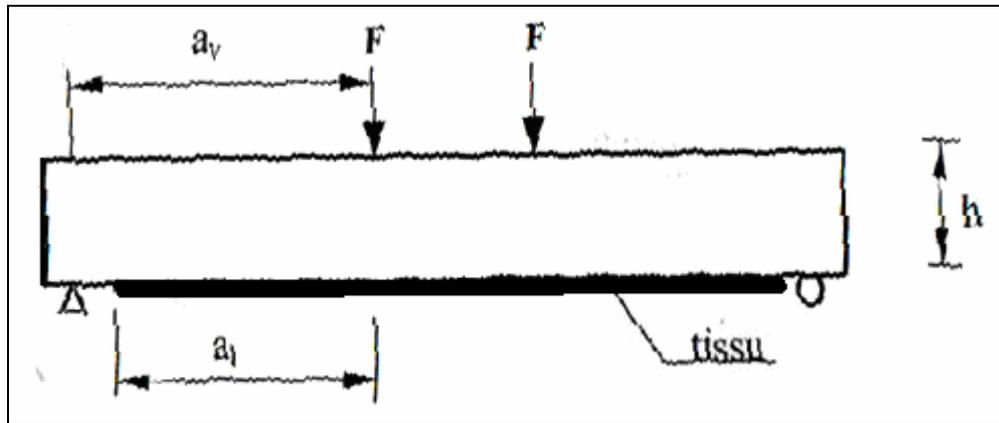


Figure 2.12: Définition des paramètres influant sur les composites [19].

- $a_v/h = 3.0$  Décollement provient de fissures d'effort tranchant et se produit aux extrémités du tissu ;
- $a_v/h = 3$  à  $4$  Rupture par cisaillement à l'interface des poutres et du tissu, due aux fissures d'effort tranchant ;
- $a_v/h = 4.0 - 7.72$  Rupture par cisaillement à l'interface des poutres et du tissu. Cette rupture provient de la combinaison du moment de flexion et de l'effort tranchant.

#### 2.3.4.2. Influence du taux de renforcement des armatures tendues

Une étude a été réalisée [19], sur des poutres de dimensions (200cmx150cmx2300cm); renforcées par CFRP, dont le taux de renforcement des armatures est  $\rho = (0.65, 1.68) \%$ , (figure 2.13). On constate que l'augmentation de la résistance ultime des poutres où,  $\rho = 1.68\%$  (poutre type C, suffisamment armée à l'effort tranchant), est beaucoup plus limitée comparativement à celles où,  $\rho = 0.65 \%$  (poutre type A, faiblement armée à l'effort tranchant ; poutre type B, suffisamment armée à l'effort tranchant). Les ruptures des poutres de type C proviennent de la ruine du béton comprimé associé au décollement du tissu.

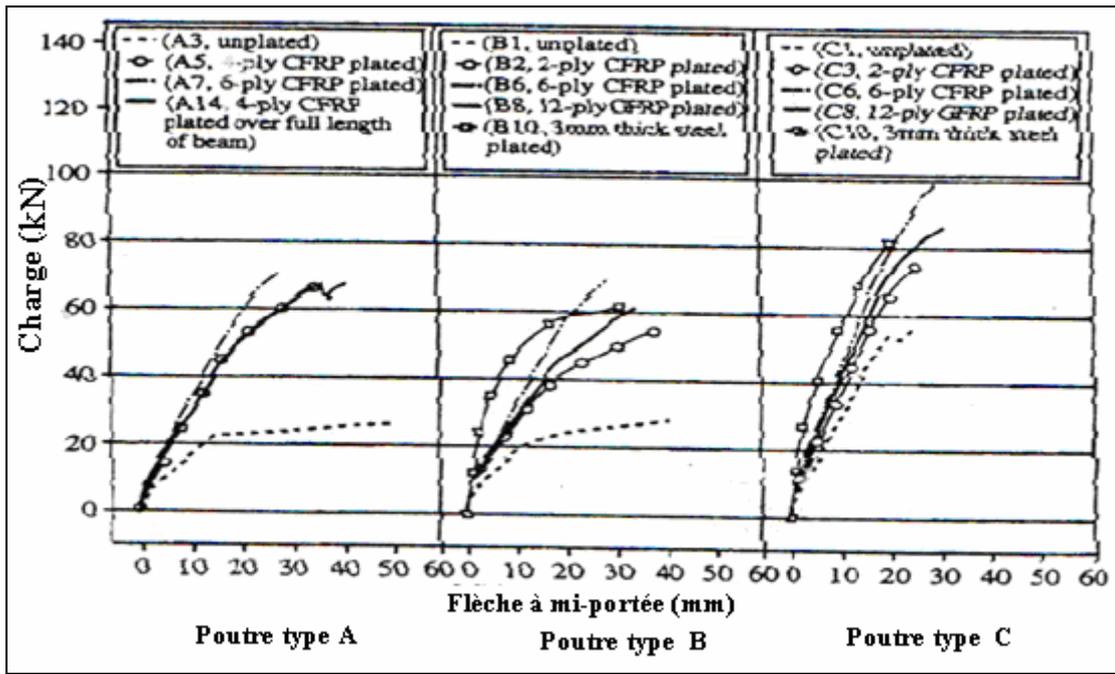


Figure 2.13 : Influence du taux de renforcement des armatures tendues [19].

Ainsi, dans le cas d'une poutre renforcée fortement armée en partie tendue et suffisamment armée à l'effort tranchant, la rupture provient de la ruine du béton comprimé et la résistance des armatures est loin d'être atteinte. C'est une rupture brutale et prématurée.

#### 2.4. Durabilité des matériaux composites

Les matériaux composites ont des bonnes caractéristiques mécaniques, cependant, leur comportement à long terme sous l'effet des variations de l'environnement peut affecter négativement leurs performances. Les propriétés des constituants, varient avec la température et la concentration d'humidité, et les contraintes résiduelles de fabrication sont altérées par l'état hygrothermique.

##### 2.4.1. Effet de la température sur le comportement des matériaux composites

Quand on chauffe ou qu'on refroidit un matériau solide, la température de chacune de ses parties se trouve modifiée. En un point donné, la température dépend de la forme du matériau, de ses dimensions, de sa conductibilité thermique et du taux de variation de la température. Les changements de la température entraînent des variations dimensionnelles, qui peuvent causer la rupture ou la déformation plastique des matériaux [18].

L'effet de la température élevée sur la performance des matériaux composites a été analysé dans une étude expérimentale sur trois types de composites, le carbone (FRP), le verre (FRP), et l'acier réalisé en collaboration entre le conseil national de recherche du Canada (CNR) et l'université de Manchester [20]. Les fibres de carbone, ont été coupés de 9.5 mm de diamètre et de 1350 mm de longueur. Les fibres de verre, sont coupés de 9.5 mm et de 12.5 mm de diamètre et de 1350 mm de longueur. Les barres d'aciers, sont coupés de 10 mm et de 15 mm de diamètre, et de 1.35 m de longueur. Toutes les barres de ces trois éprouvettes, sont ancrées aux deux extrémités par une pâte de ciment bien choisie. Une couche de 350 mm de longueur et d'une épaisseur de 48.3 mm recouvre les barres. Les éprouvettes ont été soumises à des températures allant de 20°C à 700°C, (tableau 2.2), et soumises à la traction simple selon le schéma de test (Figure 2.14).

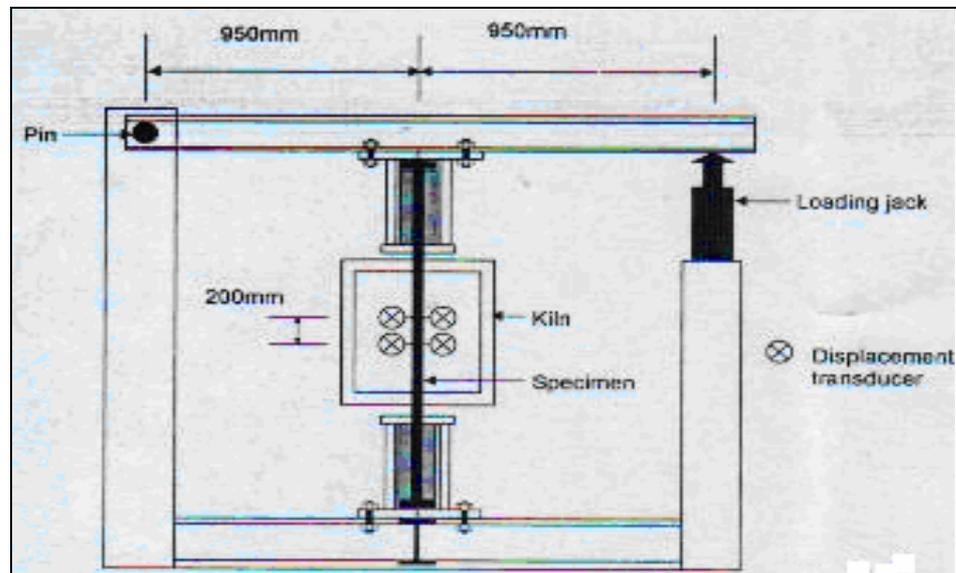


Figure 2.14: Schéma du test [20].

Tableau 2.2: Les paramètres des examens [20].

Types de spécimens	La somme des tests @ température (C°)
9.5 mm GFRP (SG)	3@20, 2@100, 2@250, 3@350, 2@500
12.7 mm GFRP (BG)	2@20, 2@100, 2@200, 2@300, 2@400, 2@500
9.5 mm CFRP (C)	2@20, 2@100, 2@200, 4@400, 2@600
10 mm l'acier (SS)	2@20, 2@100, 2@200, 2@400, 3@600
15 mm l'acier (BS)	2@20, 2@100, 2@300, 2@500, 2@700

Les résultats de la variation de la contrainte maximale et le module d'élasticité obtenus sont donnés dans le tableau 2.3.

Tableau 2.3: Variation de la contrainte maximale et du module d'élasticité des FRP avec la température [20]

Type de spécimens	Diamètre (mm)	Test de température (C°)	La contrainte maximale (MPa)	Module d'élasticité (GPa)
Fibre de verre (GFRP)	9.5	20	561.95	41.02
		20	560.49	41.11
		100	599.04	40.97
		100	511.85	40.91
		250	398.59	37.77
		250	410.93	40.21
		350	286.78	N/A
		350	257.01	N/A
		350	215.63	37.24
		500	114.71	N/A
	500	61.71	N/A	
	12.7	20	608.56	N/A
		20	572.81	N/A
		20	578.50	42.68
		100	436.72	34.32
		100	457.84	40.03
		200	331.50	34.39
		200	340.44	39.24
		300	326.62	35.47
		300	304.69	50.14
400		237.66	35.66	
400	182.41	39.53		
500	40.62	11.75		
500	64.59	N/A		
Fibre de carbone (CFRP)	9.5	20	1260.00	121.41
		20	1280.00	126.50
		100	993.21	105.10
		100	1283.62	132.73
		200	702.79	107.51
		200	763.05	107.27
		400	371.73	N/A
		400	378.70	N/A
		600	132.86	44.68
		600	9.44	N/A

N/A : résultat non disponible

La figure 2.15, montre la variation de la contrainte normalisée en fonction de la température, pour les FRP et l'acier.

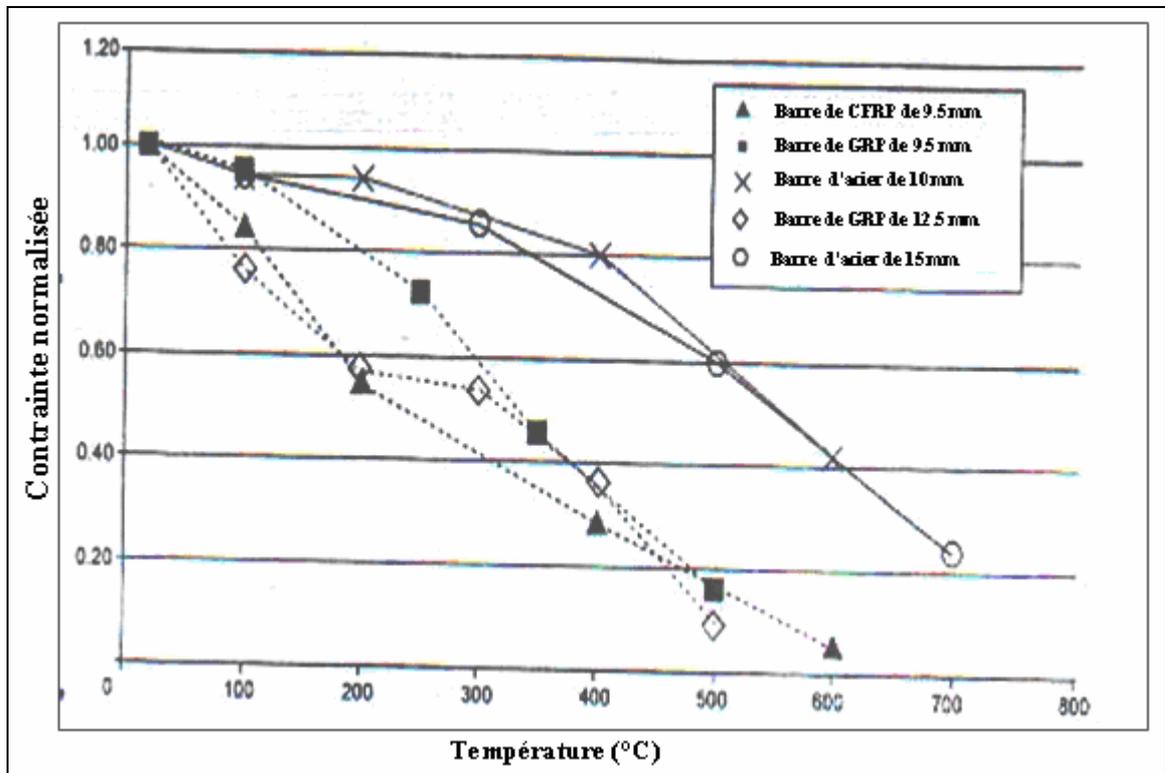


Figure 2.15: La variation de la contrainte en fonction de la température pour FRP et l'acier [20].

Pour les cinq échantillons, il a été observé une différence de résistance entre les fibres de GFRP. Cependant, les fibres de verre de 12.5 mm de diamètre sont moins résistants par rapport à celle de 9.5 mm, montrant que l'endommagement a été effectué dans la résine, car la quantité de la résine de fibre de 12.5 de diamètre est plus grande que les fibres de 9.5 mm de diamètre. La contrainte normalisée (absolue), qui est le rapport de la contrainte sous les températures des tests à la contrainte sous la température ambiante, tend vers zéro pour une température de 500 °C et 550 °C et 550°C pour CFRP et GFRP respectivement. Ceci montre que les fibres de carbone résiste moins à la température élevée.

Mais pour l'acier l'essai a montré qu'il est plus résistant par rapport aux deux types de fibres composites. La variation de la contrainte absolue est similaire pour les deux diamètres testés. Une tendance similaire a été observée pour l'effet de la température sur le module d'élasticité (Figure 2.16).

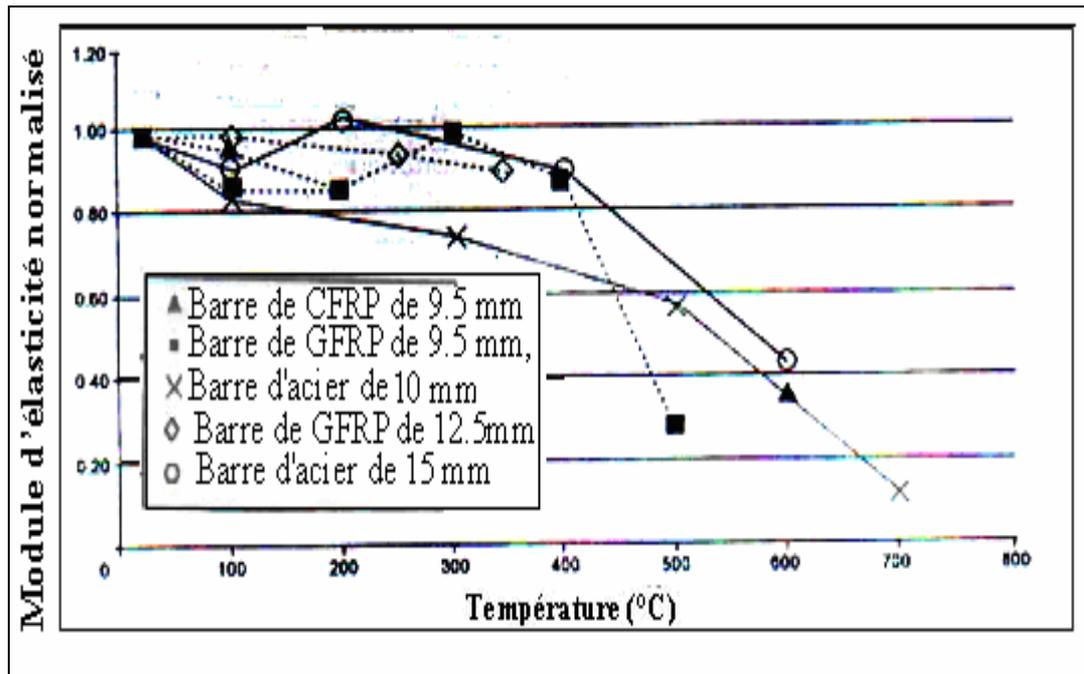


Figure 2.16: Variation du module d'élasticité des trois barres en fonction de la température [20].

Le module d'élasticité des fibres de verre et de carbone est comparable jusqu'à 200 °C. Une réduction de module d'élasticité de 10 et 30% est observée à 400 °C et 500°C respectivement. L'acier a montré un meilleur comportement que celle des composites jusqu'à 400°C.

#### 2.4.2. Résistance au feu

Des essais ont été réalisés au Canada [20], pour évaluer la résistance au feu de colonnes et de poutres de béton grandeur nature renforcées par des composites.

Deux colonnes de béton renforcées d'enveloppes de PRF de carbone, sont soumises à des tests de résistance au feu, et pourvues d'un système d'isolation actif/passif.

La figure 2.17, montre la colonne renforcée et isolée, (400 mm de diamètre x 3800 mm de longueur), dans le four du CNR, avant l'épreuve du feu et immédiatement après. Les tests ont démontré, pour ce système particulier, un taux de résistance de 4 heures, sous charge.



Figure 2.17: (a) Avant l'épreuve et (b) immédiatement après l'épreuve [20].

Le système d'isolation est parvenu à maintenir la température moyenne des PRF sous les 150 °C pendant les 4 premières heures de l'épreuve.

D'après les résultats obtenus pour ce qui est de la résistance au feu, les performances des colonnes recouvertes d'isolants sous une enveloppe du PRF peuvent s'avérer très supérieures à ce qu'on croyait généralement [20].

#### 2.4.3. Durabilité à long terme des poutres renforcées avec les PRF

L'étude de l'effet de l'environnement sur les poutres renforcées par des matériaux composites a été analysé par une étude expérimentale sur les poutres en béton de 51x51 mm<sup>2</sup>, et de 356 mm de longueur, renforcées par un tissu de FRP [21].

Après une cure humide de 28 jours, les tissus des composites ont été appliquées sur les poutres. Quatre type de fibres ont été utilisé: deux types de carbone (C1, C2), deux type de verre (G1, G2), et trois systèmes époxydiques: I, II, III. Les caractéristiques des constituants de FRP, sont données dans le tableau 2.4.

Juste après l'application des matériaux composites sur les poutres, les éprouvettes ont été conservées à une température constante pendant trois jours pour assurer une cure adéquate de la résine époxydique.

Tableau 2.4: Propriétés mécaniques de tissu de FRP [21]

Tissu de FRP	Contrainte de traction (MPa)	E (GPa)	Déformation ultime (%)	L'épaisseur (mm)
C <sub>1</sub>	3485	228	1.5	0.165
C <sub>2</sub>	2940	373	0.8	0.165
G <sub>1</sub>	1518	69	2.1	0.118
G <sub>2</sub>	2270	72	3.2	1.30

Un total de 56 poutres a été testé, dont 26 poutres exposées à 300 cycles, de 4 heures mouillage, et 2 heures de séchage pendant 75 jours et comparées aux poutres témoins conservées à une température constante. Le séchage est appliqué par une air chaude à 35°C et l'humidité par de l'air humide à 90 %. L'eau de mer est simulée par l'utilisation de 35 g de sel dans un litre d'eau (Figure 2.18).

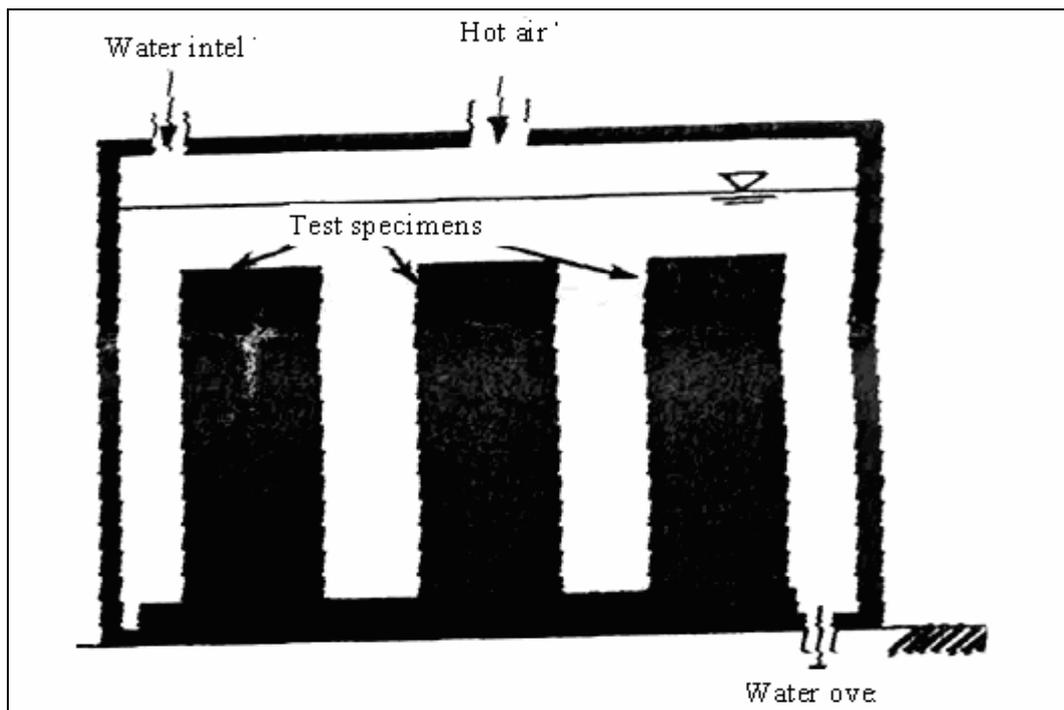


Figure 2.18: Schéma du test des spécimens exposés aux cycles mouillage/séchage [21]

Après exposition pendant 75 jours les poutres sont testées en flexion 4 points. L'effet de renforcement et le cycle de mouillage/séchage sur la charge ultime est donné dans le tableau 2.5.

Tableau 2.5 : Effet de mouillage, séchage sur la charge ultime [21].

Poutre	Type d'époxyde	La charge ultime (kN) (température constante)	Fr*/Fr <sup>a</sup>	La charge ultime (kN) (mouillage/séchage)	Fr*/Fr <sup>b</sup>
000	-	2.2	-	2.7	-
C1I	I	8.0	3.7	6.7	2.5
C1II	II	8.7	4.0	9.6	3.6
C1III	III	6.8	3.1	7.8	2.9
C2I	I	9.8	4.5	8.9	3.3
C2II	II	11.3	5.1	12.0	4.4
C2III	III	7.9	3.6	9.0	3.3
G1I	I	6.3	2.9	5.5	2.1
G1II	II	6.5	3.0	6.1	2.3
G1III	III	4.8	2.2	5.8	2.1
G2I	I	7.7	3.5	7.7	2.9
G2II	II	8.9	4.1	9.9	3.7
G2III	III	8.0	3.6	9.2	3.4

- Fr\*/Fr<sup>a</sup> : rapport entre la charge ultime des poutres renforcées par FRP et les poutres non renforcées sous une chambre climatique.
- Fr\*/Fr<sup>b</sup> : rapport entre la charge ultime des poutres renforcées par FRP et les poutres non renforcées sous un cycle de mouillage/séchage.

Les résultats montrent que le rapport entre la charge ultime de flexion des poutres renforcées et les poutres non renforcées, sous une température constante, est situé entre 2.2 et 5.1, selon le type de tissu de FRP et le type de système de la résine époxydique. L'époxyde II, a montré une meilleure performance que l'époxyde I ou III. Les fibres de carbone ont montré une meilleure performance que les fibres de verre (Figure 2.19).

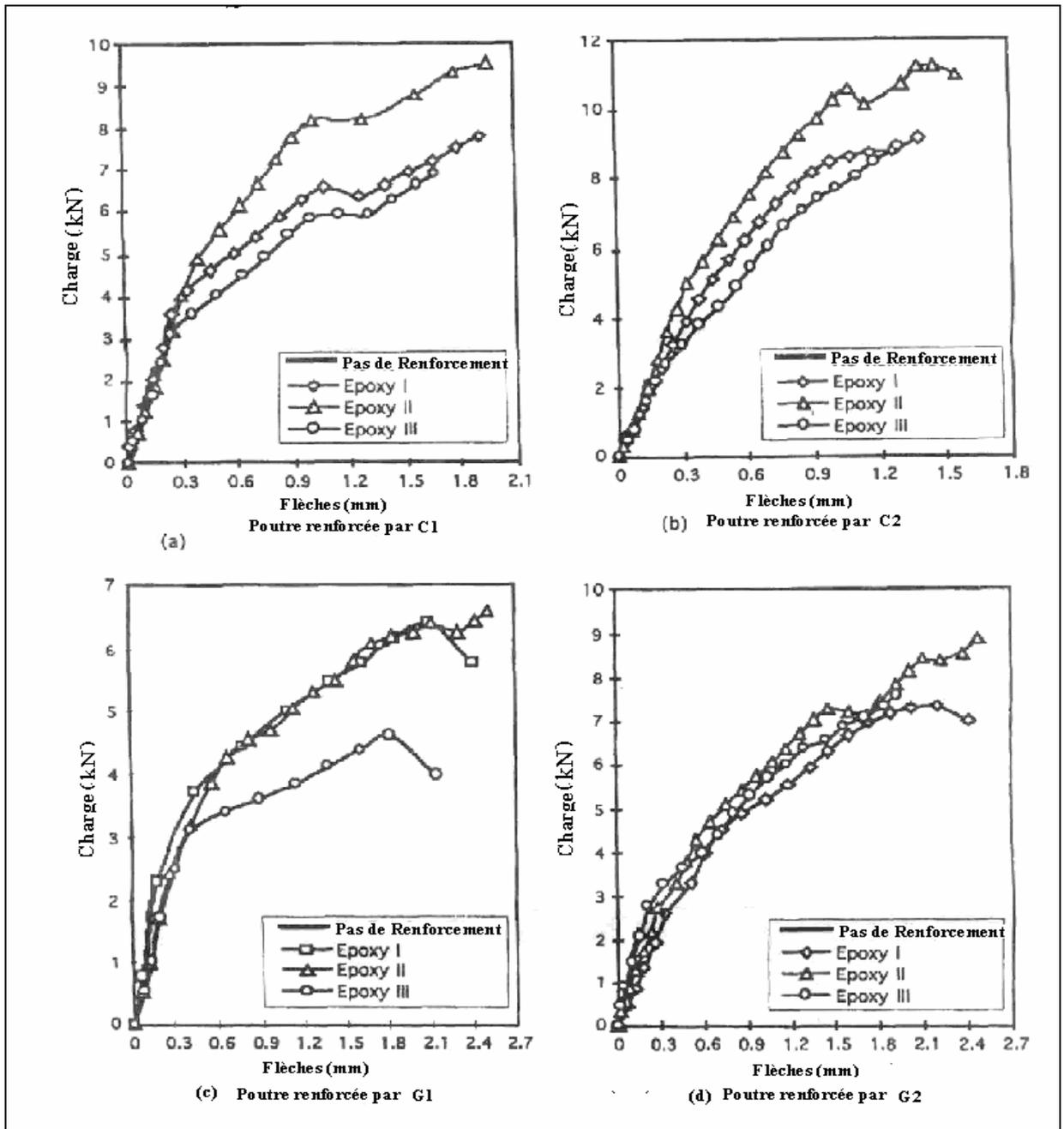


Figure 2.19: La variation de la flèche à mi-portée pour les poutres conservées à température constante [21].

Les poutres renforcées par des composites utilisant la résine époxydique type II, ont montré une meilleure performance en comparaison aux deux autres résines. Par conséquent, c'est nécessaire de faire un bon choix des résines à utiliser. L'exposition au cycle mouillage/ séchage a réduit la charge ultime des poutres (Figure 2.20) par rapport à celles des poutres conservées à une température constante. Le rapport de la charge ultime des poutres renforcées à celles non renforcées est de 2.1 à 4.40.

Cette réduction de charge ultime semble être due à la détérioration de la résine engendrant le décollement de la résine.

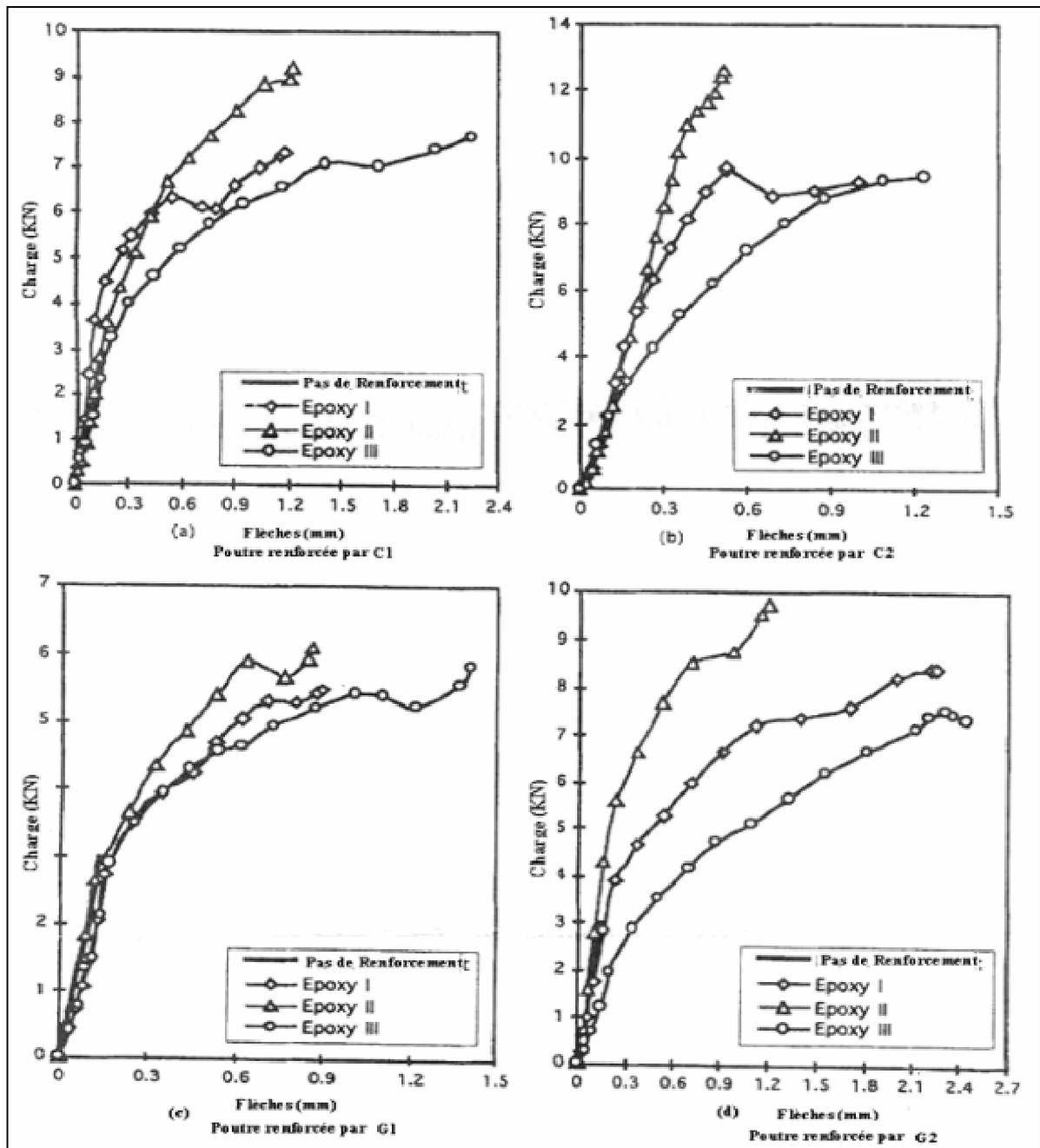


Figure 2.20: Variation de la flèche des poutres soumises à des cycle de mouillage / séchage [21].

La figure 2.21, donne une comparaison entre le rapport de la charge maximale sous la flexion pour les poutres renforcées par les composites à celles non renforcées dans les deux environnements étudiés (température constante et cycle mouillage/séchage)

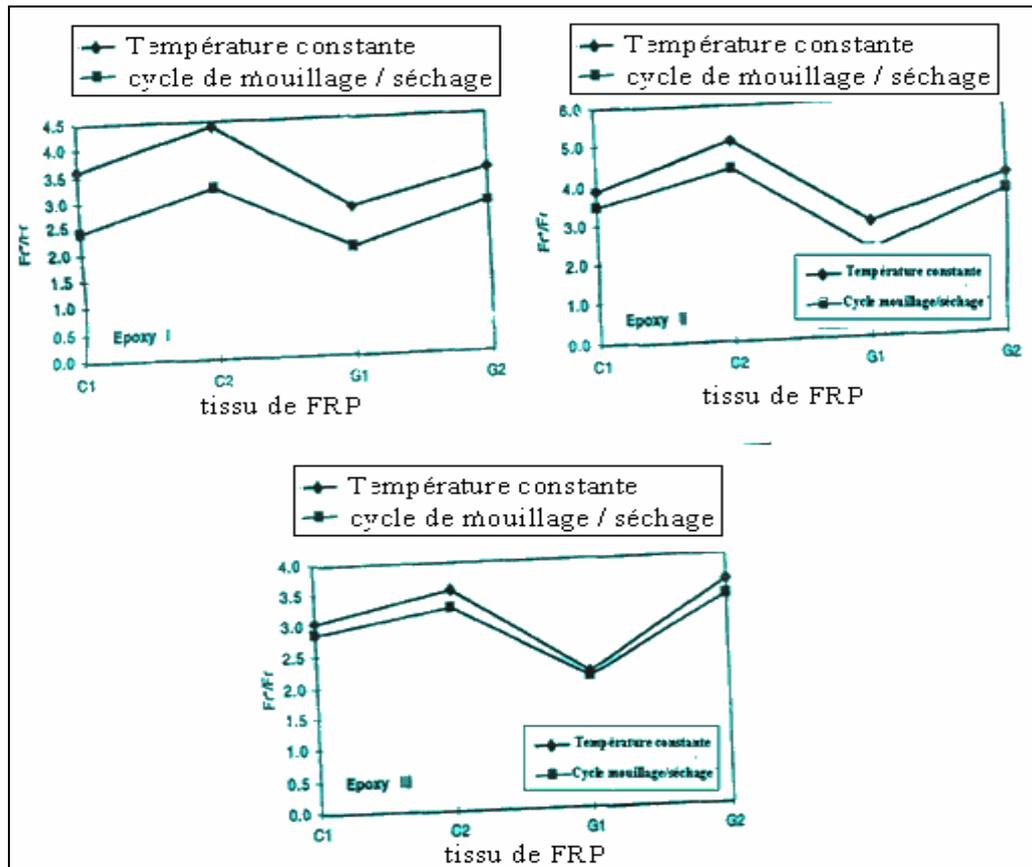


Figure 2.21: Rapport de la charge maximale des poutres renforcées à celles non renforcées pour les deux environnements [21].

La réduction de la capacité portante des poutres sous des cycles de mouillage /séchage et sous l'effet de température, montre la nécessité de prendre cet effet en considération sur site et de tester la performance des structures renforcées par des matériaux composites à long terme.

#### 2.4.4. L'effet de l'humidité

Les polymères et composites à matrice polymère, absorbent l'eau quand ils sont immergés ou placés dans une atmosphère humide [22]. L'absorption de l'eau dépend essentiellement de l'humidité relative (H.R), et elle s'effectue essentiellement à travers :

- la matrice polymère : par diffusion et adsorption physique de l'eau moléculaire;
- les microfissures : transport d'eau liquide par condensation capillaire;
- l'interface fibre/matrice : diffusion, adsorption et condensation capillaire.

Par diffusion car la molécule d'eau étant une molécule de petites dimensions (rayon atomique 0.096 nm), peut se déplacer à travers le réseau moléculaire du polymère sous

l'influence d'un gradient de concentration. Par adsorption car la molécule d'eau étant polarisée, elle peut se fixer aux groupements hydroxyles, et les molécules d'eau sont dites liées ou piégées. L'absorption de l'eau extérieure donne le gonflement du polymère [23]. Une comparaison entre cinq matériaux en termes de cinétique d'absorption et d'évolution des propriétés mécaniques a été effectuée par Baizeau et al [24]. L'ensemble des matériaux utilisés est présenté dans le tableau 2.6.

Tableau 2.6: Matériaux étudiés [24].

Matériaux	1	2	3	4	5
Résine	Polystère	Vinyl ester	Epoxy Dow	Epoxy sicomin	PEEK ICI
Fibres	Verre E	Verre E	Verre E	Verre E	Carbone XAS
Fraction massique de fibre	59 %	61%	52%	60% (nominal)	50% (nominal)
Epaisseur (mm)	2.9	2.8	3.3	2.3	3.3
Module L (GPa)	29.2	27.0	20.4	31.9	54.3
Module T (GPa)	10.3	10.3	8.8	11.6	
Résistance L (MPa)	652	766	671	908	818
Résistance T (MPa)	114	134	132	166	
Mise en oeuvre	contact	contact	contact	Etuve+Vide (prepreg)	Autoclave (prepreg)

Concernant les quatre premiers matériaux mis en œuvre, le renfort est un tissu de Verre E avec 90% des fibres dans la direction longitudinale dénotée (L), et 10% dans la direction transversale dénotée (T), le carbone/PEEK (poly Ether Ether Ketone) est équilibré 0°/90° réalisé à partir d'un matériau unidirectionnel.

Pour les stabiliser avant vieillissement, les matériaux fabriqués au contact ont été post cuits à 60°C pendant 24 heures.

Les éprouvettes découpées dans chaque matériau ont été immergées dans des caissons remplis d'eau distillée placés à 4 températures (5, 20, 40 et 60°C), et deux pressions (atmosphérique et 10 MPa) différentes.

Deux dimensions d'éprouvettes ont été utilisées : 5x20 cm<sup>2</sup> et 20x30 cm<sup>2</sup>. Certaines éprouvettes ont été découpées dans le sens longitudinal du matériau (L), et d'autres dans le sens transversal (T). Pour les 4 premiers matériaux (renfort de verre), la répartition suivant les différentes conditions est décrite dans le tableau 2.7. Une seule direction a été étudiée pour le renfort en carbone.

Tableau 2.7: Répartition des éprouvettes dans les caissons de vieillissement.

Pression	Atmosphérique				10 MPa			
	5°C	20°C	40°C	60°C	5°C	20°C	40°C	60°C
Grandes éprouvettes (20x30cm <sup>2</sup> )	1	1	1	1	-	1	-	-
Petites L (5x20 cm <sup>2</sup> )	2	2	2	2	2	2	2	2
Petites T (5x20 cm <sup>2</sup> )	1	1	1	1	1	1	1	1

Les courbes d'absorption sont générées par gravimétrie à intervalles réguliers, les plaques sont sorties des caissons et pesées sur une balance et replacées immédiatement dans l'eau. Après 24 mois d'immersion, les plaques ont été séchées sous vide à 60°C jusqu'à la stabilisation de leur poids, avant découpage en éprouvettes pour les essais mécaniques.

Les essais de flexion 3 points (EN 63) et de cisaillement (ISO 4585) ont été réalisés. Des essais non destructifs utilisant l'analyse modale par vibration libre de la plaque suspendue, et mesure des fréquences naturelles par un ou plusieurs accéléromètres (S), ont été réalisés et les paramètres de rigidité de la plaque en flexion déterminés.

Les deux approches ont été utilisées pour caractériser les 5 matériaux à l'état vierge et après vieillissement. Les figures 2.22 et 2.23, montrent l'absorption moyenne de 3 plaques à une pression d'une atmosphère pour le verre/époxy; et le verre/polyst respectivement. Les

résultats ont montrés que les composites à base de résine époxy absorbent nettement plus d'eau que les autres, mais affichent après séchage une masse résiduelle supérieure. Concernant le carbone/PEEK, la prise en eau reste très faible.

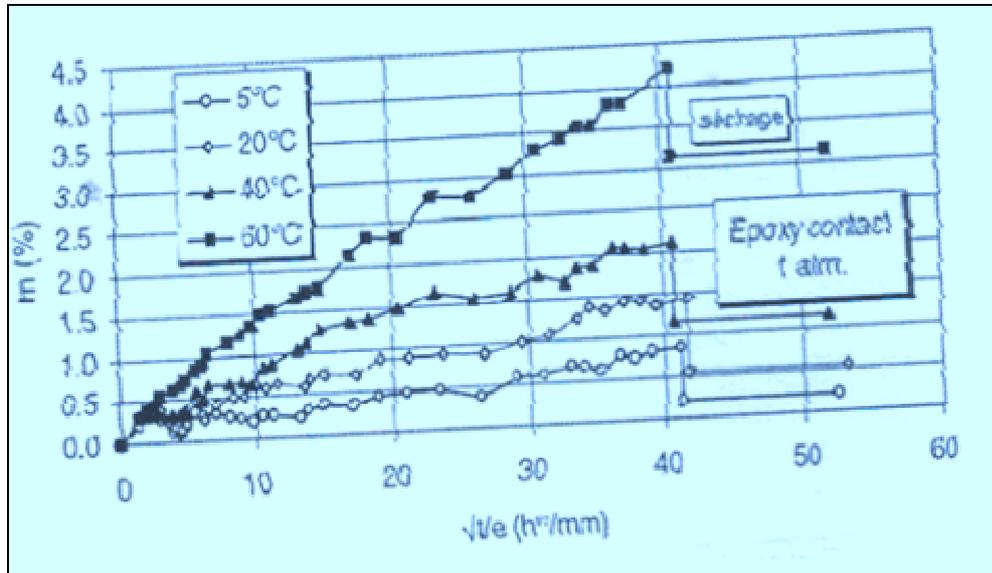


Figure 2.22: Courbes de prise en eau à 1 atmosphère pour le verre/Epoxy contact

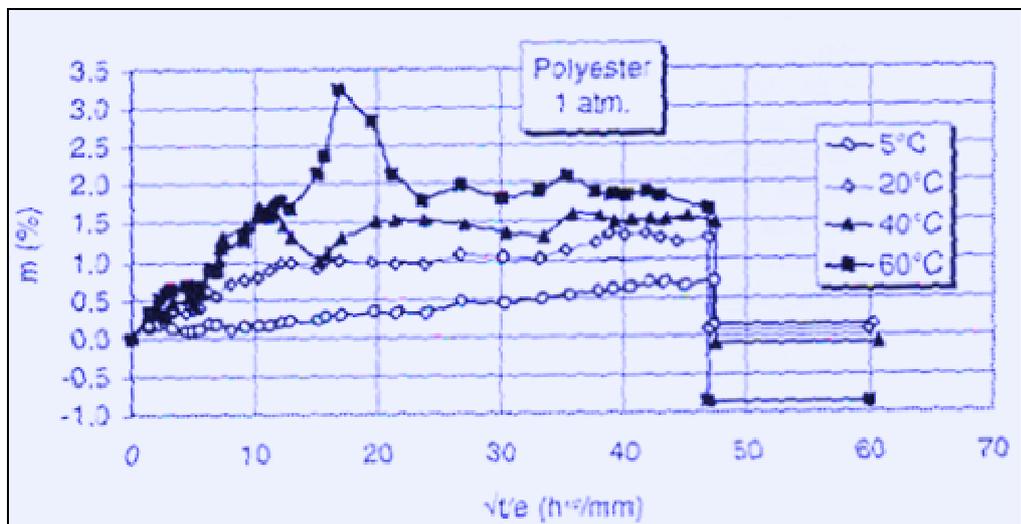


Figure 2.23: Courbe de prise en eau à 1 atmosphère pour le verre/Polyester

Les figures 2.24 et 2.25, montrent l'évolution des propriétés mécaniques respectivement pour le verre/polyester et le verre/époxy contact par analyse modale.

La dégradation est anisotrope, les propriétés transverses et en cisaillement s'avérant être les plus sensibles au vieillissement, Des pertes allant jusqu'à 50% pour le polyester, et avoisinant les 20% pour l'époxy contact à 60°C, ont été observés.

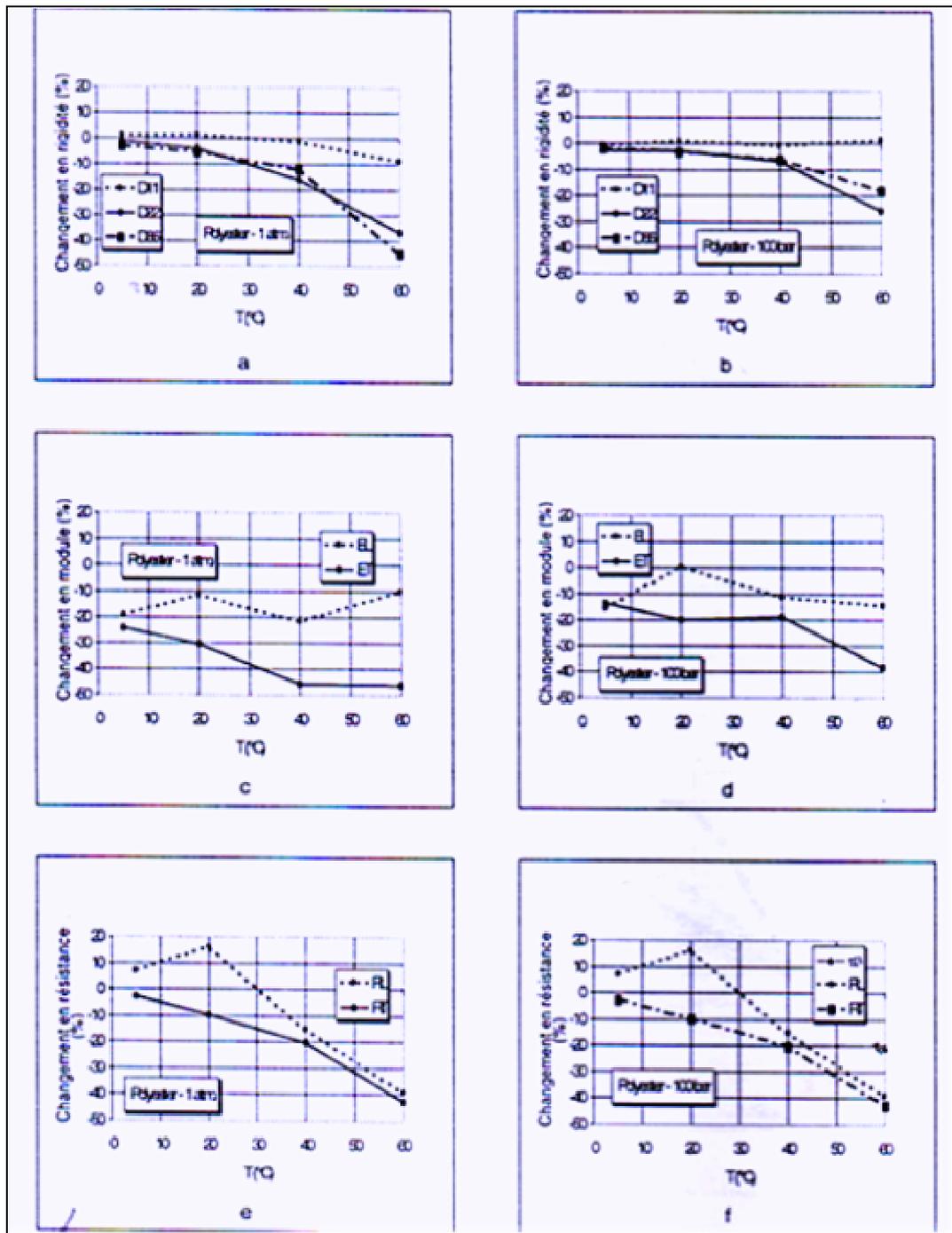


Figure 2.24: Evolution des propriétés mécaniques du matériau (verre/polyester) analyse modale : A (atm) et b (bar) module élastique en flexion: c et d résistance en flexion et en cisaillement : e et f

Tous les matériaux affichent une chute comprise entre 20 et 40 % de leur résistance longitudinales et les résistances transversales sont encore plus sévèrement attaquées.

L'impact du vieillissement est généralement faible sur la rigidité longitudinale à l'exception du polyester qui est affiché des pertes voisines de 20 % à partir de 40°C, aux deux pressions d'immersion.

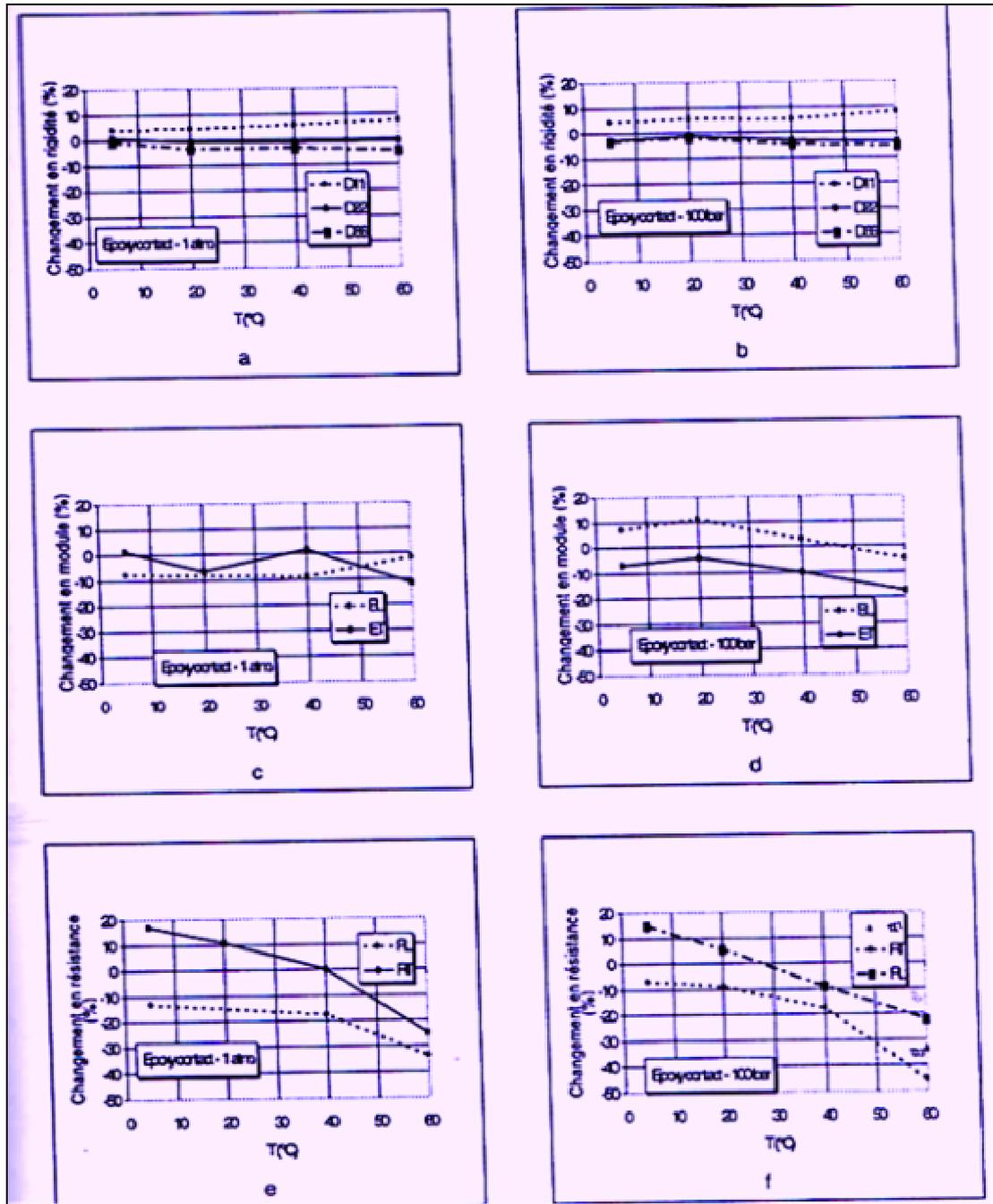


Figure 2.25: Evolution des propriétés mécaniques du matériau (verre/époxy) analyse modale : A (atm) et b (bar) module élastique en flexion : c et d résistance en flexion et en cisaillement : e et f

## 2.5. Conclusion

Les matériaux composites présentent une excellente résistance à la traction et une grande rigidité. Leur masse volumique est faible en comparaison a celle de l'acier, facilitant ainsi leur manipulation et utilisation sur site. Des applications ont vu le jour dans le monde pour le renforcement des bâtiments et des ponts.

Les matériaux composites sont sensibles aux variations atmosphériques. L'augmentation de température cause la dégradation de la rigidité et une réduction des propriétés de la résistance à la rupture de l'époxy. Le dégagement de la vapeur d'eau, peut engendrer la formation de micro ou de macrofissurations au sein de la résine. L'augmentation de la température peut engendrer une dégradation de l'interface et du cisaillement, la réduction de la rigidité de la matrice et causant ainsi une perte dans la résistance et la fatigue du matériau.

L'augmentation de l'humidité, provoque une dégradation des propriétés mécaniques des composites à matrice polymère et le phénomène est plus accentué à haute température. L'humidité peut induit aussi un gonflement qui peut induire des contraintes internes.

## CHAPITRE 3

### MODELISATION DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES

#### 3.1. Introduction

On propose dans ce chapitre de faire une revue bibliographique sur des travaux de modélisation numérique du comportement des poutres et des ponts.

#### 3.2. Renforcement des poutres

##### 3.2.1. Poutres renforcée avec tissu d'aramide

Dans le but de quantifier l'augmentation de la résistance apportée par le renforcement, une étude expérimentale et numérique a été entreprise à l'école d'ingénieurs et d'architectes de Fribourg (Suisse) [25]. L'étude expérimentale sur l'étude des poutres de sections (400x400 mm) en béton armé renforcée par des tissus en aramides (Kevlar<sup>®</sup>) appliqués en différentes couches dans des directions longitudinales et transversales. Les poutres d'essais se distinguent principalement par la quantité de tissu appliqué dans la direction longitudinale (Tableau 3.1).

Tableau 3.1: Renforcement des poutres d'essai [25].

/	PK1	PK2	PK3	PK4
Armature	8Ø20	8Ø20	8Ø20	8Ø20
Etriers	Ø20	Ø20	Ø20	Ø20
Espacement (mm)	S=300	S=300	S=300	S=300
Renforcement	-	Kevlar <sup>®</sup> Type AK-60	Kevlar <sup>®</sup> Type AK-60	Kevlar <sup>®</sup> Type AK-60
Longitudinal	-	2 couches	3 couches	4 couches
Transversal	-	2 couches	2 couches	2 couches

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

unidirectionnels en Kevlar AK-6 ont une épaisseur théorique de 0.29 mm. La résistance garantie des fibres est de  $2100 \text{ N/mm}^2$  et le module d'élasticité de  $120 \text{ kN/mm}^2$ . Les poutres d'une longueur de 5.20 m sont sollicitées par deux charges concentrées aux tiers de la portée (Figure 3.1).

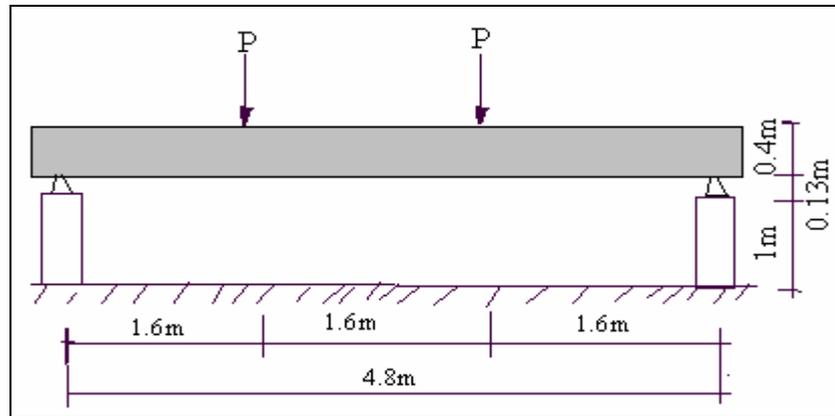


Figure 3.1: Essai de flexion [25].

A la suite des essais, une modélisation numérique en 2D a été effectuée à l'aide du logiciel d'élément finis ADINA, la poutre étant symétrique, seule une moitié a été modélisée (Figure 3.2). Le modèle est composé de 24 éléments plans à 8 nœuds représentant le béton et 18 éléments de d'aramide. Le mode de chargement choisi est d'imposer un déplacement vertical à l'endroit du point d'appui du vérin. Le déplacement imposé est divisé en pas de 1 mm jusqu'à la plastification de l'acier, puis de 0.2 mm jusqu'à ce que le programme détecte la rupture de l'élément.

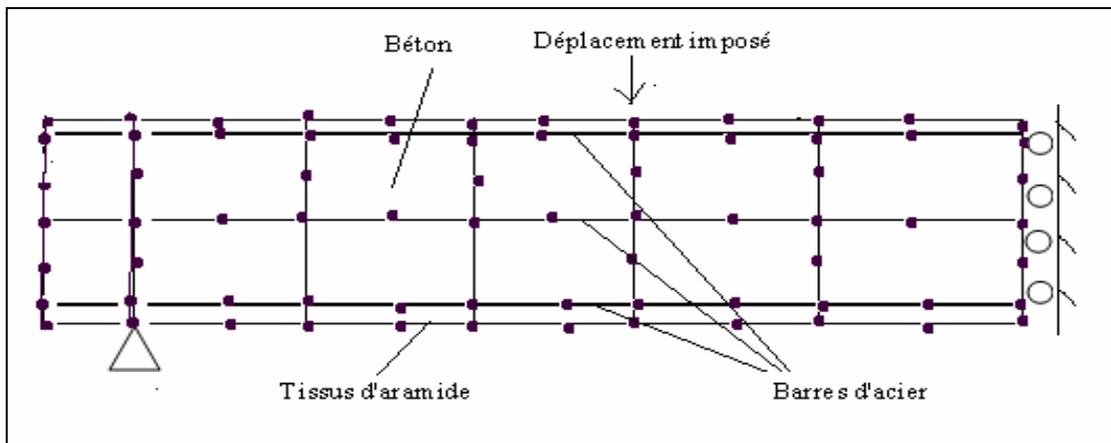


Figure 3.2: Modélisation numérique d'une poutre [25].

Le comportement des différents matériaux a été modélisé à partir des résultats expérimentaux obtenus sur des échantillons. Le modèle du béton utilisé dans cette étude est un modèle élastoplastique avec prise en compte de la résistance à la traction. La figure 3.3 montre le comportement contrainte-déformation du béton utilisé dans la modélisation.

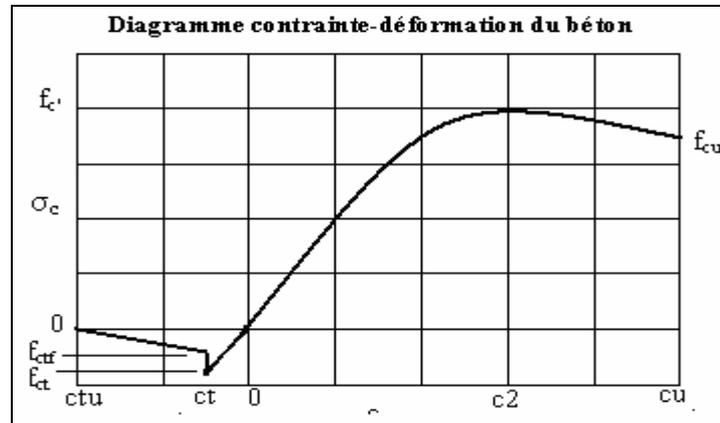


Figure 3.3: Modèle du béton utilisé [25].

Les caractéristiques mécaniques du béton ont été ajustées pour chaque poutre afin de tenir compte de l'âge du béton au moment de l'essai et du confinement transversal (Tableau 3.2). Le modèle de l'acier utilisé est un modèle élastoplastique bilinéaire. La figure 3.4, montre le modèle de l'acier utilisé. Les caractéristiques principales, basées sur des essais de traction sur les barres d'armature sont les suivantes:

\* $F_y = 550 \text{ N/mm}^2$  . \* $\epsilon_y = 2.68 \text{ ‰}$ . \* $E_s = 205000 \text{ N/mm}^2$  \* $F_u = 650 \text{ N/mm}^2$  . \* $\epsilon_u = 10 \text{ ‰}$ .

Tableau 3.2: Caractéristiques du béton [25]

/	PK1	PK2	PK3	PK4
$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	25	30	38	38
$f_{cu}$ (N/mm <sup>2</sup> )	20	22	28	28
$\epsilon_{c2}$ (‰)	2.0	2.8	3.0	3.0
$\epsilon_{cu}$ (‰)	3.5	5.0	5.0	5.0
$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	30000	30000	32000	32000
$f_{ct}$ (N/mm <sup>2</sup> )	4.0	4.0	6.0	6.0
$f_{ctf}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.0	2.0	3.0	3.0
$\epsilon_{ct}$ (‰)	0.13	0.13	0.30	0.30
$\epsilon_{ctu}$ (‰)	8.00	8.00	8.00	8.00

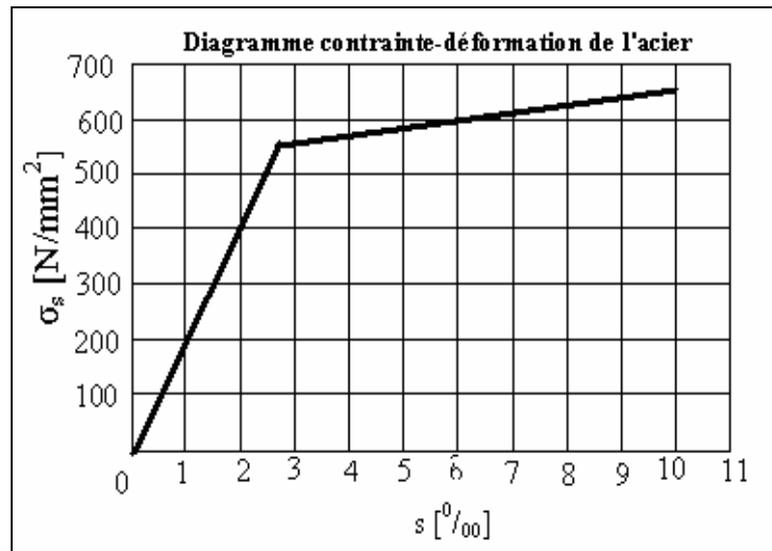


Figure 3.4: Modèle de l'acier utilisé [25].

Le comportement d'aramide est parfaitement linéaire avec rupture sans aucun palier d'écoulement. La figure 3.5 montre le modèle d'aramide utilisé.

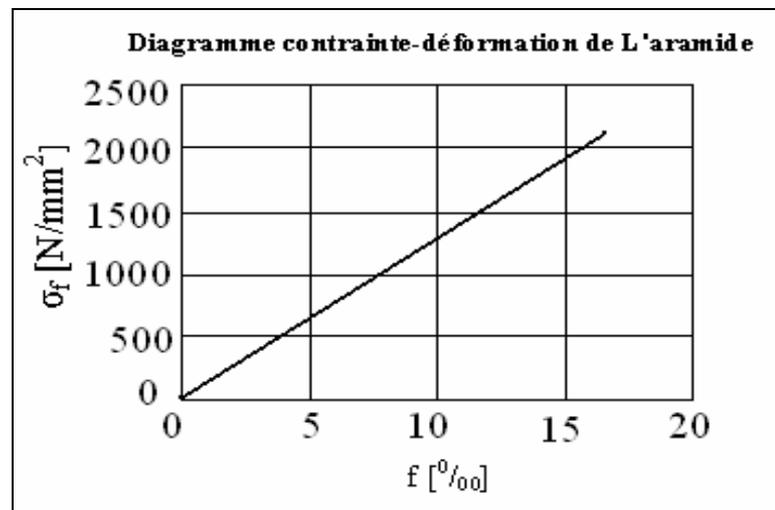


Figure 3.5: Modèle de l'aramide utilisé [25].

Les courbes de la figure 3.6, comparent les résultats numériques et expérimentaux. On constate que le comportement global de la modélisation numérique est proche de celui des essais en laboratoire pour les différents stades de chargement des poutres. Par contre, l'étude numérique détecte une rupture bien en deçà des valeurs trouvées lors des essais des poutres renforcées.

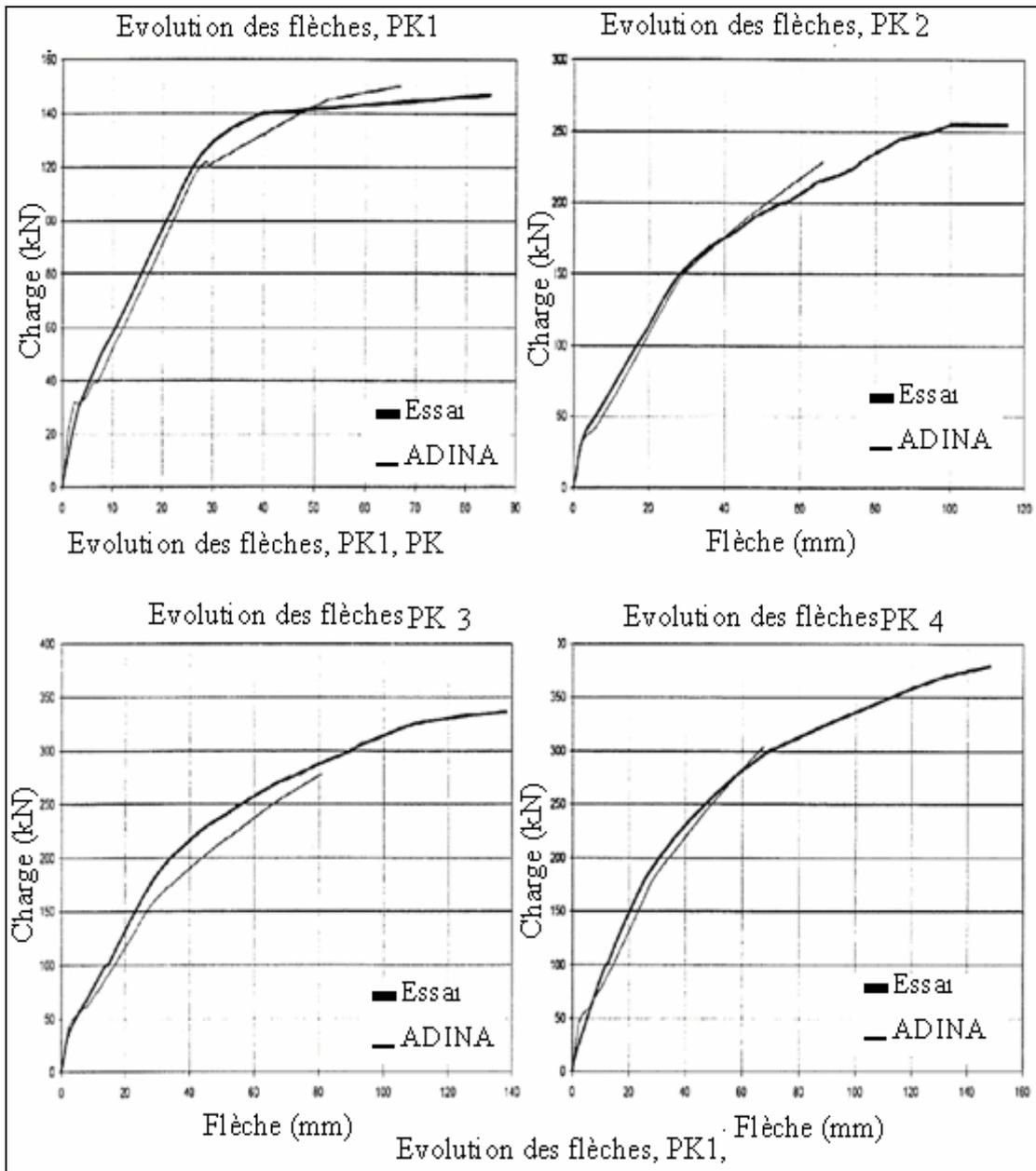


Figure 3.6: Comparaison entre les essais et le calcul numériques [25].

On remarque que dans cette étude statique du comportement des poutres renforcées par matériaux composites à base de fibre d'aramide que ces derniers augmentent la résistance à la traction et à la déformation. Le modèle numérique a été identifié par l'application du logiciel ADINA, néanmoins ce logiciel travail à deux dimensions. La modélisation numérique prise se rapproche de la réalité, du fait que la connectivité prise en compte est nœud à nœud. Le logiciel utilisé sous-estime le comportement réel des poutres testées.

### 3.2.2. Poutres renforcées par matériau composite à base de fibres de verres (GFRP)

Pour étudier les effets du renforcement au cisaillement des poutres en béton armé (sans étriers) renforcées extérieurement sur les deux côtés par des fibres de verre (GFRP) et des fibres de carbone (CFRP) pour le renforcement à la flexion. Un modèle d'éléments finis tridimensionnel est employé [26]. Les poutres sont soumises à un essai de flexion quatre point. Les résultats obtenus ont été validés par les résultats expérimentaux. L'élément solid 65, est employé pour modéliser le béton dans l'ANSYS; link 8, pour modéliser le renfort en acier, et un élément plein solid 46, est employé pour modéliser le composite. Dans ce modèle, le comportement du béton supposé non-linéaire, avec un coefficient de Poisson égal à 0.2, le coefficient du transfert de cisaillement est prise égal à 0.2. Pour l'acier un comportement élastoplastique parfait été assumé; une résistance à la traction  $f_y = 415 \text{ MPa}$ , un coefficient de Poisson égal à 0.3, et le module élastique égal à 200 GPa. Une plaque en acier épais de 25 mm, modélisé par l'élément solid 45, est ajoutée à l'endroit d'appuis afin d'éviter le problème de concentration des efforts. Ces plaques sont considérées comme matériaux élastiques linéaires.

Les propriétés mécaniques du béton et de l'acier sont données dans le tableau 3.3, et les propriétés mécaniques du composites sont données dans le tableau 3.4.

Tableau 3.3: Propriétés du béton et l'acier [26].

Poutre	Béton					Acier		
	$E_c$ (GPa)	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$\nu$	$\beta_t$	$E_s$ (GPa)	$f_y$ (MPa)	$\nu$
Référence	19.3	16.7	2.55	0.2	0.2	200	415	0.3
Renforcée à l'effort tranchant	18.2	14.7	2.39	0.2	0.2	200	415	0.3

Le matériau composite GFRP, est un matériau particulièrement orthotropique, appliquées dans les cotés des poutres pour la résistance au cisaillement accrue, dus à sa contrainte à la rupture les propriétés du composites sont récapitulés dans le tableau 3.4

Tableau 3.4: Propriétés mécanique du composite (GFRP) [26].

/	Module élastique (GPa)	Coefficient de Poisson	Résistance de traction (MPa)	Module de cisaillement (GPa)	Epaisseur du stratifié (mm)
GFRP	$E_c=20.7$ $E_y=6.89$ $E_z=6.89$	$\nu_{xy}=0.26$ $\nu_{xz}=0.26$ $\nu_{zy}=0.3$	600	$G_{xy}=1.52$ $G_{xz}=1.52$ $G_{yz}=2.65$	1.3

Vu la symétrie de la poutre, un quart de la poutre est employé dans le modèle. L'épaisseur variable des composites de FRP crée des discontinuités, celles-ci peuvent développer des concentrations élevées des efforts aux secteurs locaux sur les modèles rapportant des difficultés dans la convergence des solutions. L'épaisseur cohérente de FRP est employée pour éviter ces discontinuités par la compensation avec des changements des modules d'élasticité et de cisaillement dans chaque couche (Figure 3.7).

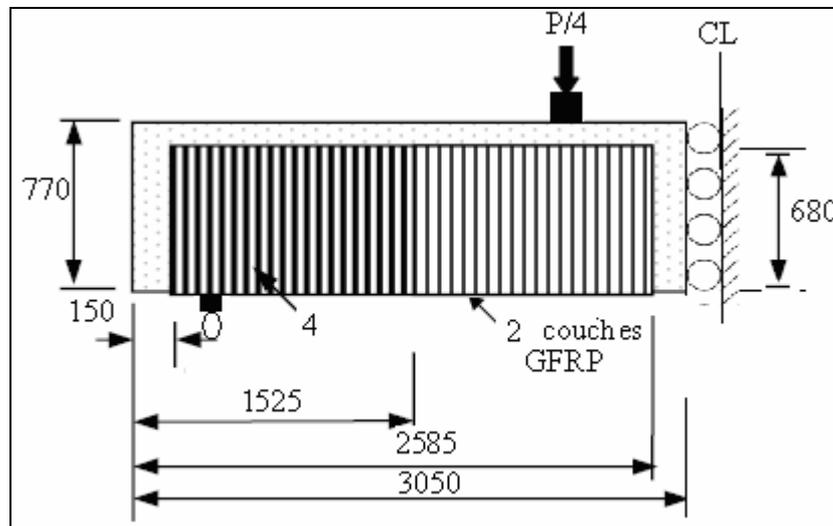


Figure 3.7: Modèle élément fini (dimensions en mm) [26]

Les déplacements sont mesurés à mi – travée des poutres. Le schéma 3.8, illustre les courbes charge-déplacement pour les poutres de références et les poutres renforcées au cisaillement. Les courbes charge-déplacement pour les modèles d'élément finis sont

comparables aux résultats expérimentaux. La partie linéaire dans les couches du modèle d'éléments finis est légèrement plus raide que les courbes expérimentales.

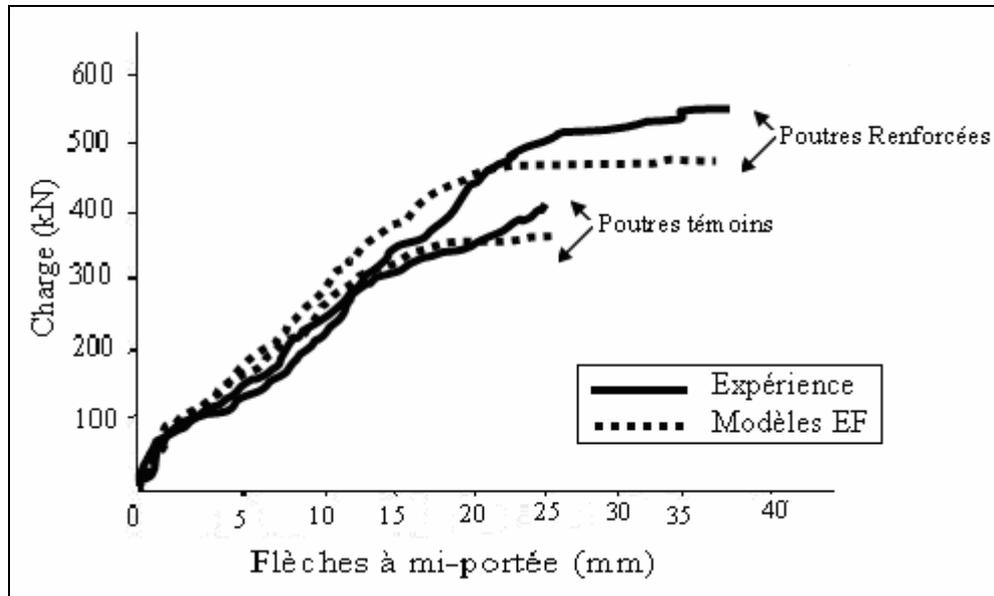


Figure 3.8: Courbe charge-déplacement [26].

### 3.2.2. Poutres renforcées par matériau composite à base de fibres de carbone (CFRP)

Une étude numérique à l'aide d'ANSYS a été menée par KACHALKEV et al [27] sur des poutres en béton renforcées, à la flexion par CFRP, et au cisaillement par GFRP. Les résultats obtenus ont été validés par des résultats expérimentaux. Un appui simple a été utilisé pour permettre la rotation aux appuis, les poutres ont été soumises à la flexion quatre points et le maillage a été raffiné immédiatement sous la charge. Aucun renfort du type étrier n'a été employé (Figure 3.9). L'approche non-linéaire de Newton-Raphson a été utilisée pour tracer la courbe d'équilibre Charge-déformation pendant la réponse. Il a été constaté que la convergence des solutions pour le modèle était difficile à réaliser en raison du comportement non-linéaire du béton renforcé. Les courbes de charge-déplacement pour les poutres de références et les poutres renforcées par CFRP et GFRP montrent une bonne concordance avec les résultats expérimentaux (Figure 3.10 et 3.11).

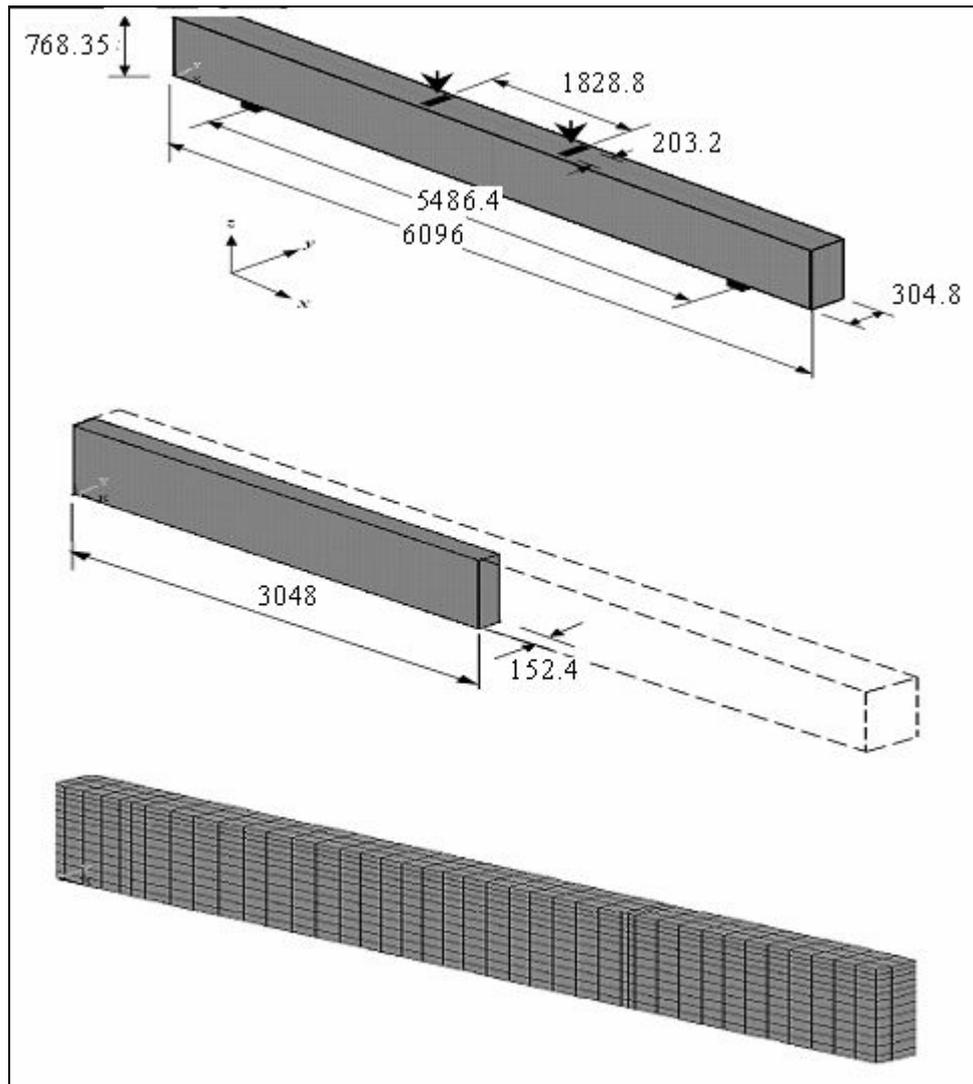


Figure 3.9: Géométrie et maillage de la poutre (dimensions en mm) [27].

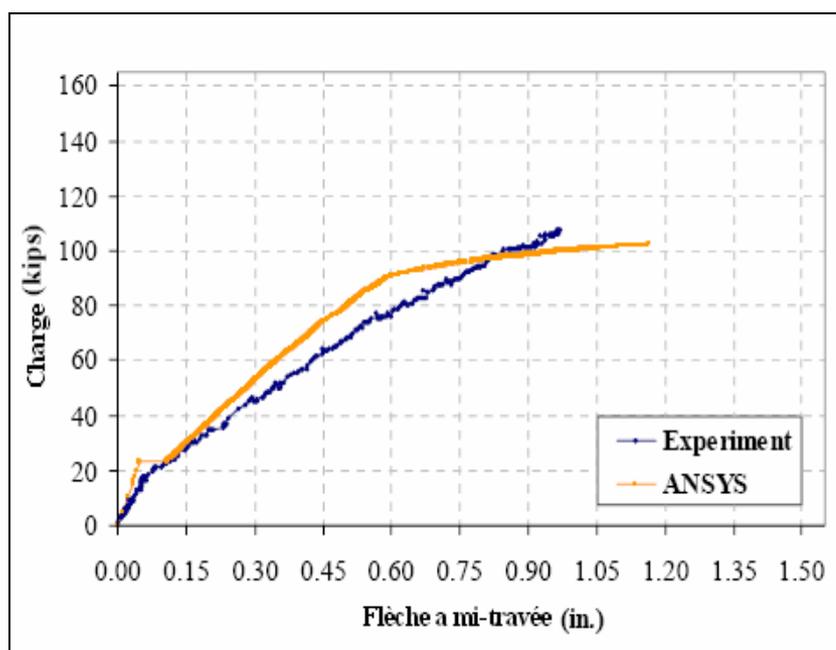


Figure 3.10: Courbe charge-flèche pour les poutres de références [27].

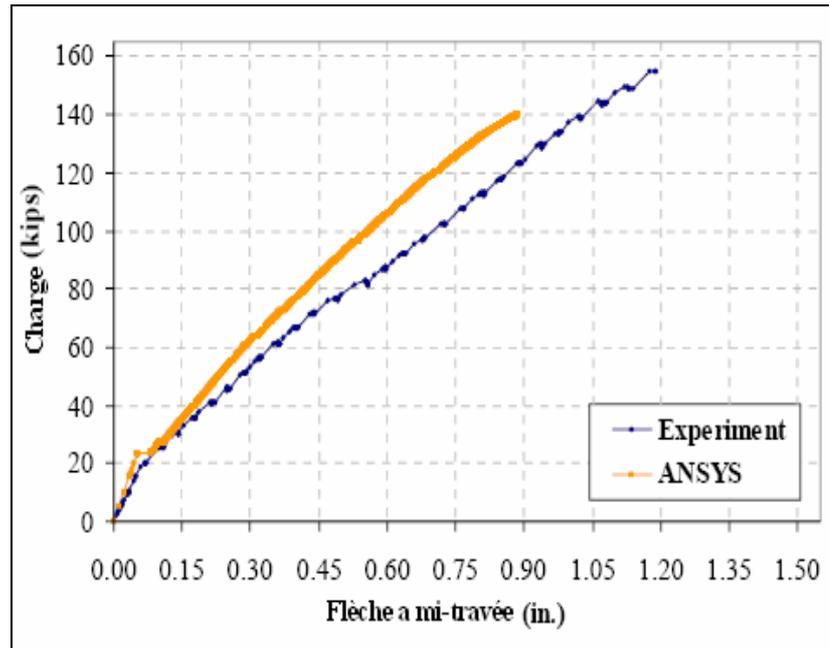


Figure 3.11: Courbe charge-flèche pour les poutres renforcée à la flexion [27].

Ce travail de modélisation du comportement des poutres en matériaux composites à base de fibres de verre a montré que le logiciel ANSYS est très fiable.

L'auteur a utilisé la connectivité nodale confirmant le choix établi par l'étude précédente. La comparaison numérique-expérimentale a montré aussi que ce modèle est en concordance avec les résultats expérimentaux.

### 3.3. Renforcement d'un pont

Un modèle d'élément finis tridimensionnel a été développé [28], pour examiner le comportement structural du pont d'Oregon (USA), avant et après renforcement.

Le pont a été réalisé en 1914, a une longueur de 18.28 m, et une largeur de 7.315 m, avec trois travées de 6.96 m. L'analyse non linéaire est exécutée par l'utilisation du logiciel ANSYS, où les matériaux : solid65, link8 et solid 46, représentent, le béton, l'acier et le matériau composite respectivement. Deux types de renforcement ont été constaté, un renforcement à la flexion par le composite à base de fibres de carbone (CFRP), et un renforcement au cisaillement assuré par matériau composite à base de fibres de verre (GFRP). Les résultats obtenus sont comparés aux données expérimentales.

Les propriétés matérielles des matériaux utilisés, sont récapitulées dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5: Propriétés matérielles des matériaux utilisés [28].

Types des Matériaux	Propriétés des matériaux				
	$\nu$	E MPa	G MPa	Contrainte MPa	Épaisseur mm
Béton	0.2	19650	-	$\sigma_{cu} = 17.24^{**}$ $\sigma_t = 2.586$	-
Acier	0.3	199900 <sup>**</sup>	-	$f_y = 275.8^{**}$	-
CFRP	$\nu_{12} = 0.216$ $\nu_{13} = 0.216$ $\nu_{23} = 0.3^*$	$E_{11} = 62050$ $E_{22} = 4826^*$ $E_{33} = 4826^*$	$G_{12} = 3266^*$ $G_{13} = 3266^*$ $G_{23} = 1862^{***}$	$\sigma_{ult(ten)} = 958.4$ $\sigma_{ult(comp)} = 599$ $\tau_{ult(12)} = 99.97$	1.067
GFRP	$\nu_{12} = 0.216$ $\nu_{13} = 0.216$ $\nu_{23} = 0.3^*$	$E_{11} = 20680$ $E_{22} = 6895^*$ $E_{33} = 6895^*$	$G_{12} = 1517$ $G_{13} = 1517$ $G_{23} = 2654^{***}$	$\sigma_{ult(ten)} = 599.8$ $\sigma_{ult(comp)} = 333.2$ $\tau_{ult(12)} = 30.34$	1.321

CFRP : Composite à base de fibres de carbone  
GFRP : Composite à base de fibres de verre

La répartition du chargement mobile du camion sur le tablier du pont est donnée comme par la figure 3.12.

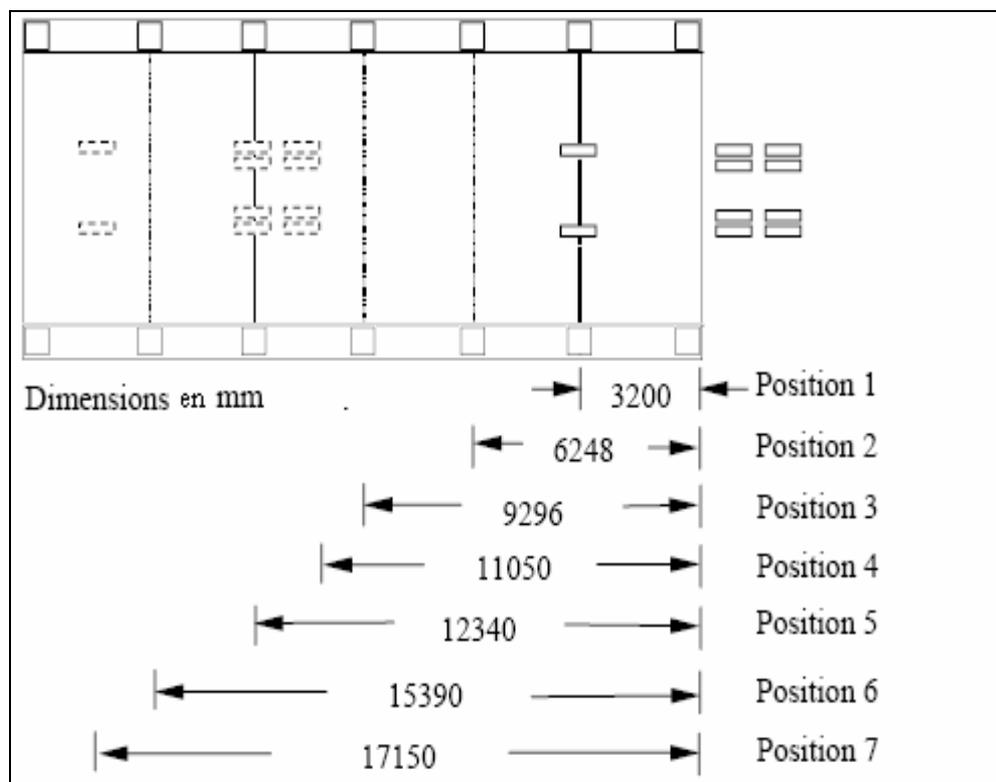


Figure 3.12: Les positions du chargement du camion le long du tablier (mm) [28].

Le modèle élément fini obtenu par le logiciel ANSYS, est présenté dans la figure suivante.

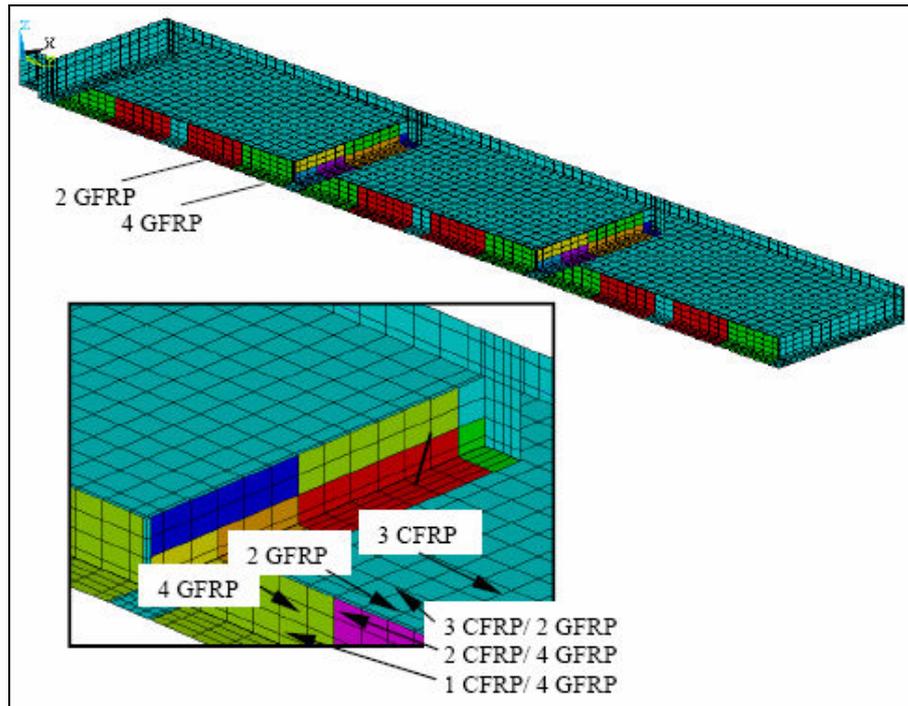


Figure 3.13: Modèle élément fini du tablier [28]

La comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux en terme des déformations, montre que ce modèle représente bien la structure en vu la concordance entre les résultats expérimentaux et ceux du modèle (Figure 3.14).

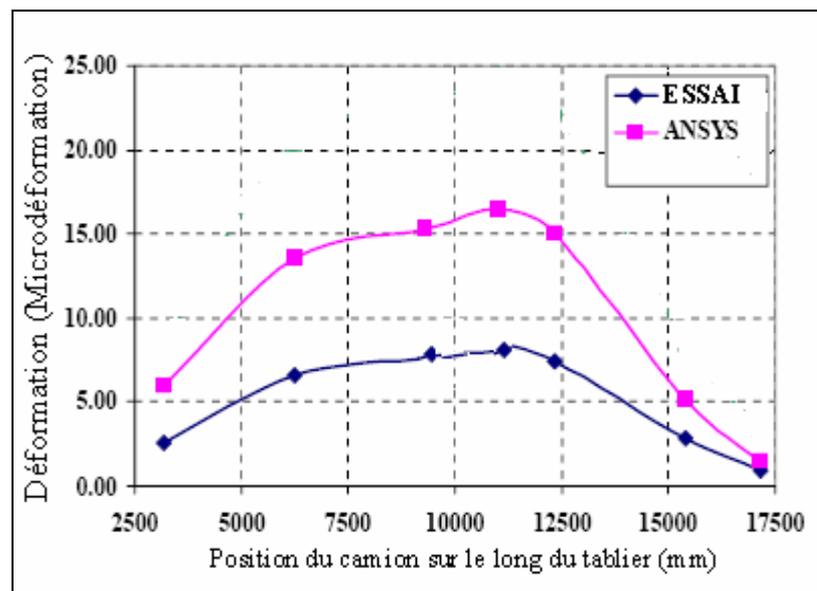


Figure 3.14: Courbes positions-déformations [28].

### 3.4. Conclusion

Les études ultérieures de la modélisation numérique statique, ont montré la possibilité de prédire le comportement non linéaire des structures renforcées par matériaux composites. L'effet bénéfique du renforcement sur le comportement des structures se traduit notamment par la réduction des flèches et des déformations et l'augmentation des charges de ruptures et de fissuration. Cependant, peu d'études ont été réalisées sur la modélisation numérique du comportement dynamique des structures renforcées par matériaux composites, à cet effet le chapitre suivant traitera le comportement statique et dynamique des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites aussi que le comportement dynamique d'un pont en béton armé renforcé par des matériaux composites.

## **CHAPITRE 4**

### **MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT D'UN PONT EN BETON RENFORCEE PAR MATERIAUX COMPOSITES**

#### 4.1. Introduction

Avec l'avènement des méthodes de calculs non linéaires, il est devenu possible de modéliser fidèlement le comportement d'une structure en béton armé. De par son comportement très hétérogène, le béton est un matériau très difficile à modéliser, spécialement son comportement en traction. Il existe deux façons; la méthode discrète qui tente de reproduire la propagation des fissures individuelles les unes des autres, et la méthode "étalée" qui simule un comportement global du béton en traction, sans prendre en compte l'ouverture des fissures. On nomme également cette dernière "modèle d'endommagement du béton". La grande complexité de la méthode discrète amène la plupart des logiciels de calculs à utiliser le deuxième procédé [29]. Mis à part le problème du béton, d'autres difficultés entrent en ligne de compte lorsque l'on modélise un élément de structure en béton armé, de surcroît s'il est renforcé par des matériaux composites collés. Les différents paramètres de liaison, d'adhérences et d'interfaces entre les matériaux sont en effet complexes à modéliser ou sont encore mal connus. Là encore, la plupart des études déjà réalisées font des simplifications. Les armatures sont représentées par une ligne sans prendre en compte l'adhérence au béton (considérée comme parfaitement liée) et la couche d'adhésion entre le béton et le FRP est ainsi négligée [30]. Notre étude est divisée en deux parties, la première concerne la modélisation numérique du comportement des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites et la deuxième présente une application pratique sur un pont en béton armé renforcé par matériaux composites. La modélisation s'est basée sur le logiciel "ANSYS".

#### 4.2. Présentation du logiciel "ANSYS"

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

laboratoire. Le programme ANSYS est capable de prendre en compte la non-linéarité ainsi que la plasticité, la grande déformation, l'hyper-élasticité, le retrait, le contact, l'anisotropie du matériau...etc. Pour l'introduction des données, il existe deux méthodes:

- Interface graphique (Gui/Graphical user interface) qui est composé de fenêtre, menus, boîtes de dialogue et d'autres éléments qui permettent d'introduire les données et d'exécuter des fonction;
- Au moyen des commandes dont le logiciel ANSYS possède plus de 800 commandes.

Le logiciel ANSYS 5.4, contient plus de neuf processeurs dont l'utilité, le chemin d'accessibilité et les commandes sont résumées dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1: Processus disponible dans le logiciel ANSYS 5.4 [32]

Processeur	Fonction	Chemin GUI	Commande
PREP 7	Création du modèle (propriétés des matériaux, géométrie.)	Main menu > preprocessor	/PREP7
Solution	Application du chargement et obtention des solutions.	Main menu > solution	/SOLU
Post1	Revue des résultats du modèle entier à un temps spécifié.	Main menu>General post prop	/Post1
Post26	Revue des résultats à des points spécifiques du modèle en fonction du temps.	Main menu>time hist postprop	/Post26
OPT	Conception initiale	Main Menu>design opt	/OPT
AUX2	Transformation des fichiers binaires en forme exploitable		/AUX2
AUX 12	Spécifique aux analyses thermiques (calcul et génération de la matrice de radiation)	Main Menu>radiation matrix	/AUX12
AUX 15	Translation des fichiers CAD	Utility Menu>File>Import	/AUX 15
RUNSTQT	statistiques	Main Menu>Run-time stats.	/RUNST

La bibliothèque d'élément d'ANSYS contient plus de 100 types d'éléments différents.

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

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

Les résultats sont donnés sous forme de listes, tables (déplacements nodaux, contraintes, déformations...etc.), et sous forme graphes, modèles 3D (contours des contraintes, déformations, fissuration....etc.)

### 4.3. Modélisation des poutres renforcées par matériaux composites

#### 4.3.1. Introduction

Pour analyser les nouvelles techniques de renforcement, on présente dans cette partie une modélisation numérique par le biais du logiciel ANSYS de poutres renforcées par composites à base de fibres de carbone. Les poutres modélisées sont ceux testées par M.ABDESSAMED à l'université de Blida [4] (Figure 4.1).

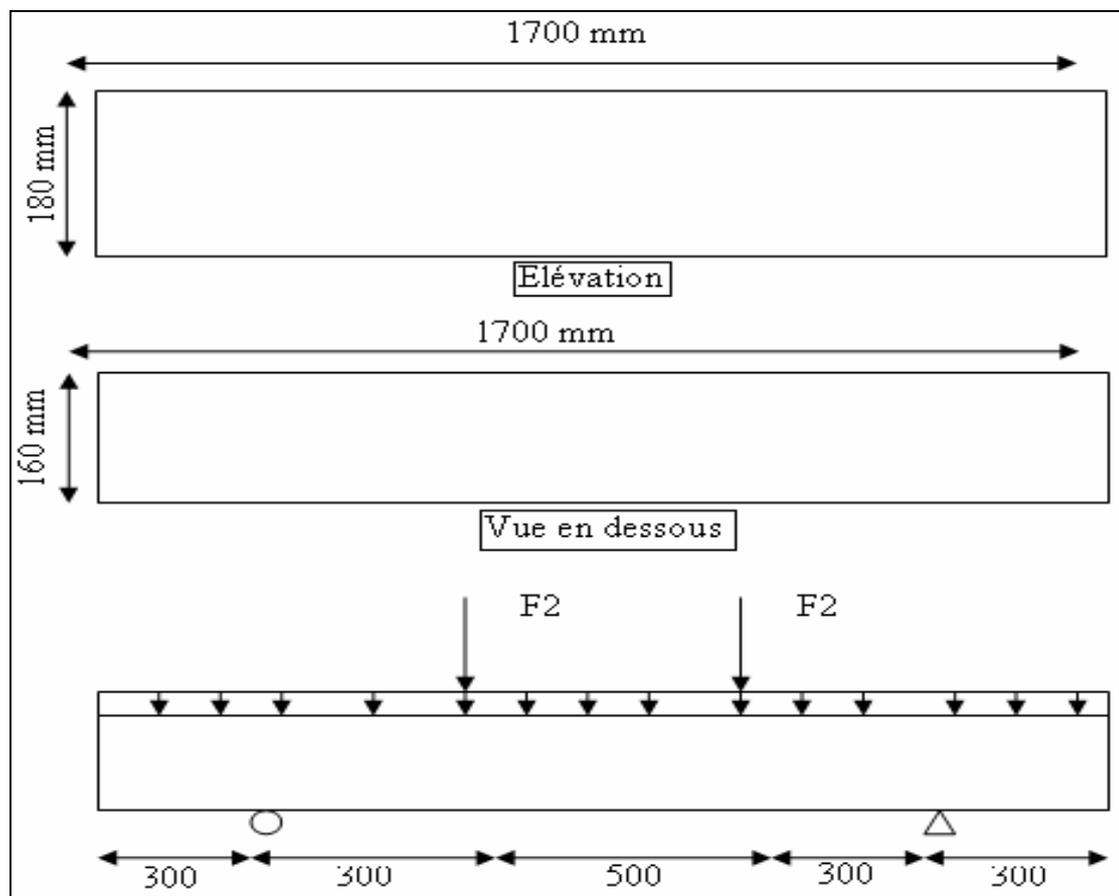


Figure 4.1: Schéma statiques des poutres d'essai [4].

Les types des éléments utilisés, ainsi les modèles des matériaux choisis seront présentés.

### 4.3.2. Types d'éléments

#### 4.3.2.1. Béton

L'élément "Solid 65", est utilisé pour modéliser les pièces massives dans une structure renforcées par ferrailage, ce dernier ayant huit nœuds, chaque nœud contient trois degrés de liberté, des translations dans les trois directions nodales, l'élément est capable d'une déformation plastique et de se fissurer dans les trois directions, comme (Figure 4.2) [32].

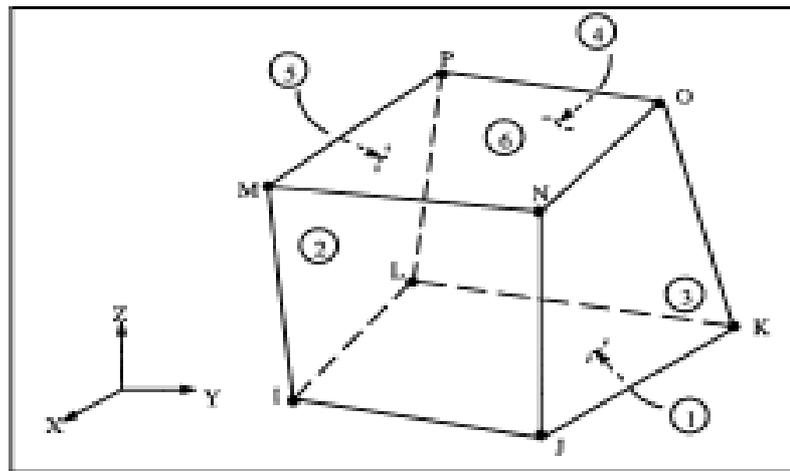


Figure 4.2: Solid 65 à 3D [32].

#### 4.3.2.2. L'acier

L'élément (Link 8, 3D Spar) de la bibliothèque des matériaux dans L'ANSYS, est utilisé pour la modélisation de l'acier. Cet élément ayant deux nœuds, chaque nœud contient trois degrés de liberté et trois déplacements dans les directions X, Y, Z.

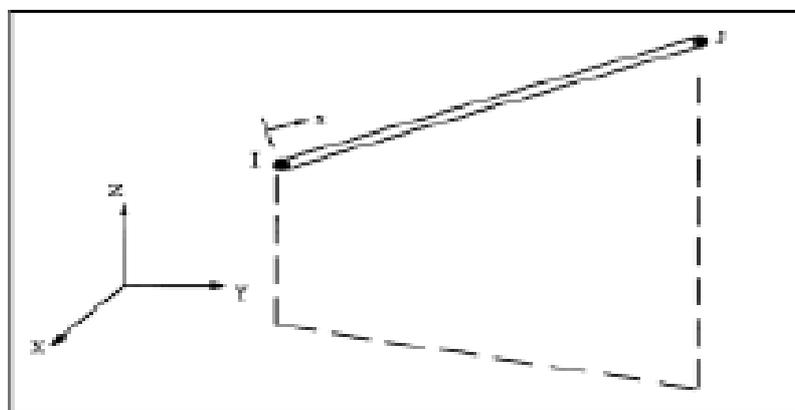


Figure 4.3: Link8 – 3-D spar [32].

#### 4.3.2.3. Matériaux composites

L'élément "Solid 46", est un élément solide utilisé pour modéliser le comportement des matériaux composites, l'élément ayant 100 différentes couches avec différentes orientations avec ses propriétés orthotropiques dans chaque couche, trois degrés de liberté pour chaque nœud et déplacements dans les trois directions (Figure 4.4).

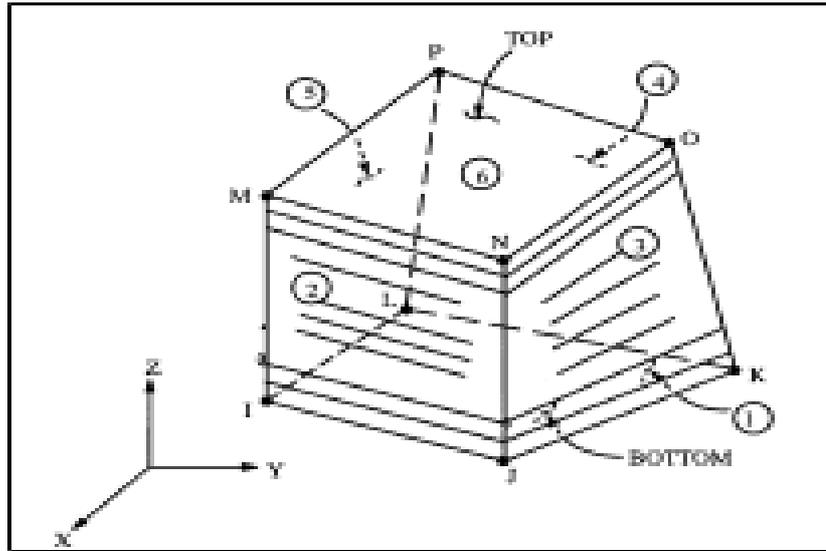


Figure 4.4: Solid 46 – 3-D layered structural solid [32].

#### 4.3.3. Propriétés des matériaux

##### 4.3.3.1. Béton

Le béton est un matériau quasi fragile, ayant un comportement très différent en compression et à la traction. La résistance à la traction est en général 8 à 15% de la résistance à la compression [28]. La courbe contrainte - déformation du béton est présentée dans la figure 4.5. En compression, la courbe contrainte-déformation est linéairement élastique jusqu'à environ 30% de la contrainte maximale à la compression. Au-dessus de ce point, la contrainte augmente graduellement jusqu'à la contrainte maximale à la compression ( $\sigma_{cu}$ ). Après ce point la courbe descend, et se produit l'écrasement et la rupture à une déformation ultime  $\epsilon_{cu}$ . En traction, la courbe contrainte-déformation est approximativement linéaire et élastique jusqu'à la contrainte maximale à la traction, puis la résistance diminue graduellement à zéro.

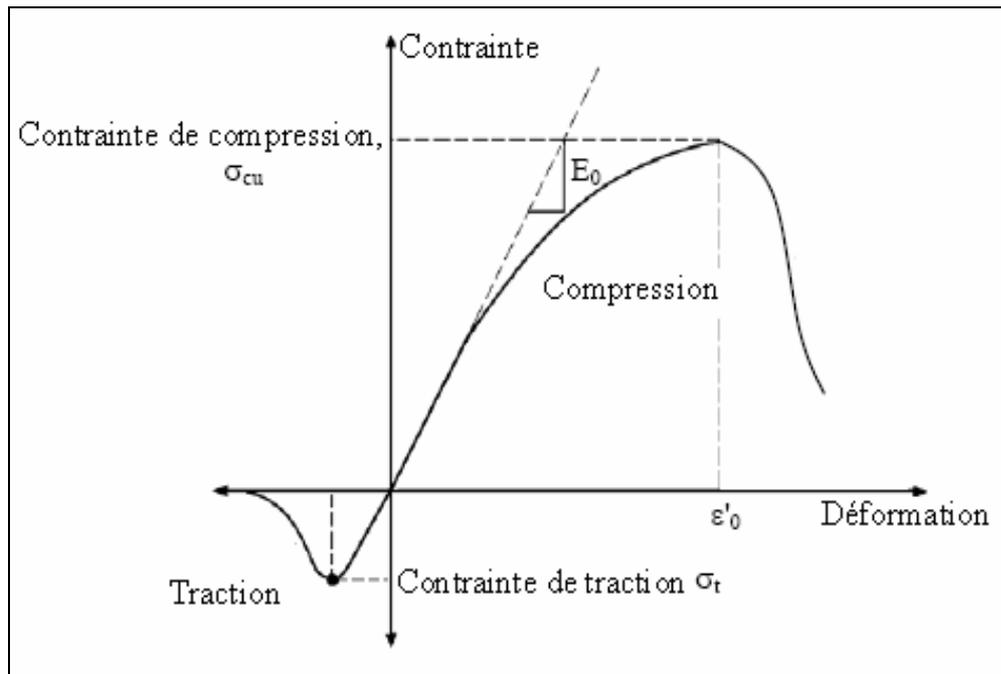


Figure 4.5: Comportement typique du béton sous un chargement uniaxial [28].

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

- Module d'élasticité ( $E_c$ ).
- Résistance à la compression ultime ( $f'_c$ ).
- Résistance à la traction ultime ( $f'_t$ ).
- Coefficient de poisson ( $\nu$ ).
- Coefficient de transfert de cisaillement ( $\beta_t$ ).
- La relation contrainte-déformation en compression uniaxiale.

Les résistances ultimes du béton à la compression et à la traction, ont été calculées par les équations (4.1), et (4.2) respectivement.

$$f'_c = \left( \frac{E_c}{4730} \right)^2 \quad (4.1)$$

[28]

$$f'_t = 0.623 \sqrt{f'_c} \quad (4.2)$$

Où:  $E_c$ ,  $f'_c$  et  $f'_t$  en MPa.

Le coefficient de poisson pour le béton est assumé égal à 0.2. Le coefficient transfert de cisaillement  $\beta_v$ , varie entre 0.05 et 0.25 [28], et dans cette étude il est assumé égal à 0.2.

Le programme d'ANSYS, utilise la relation contrainte-déformation pour le béton dans la compression uniaxial. Les équations suivantes ont été utilisées pour calculer la courbe multilinéaire isotopique du béton.

$$f = \frac{E_c \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2} \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \quad (4.4)$$

$$E_c = \frac{f}{\varepsilon} \quad (4.5)$$

Avec:

$f$  : Contrainte du béton en MPa.

$\varepsilon$  : déformation pour la contrainte  $f$ .

$\varepsilon_0$ : Déformation à la résistance ultime de compression  $f_{uc}$ .

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

$$E = \sigma/\varepsilon \quad (4.6)$$

La figure 4.6, illustre la courbe contrainte –déformation simplifiée du béton sous un chargement uniaxial.

La courbe est contient six points reliés par lignes droites, le premier point, définis par  $0.3 f_c$  qui est calculé par l'équation (4.5), les points intermédiaires sont obtenus à partir l'équation (4.3), et  $\varepsilon_0$  calculé par l'équation (4.4), le dernier point est définit par  $f_c$  et  $\varepsilon_0$ , après ce point un comportement parfaitement plastique est supposé.

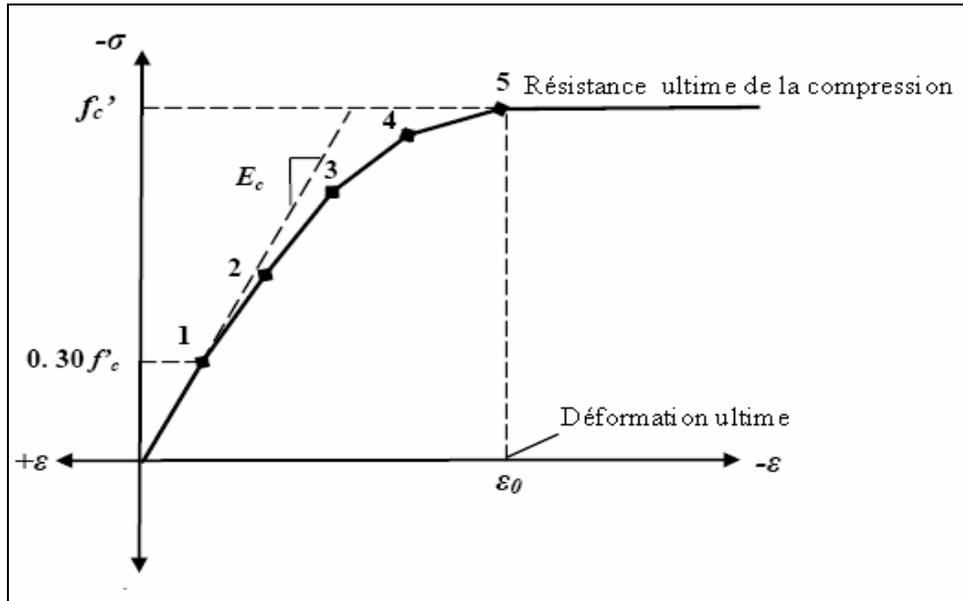


Figure 4.6: Diagramme contrainte-déformation simplifié du béton en compression uniaxial [28].

La courbe contient six points reliés par lignes droites. Le premier point, défini par  $0.3 f_c$  et est calculé par l'équation (4.5). Les points intermédiaires sont obtenus à partir de l'équation (4.3), et  $\varepsilon_0$  calculé par l'équation (4.4). Le dernier point est défini par  $f_c$  et  $\varepsilon_0$ . Après ce point, un comportement parfaitement plastique est supposé.

Les propriétés du béton utilisées dans cette étude sont, le module d'élasticité :  $E_c = 25000$  MPa, résistance à la compression égale à : 28 MPa, la résistance à la traction est de 3 MPa. Cependant ces propriétés du béton utilisées sont celles pour l'étude expérimentale.

Tableau 4.2: Les données des cinq points.

	Déformation ( $\varepsilon$ ) en ‰	Contrainte ( $\sigma$ ) en MPa
Point 1	0.336	8.4
Point 2	0.672	15.4
Point 3	0.1	20.9
Point 4	0.13	24.7
Point 5	0.22	28

#### 4.3.3.2. L'acier

La courbe contrainte –déformation L'acier de ferrailage est donnée par la figure 4.7.

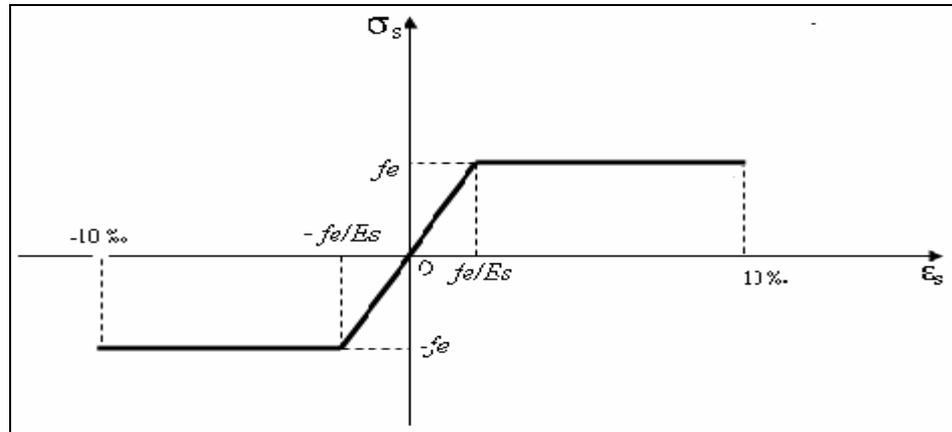


Figure 4.7: Diagramme contrainte – déformation de l'acier [28].

Les propriétés de l'acier introduit dans L'ANSYS :

- Module d'élasticité:  $E_s = 210\,000$  MPa.
- La contrainte de traction:  $F_y = 410$  MPa.
- Le coefficient de poisson:  $\nu = 0.3$ .

#### 4.3.3.3. Matériaux composites

Les fibres de carbones imprégnés dans la résine époxydique constituent le matériau composite qui contient deux éléments la matrice et la fibre. Les deux constituants sont combinés microscopiquement, comme illustre la figure suivante.

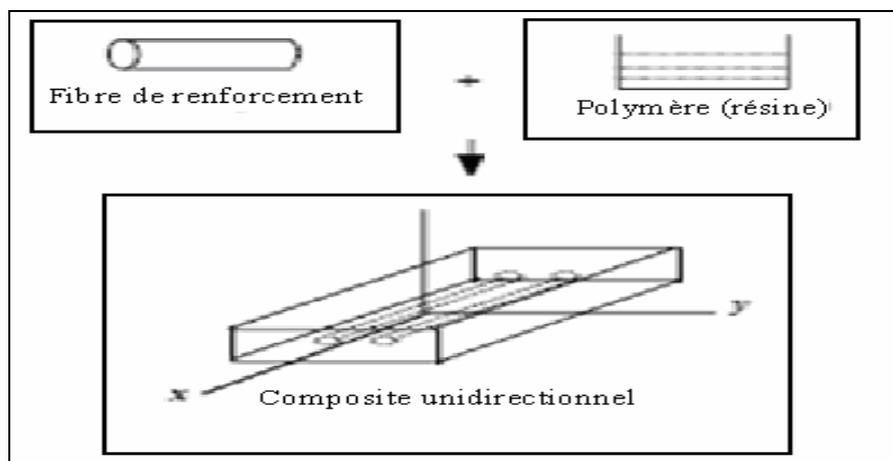


Figure 4.8: Constituants d'un matériau composite [28].

Le composite à base de fibre de carbone CFRP, est un matériau anisotrope car ses propriétés ne sont pas les mêmes dans toutes les directions. Les fibres de carbone sont utilisées généralement pour le renforcement de flexion grâce à leur grande contrainte de traction qui est de l'ordre de 965 MPa. Le comportement des matériaux composites est donné par la figure par la figure 4.9. Le comportement montre la partie élastique caractérisée par une contrainte de traction de 965 MPa, et une déformation de 1.5%.

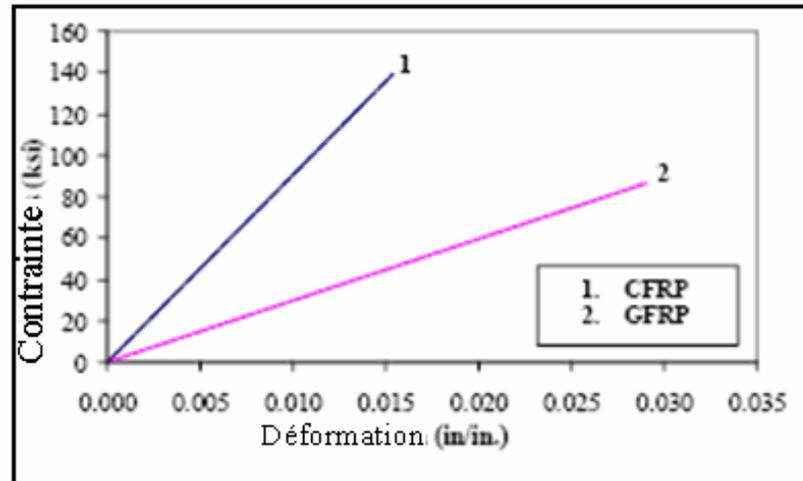


Figure 4.9: Courbe contrainte – déformation pour FRP composite [28].

Les données à prendre en considération pour les matériaux composites sont les suivantes :

- Nombre de couche;
- L'épaisseur de chaque couche;
- Orientation des fibres pour chaque couche;
- Module d'élasticité du matériau composite dans les trois directions ( $E_x$ ,  $E_y$ ;  $E_z$ );
- Module de cisaillement du matériau composite dans les trois directions ( $G_{xy}$ ,  $G_{yz}$ ;  $G_{xz}$ );
- Coefficient de poisson major pour les trois plans.

Le tableau suivant résume les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux composites utilisées dans la modélisation.

Tableau 4.3: Propriétés des FRP

FRP composite	Module d'élasticité MPa	Coefficient de poisson major	Contrainte de traction MPa	Module de cisaillement MPa	Epaisseur (mm)
CFRP	Ex = 62000 Ey = 4800 Ez = 4800	$\nu_{xy} = 0.2$ $\nu_{xy} = 0.2$ $\nu_{xy} = 0.3$	958	G <sub>xy</sub> = 3270 G <sub>xy</sub> = 3270 G <sub>xy</sub> = 1860	0.9

CFRP: polymère renforcé par des fibres de carbone.

#### 4.3.4. La géométrie

La figure ci-dessous représente la géométrie de la poutre, le béton et l'acier et le matériau composite, et le chargement. La géométrie du béton (solid 65), et du matériau composite (solid 46) est construite par un élément volume (bloc). L'acier est présenté par des éléments barres (link8). Ces éléments sont connectés avec le béton nœud par nœud, pour établir la bonne distribution de la charge, et pour garantir la meilleure connectivité entre les différents éléments discrétisés.

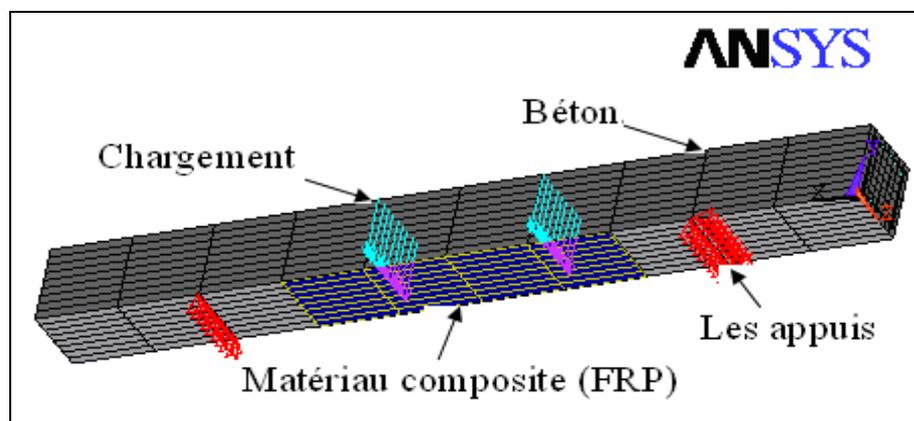


Figure 4.10: La géométrie de la poutre par ANSYS

Le ferrailage de la poutre dans le modèle d'élément fini adopté par ANSYS, est représenté par l'élément Link 8. Cet élément est discrétisé par des éléments barres connectés nœud par nœud dans le béton, pour assurer la connectivité nodale. Le ferrailage contient des barres longitudinales et des armatures transversales (étriers). La figure 4.11, illustre la discrétisation faite pour le ferrailage de la poutre, avec les connectivités choisies.

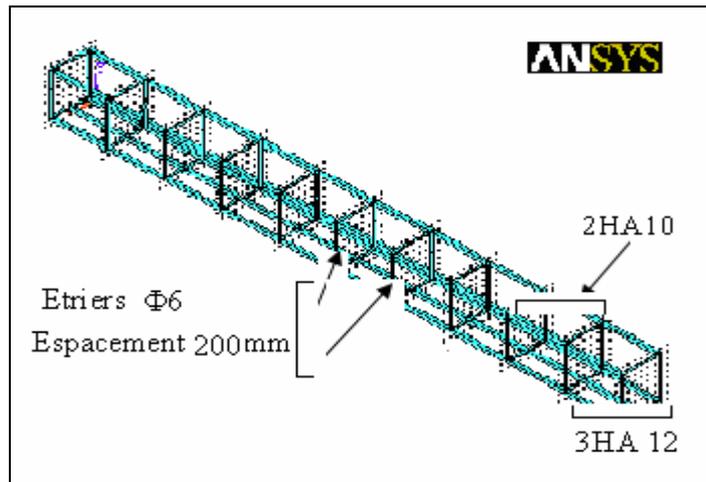


Figure 4.11: Le ferrailage de la poutre.

#### 4.3.5. Discrétisation par élément finis

Modéliser un ouvrage consiste à sélectionner les éléments finis en fonction de paramètres géométriques, mécaniques et cinématiques (globaux ou locaux) et en fonction de degrés de liberté définis en des points remarquables (nœuds). Les éléments sont d'abord choisis pour traduire au mieux le fonctionnement élémentaire d'une structure de forme déterminée soumise à certaines conditions aux limites. Ce choix dépend principalement des modèles et méthodes mises en œuvre. Il faut ensuite assembler les éléments. Or la manière d'assembler ne peut être quelconque. Parce que les degrés de libertés des nœuds appartenant à des éléments juxtaposés doivent être de même nature, aux nœuds des éléments, les composantes inconnues ou supposées, si elles sont incompatibles, ne sont pas superposables. L'assemblage des éléments est donc régi par des principes portant sur la construction géométrique des maillages en terme de distribution et de numérotation des nœuds et en terme de connexion des éléments ou de continuité entre les composantes des variables nodales. Mais les éléments finis matérialisent aussi des corps physiques. L'assemblage de corps comme la poutre, la plaque ou la coque, fait alors intervenir des caractéristiques mécaniques et parfois rhéologiques spécifiques qui peuvent prendre le pas sur les caractéristiques géométriques [33].

Donc l'analyse par élément fini est basée sur le maillage du modèle, qui est divisé en petits éléments. Ensuite le chargement est appliqué le calcul des contraintes et des déformations aux points d'intégrations est réalisé [28] (Figure 4.12).

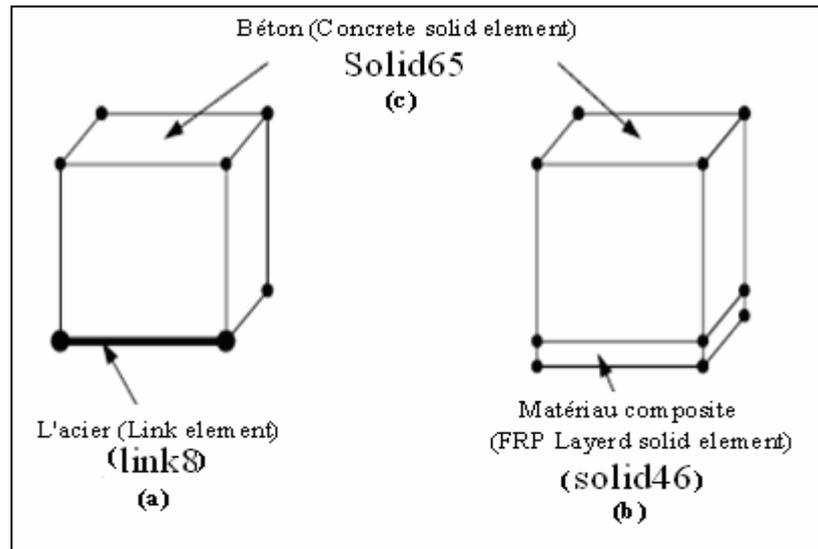


Figure 4.12: La connectivité des éléments [28].

La convergence des résultats est obtenue lorsque le maillage est dense et le nombre d'éléments est adéquat.

#### 4.3.6. Chargement et conditions aux limites

Une structure ne peut être justifiée qu'à condition d'être correctement chargée. Généralement, les ouvrages sont construits pour supporter ou transmettre des charges. L'objet d'un calcul par élément finis est donc de montrer que, moyennant certaines hypothèses et certains coefficients de sécurité, le modèle résistant reste compatible avec un niveau de charge autorisée.

Or, la réponse résistante d'un ouvrage est étroitement liée à la modélisation de la charge agissante. Les charges réelles ne sont pas directement applicables aux structures (considérées comme modèles d'élément finis). Il faut convertir ces charges (dans des directions choisies), en forces et en couples équivalents et les appliquer aux nœuds (associés à des degrés de libertés) d'un maillage. La précision des calculs est donc non seulement fonction de la façon dont les charges sont traduites numériquement mais également fonction de la façon dont les modalités d'application des charges (délimitation des voies de circulation sur une chaussée, par exemple) sont interprétées [28].

Les deux poutres, qui sont testées par flexion quatre points sont données dans la figure 4.13. Le modèle est chargé avec les mêmes conditions que l'essai expérimental.

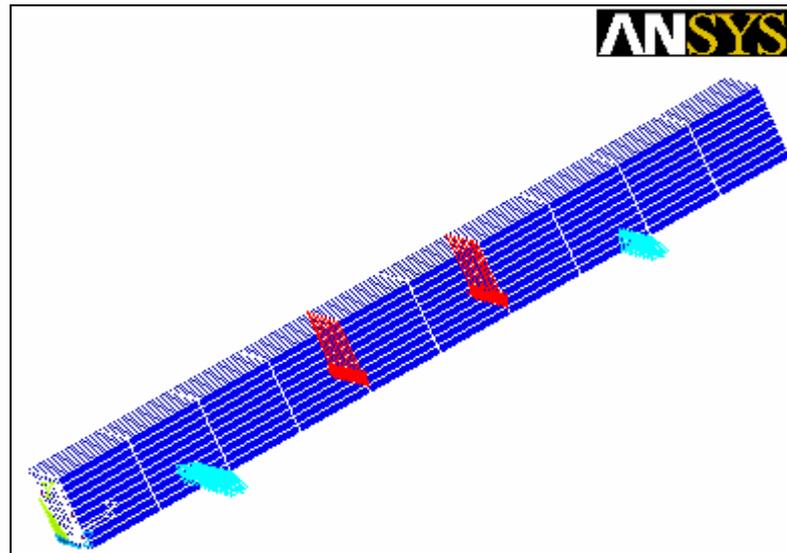


Figure 4.13: Chargement et appuis

#### 4.3.7. Solution non linéaire

En mécanique linéaire, il y a une proportionnalité entre la charge appliquée et le déplacement résultant. Tandis qu'en mécanique non-linéaire, si on double la charge le déplacement n'est plus multiplié par deux et la raideur de la structure n'est plus une constante. On distingue la non-linéarité matérielle et la non-linéarité géométrique.

La non-linéarité matérielle, est appliqué lorsque la relation liant la contrainte à la déformation n'est pas linéaire, c'est le cas de la plasticité ou d'un comportement qui est différent en traction et en compression, bien que linéaire pour chacune des sollicitations. Tandis que la non-linéarité géométrique est telle que, lorsque la relation liant déformation au déplacement n'est plus linéaire, il devient donc nécessaire de prendre en compte des termes d'ordre deux dans l'expression des déformations [28]. Puisque le logiciel appliqué a un comportement non linéaire, on prévoit pour la solution non linéaire la charge totale appliquée pour le modèle d'élément finis qui est devisée en série d'incrément de charge dite " load step". Pour la fin de chaque solution incrémentale, la matrice de raideur du modèle est ajusté pour prendre en compte le changement non linéaire dans la rigidité de la structure avant de procéder la suite de la charge incrémentale [30]. Dans cette étude, on utilise la méthode d'itération de Newton Raphson pour adapter la rigidité du modèle.

La méthode de Newton Raphson, exige une convergence pour chaque fin de charge incrémentale sans tolérance limitée. La figure 4.14, montre l'approche de la méthode.

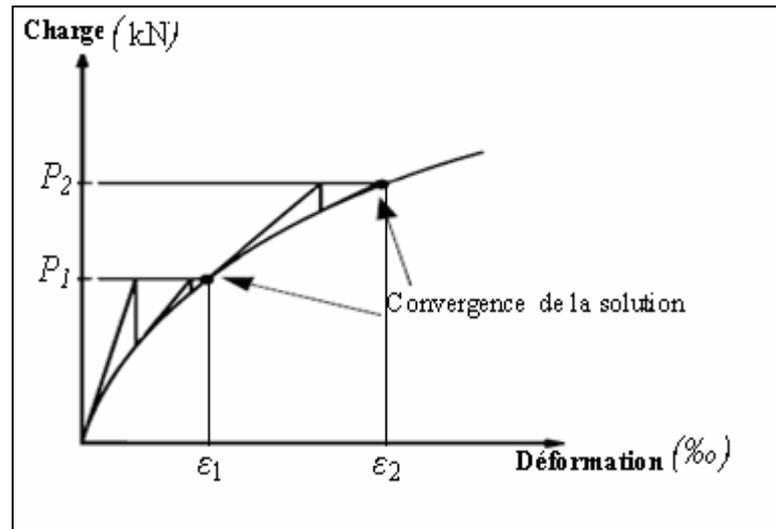


Figure 4.14: Solution itérative -Newton Raphson- (02 charges incrémentale) [28].

Dans la méthode de Newton Raphson, la tolérance limite de la convergence de la solution, est de (0.5 %, pour la charge, et de 5%, pour le déplacement). Pour l'analyse non linéaire, le programme de l'Ansys préconise " automatic time stepping", le pas de chargement est basé sur l'histoire de la solution précédente et la physique du modèle.

Si le comportement de convergence est lisse, "automatic time stepping", augmentera l'incrément de charge jusqu'à une taille de l'étape choisie de la charge maximale. Tandis que si le comportement de convergence est brusque, "automatic time stepping", bissectera l'incrément de la charge jusqu'à " load step size" de la charge ultime choisie.

L'objectif de l'étude numérique est de comprendre le comportement des différents procédés de renforcement des poutres et comparer la performance des différentes poutres.

Dans cette partie, une comparaison sommaire entre les résultats obtenus par l'analyse d'élément finis "ANSYS" et les résultats expérimentaux du deux poutres, et aussi l'effet des matériaux composites sur le comportement des poutres. La comparaison sera faite comme suit :

- Charges - flèches.
- Charges - déformations

#### 4.3.8. Résultats obtenus par ANSYS pour la poutre en béton armé non renforcée

On présente dans ce paragraphe les étapes utilisées et leurs résultats :

##### A. Le maillage, les appuis, le chargement, le ferrailage

La figure 4.15, montre les étapes suivies et qui sont faites dans le post préprocesseur du logiciel ANSYS :

- La formulation de la géométrie du matériau béton, qui est considéré comme un élément de volume (block), le nombre de maille de cet élément est pris égal à :  $9 \times 8 \times 10 = 720$  élément (solid 65).
- Le deuxième matériau est l'acier (link 8), qui est considéré comme un élément barre. Pour assurer la connectivité entre les deux types de matériaux, l'élément est connecté nœud par nœud avec le premier matériau. Cet élément est divisé en : 50 éléments (armatures longitudinales), et 1848 éléments (armatures transversales).
- La poutre est considérée avec un appui d'un côté, et un appui double dans l'autre côté.

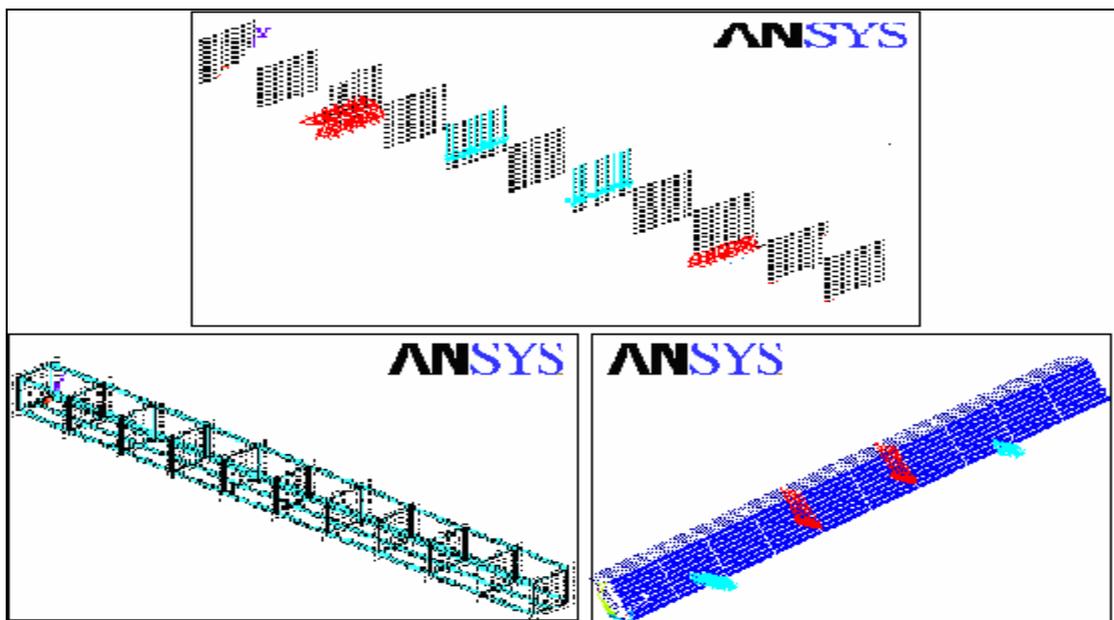


Figure 4.15: Chargement de la poutre + le ferrailage

Dans cette étude, l'adhérence entre le béton et l'acier est considérée parfaite, le lien parfait est assuré par l'acier de renforcement (link8) qui est relié entre les nœuds de chaque élément solide du béton adjacent.

### B. Lancement de calcul

A partir des caractéristiques mécaniques et géométriques de chaque matériau, le logiciel ANSYS, calcule les contraintes (stress), les déformations (strain) et les déplacements. Le calcul se fait dans le post processor solution. Dans ce post on peut calculer la solution du LS (load step). Les résultats de la solution sont donnés dans le post 1 ou 26. On peut avoir les résultats graphiquement (contraintes - déformations), ou par des listes (déplacements, contraintes et déformations).

La figure 4.16, présente la distribution de la contrainte dans la poutre. Sous l'effet du chargement extérieur, vu la symétrie du problème, les contraintes présentent aussi une symétrie axiale. Les deux contraintes observées dans cette figure sont : la contrainte de compression qui apparaît sur la partie supérieure de la poutre et surtout près de l'application de chargement, et une contrainte de traction sur la partie tendue de la poutre qui est très supérieure à mis travée de la poutre.

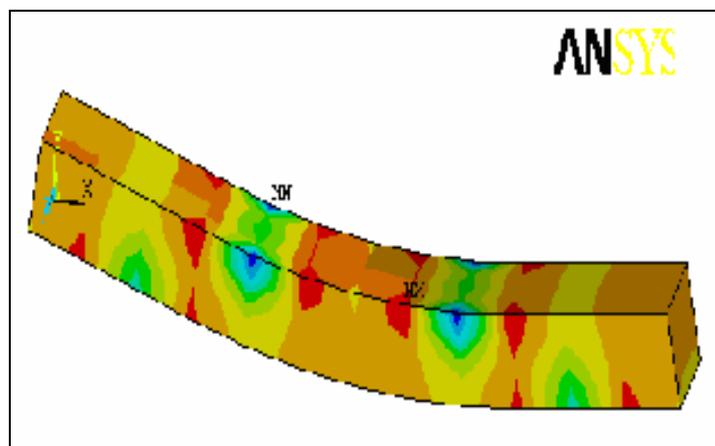


Figure 4.16: La distribution des contraintes

La figure 4.17, représente la déformation de la poutre, sous les conditions de chargement. Vu la symétrie de la géométrie de la poutre, les déformations sont aussi symétriques.

On remarque d'après cette figure que la partie inférieure de la poutre représentée par la couleur bleue est la partie la plus dangereuse. Ces déformations sont dues à la traction du

béton et de l'acier. La gravité de la déformation est remarquée au milieu de la poutre. La partie représentée par la couleur rouge est due aux contraintes de compression et on remarque une compression plus importante du béton (la concentration des deux charges).

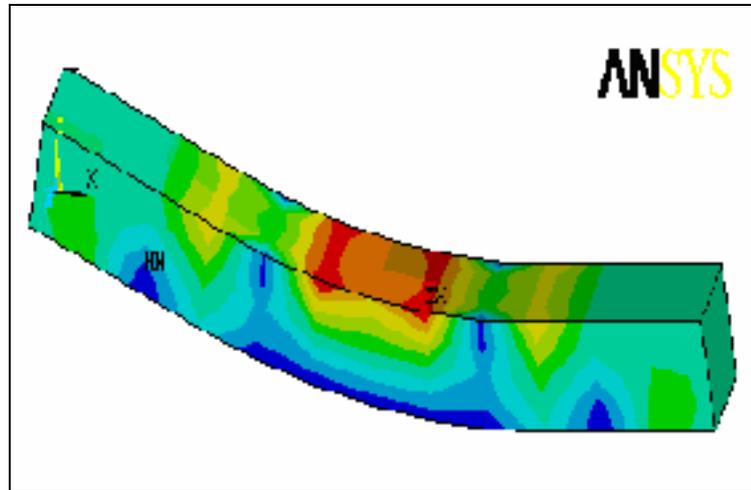


Figure 4.17: La déformation de la poutre.

### C. La liste des résultats obtenus

Les résultats obtenus par ANSYS, sont donnés dans chaque nœud (résultats nodaux). Notre objectif est de connaître les nœuds les plus sollicités et les plus déformables sous ce type de chargement. A ce point, on tire toute la liste des déplacements et des déformations pour chaque pas de chargement (load step), et pour chaque nœud puis on extrait les résultats les plus défavorables. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 4.4.

Tableau 4.4: Les résultats obtenus

Charge (kN)	Déplacement (mm)	Déformations (‰)
0	0	0
75	4.4	0.38
85	5.01	0.47
90	5.2	0.59
100	5.8	0.68
110	6	0.78

#### D. Représentation graphique des résultats obtenus

La figure 4.18, donne la courbe de la variation de la flèche en fonction de la charge. On observe une augmentation considérable de la flèche jusqu'à une charge de 80 kN, correspondant à un écoulement élastique de la poutre en béton armé. Puis un écoulement élastoplastique est observé avec une augmentation rapide de la flèche allant jusqu'à 5.4 mm pour un chargement de 80 kN, ce qui représente expérimentalement la propagation des fissures. Au delà d'une charge de 85 kN, une évolution rapide de la flèche est notée due à un écoulement plastique (plastification des aciers) dans l'essai expérimental.

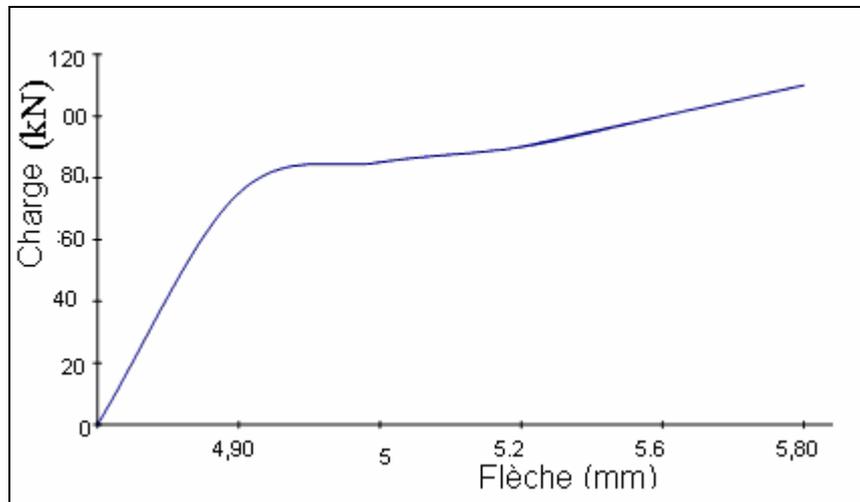


Figure 4.18: Evolution des flèches à mi- travée

La figure 4.19, exprime la courbe de l'évolution de la déformation de la poutre en fonction de la charge. On remarque une première partie linéaire de la courbe, une variation de la charge entre (0-80) kN, donnant une déformation entre (0- 480  $\mu\text{m}/\text{m}$ ). Cette phase correspondre à la phase du béton armé non fissuré. Pour charge allant de 80 kN jusqu'à 85kN, on remarque une déformation importante allant jusqu'à (600  $\mu\text{m}/\text{m}$ ), c'est la phase du béton armé fissuré. Au-delà d'une charge de 85 kN, on constate une déformation très importante, c'est la partie du béton armé fissuré plastique.

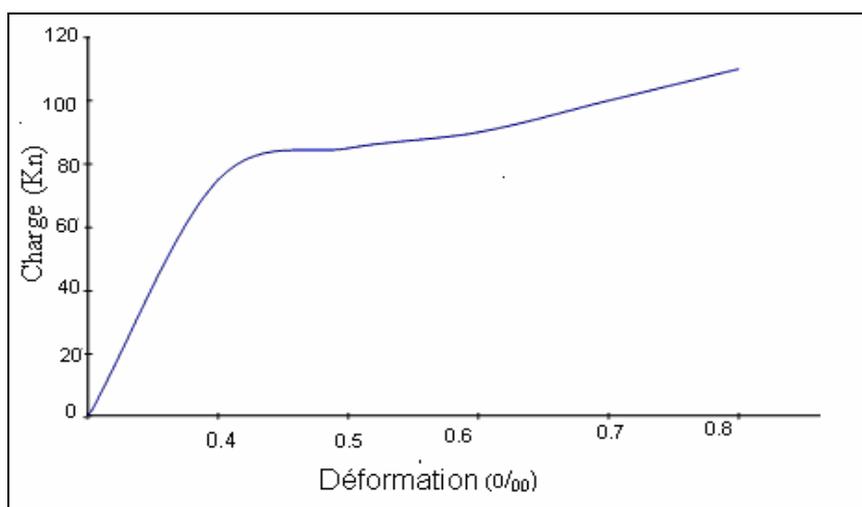


Figure 4.19: Variation de la déformation en fonction de la charge

#### 4.3.9. Résultats obtenu par ANSYS pour la poutre en béton armé renforcée par un matériau composite à base de TFC

Ce travail consiste à modéliser une poutre en béton armé renforcée par matériaux composites.

##### A- le maillage, les appuis, le chargement, le ferrailage

La figure 4.20, présente la discrétisation de la poutre en petits éléments. Le béton est considéré comme un élément volume. Le matériau composite est représenté comme élément bloc (solid 46), et l'acier comme élément barre. La connectivité entre les trois matériaux est nécessaire pour garantir la répartition correcte des efforts. Le nombre des éléments (béton, aciers), reste le même et on ajoute l'élément de FRP:  $3 \times 8 \times 1 = 24$  éléments (FRP). Les mêmes conditions d'appuis que l'exemple précédent sont conservées.

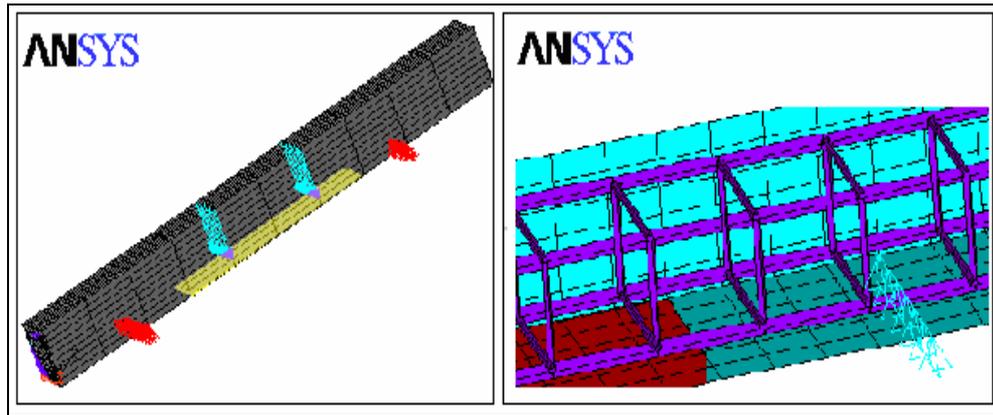


Figure 4.20: Poutre en BA renforcée par matériau composite TFC.

#### B - Lancement de calcul

La figure 4.21, représente les contraintes dans la poutre renforcée avec des contraintes de compression du béton sur la partie supérieure de la poutre, et des contraintes de traction dans les aciers et les matériaux composites.

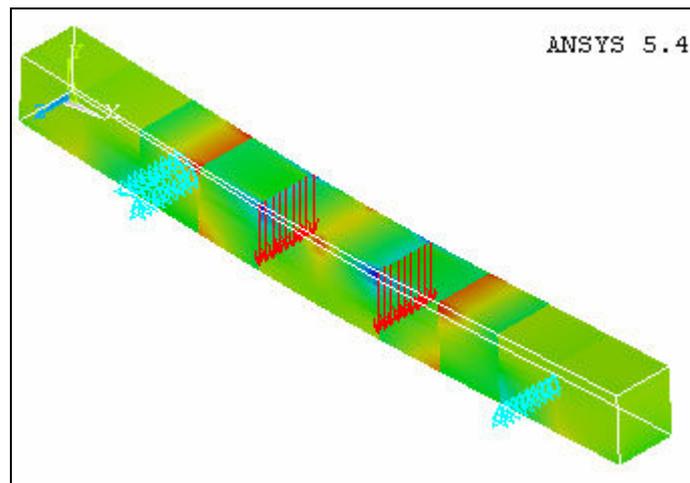


Figure 4.21: Distribution des contraintes dans la poutre.

La figure 4.22, illustre la distribution des déformations de la poutre renforcée. Une déformation importante de la partie inférieure de la poutre (partie tendue), et des déformations sur la partie supérieure de la poutre (la partie comprimée).

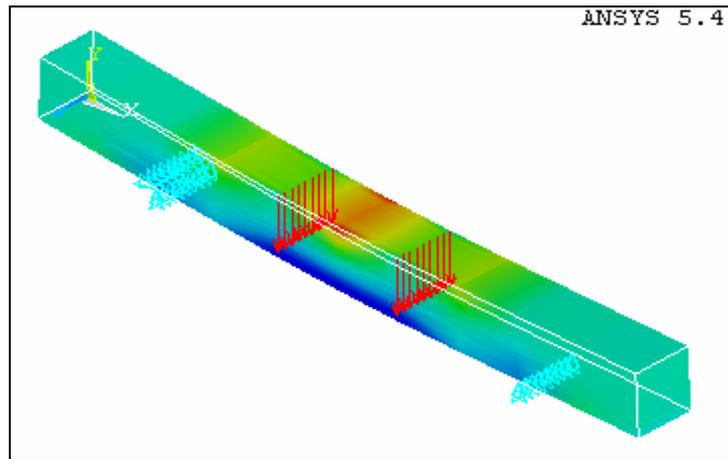


Figure 4.22: Déformation de la poutre.

### C. La liste des résultats obtenus

Les résultats obtenus de la modélisation d'une poutre en béton armé renforcée par matériaux composites à base de fibre carbone à l'aide de logiciel ANSYS, sont résumés dans le tableau 4.5.

Tableau 4.5: Liste des résultats obtenus

Charge (kN)	0	20	40	60	80	100	120
Flèche (mm)	0	0.25	0.45	1.15	1.54	2.2	2.9

### E. Représentation graphique des résultats obtenus

D'après la figure 4.23, qui représente la courbe de l'évolution de la flèche en fonction de la charge, on remarque une résistance à la traction plus importante. La limite de la linéarité est atteinte à 115 kN, avec une flèche de 2.8 mm. En comparaison, avec une charge de 80 kN on a une flèche de 4.9 mm pour la poutre non renforcée.

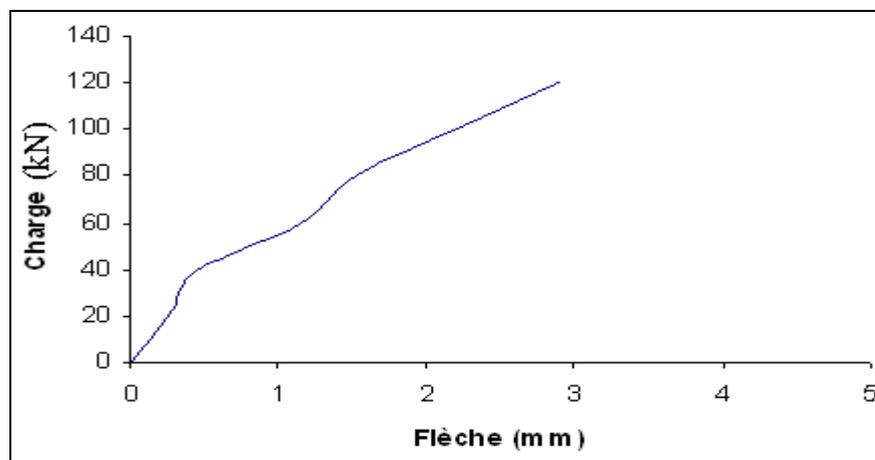


Figure 4.23: Variation de la flèche en fonction de la charge pour la poutre renforcée

#### 4.3.10. Comparaison entre la poutre renforcée et la poutre de référence

##### a - Poutre renforcée et non renforcée

La figure 4.24, compare les flèches obtenues par modélisation d'une poutre renforcée et non renforcée. Une réduction considérable de la flèche est obtenue avec la poutre renforcée. Sous une charge de 120 kN, la flèche est de 2.9 mm, pour une poutre renforcée par FRP. Par contre sous une charge de 110 kN, la flèche est de 6mm, donc on remarque que les matériaux composites comportent bien à la résistance à la flexion.

Le mode de ruine de la poutre renforcée diffère de celui de la poutre en béton armé non renforcée. Cette dernière subit une rupture classique d'un élément sollicité à la flexion avec un écoulement des aciers suivi par l'épuisement de la résistance à la compression du béton. Pour les poutres renforcées par des tissus de fibres de carbone, la rupture se produit brusquement par décollement ou déchirement des fibres en traction.

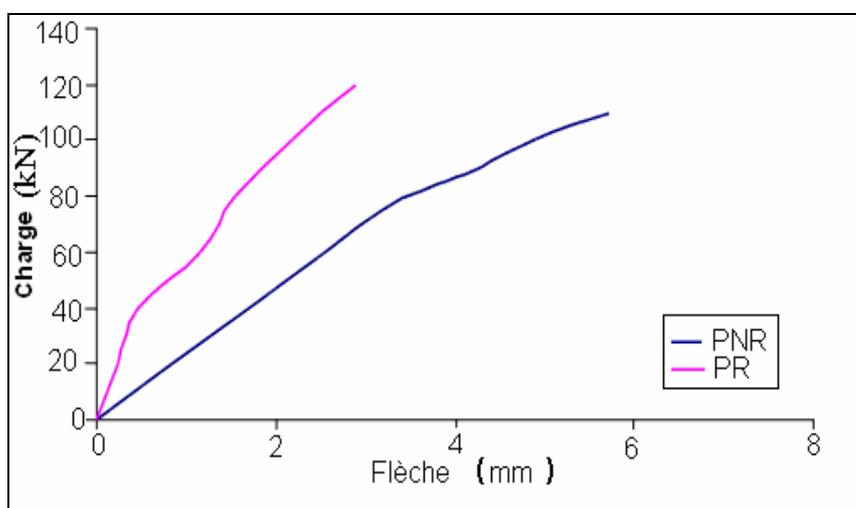


Figure 4.24: Charge –Flèche (modèle) poutre renforcée et non renforcée

##### b- Modélisation – Expérimentale

La figure 4.25, compare les résultats obtenus par modélisation et les résultats expérimentaux. On remarque que le comportement global de la modélisation numérique est proche de celui des essais en laboratoire, et ce pour les différents niveaux de

chargement des poutres. Ceci montre que le modèle d'éléments finis utilisé dans cette étude est adéquat

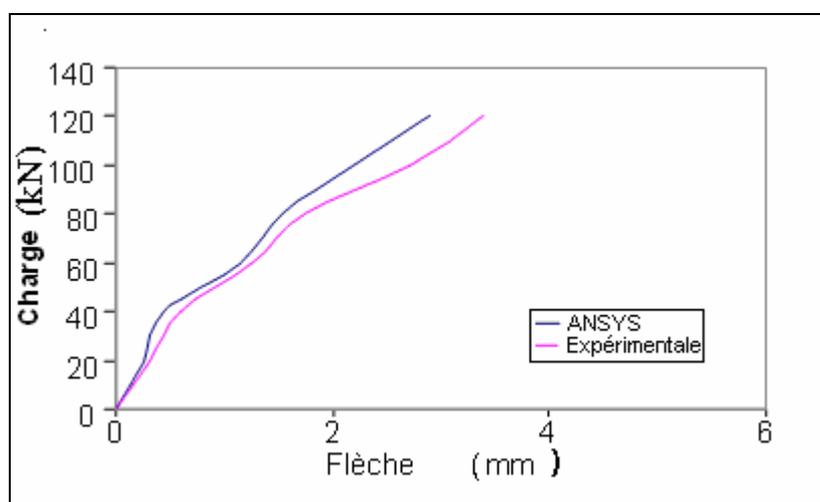


Figure 4.25: Charge –Flèche (modèle et expérimentale) d'une poutre renforcée.

#### 4.4.11. Conclusions

La modélisation numérique des poutres renforcées par matériaux composites avait pour objectif de vérifier leur comportement, ainsi de faire une comparaison entre l'expérimentation et la modélisation à l'aide de la méthode des éléments finis.

Pour la modélisation numérique du comportement des poutres on observe :

- Des gains de rigidité et de résistance à la flexion par l'ajout de tissu de fibre de carbone sous la partie inférieure de la poutre.
- Le modèle numérique a donné des résultats comparables avec ceux du modèle expérimental.
- L'utilisation des matériaux composites comme renforcement permet tout de même d'atteindre des flèches importantes avant la rupture finale. Le mode de rupture fragile ne constitue pas un obstacle en soit à l'apparition d'indices précurseurs de rupture tels que les fissurations et les déformations.

#### 4.4. Analyse modale

L'analyse modale d'une structure permet d'en améliorer la connaissance physique du système, et certains cas le comportement dynamique. Le calcul de la base modale d'une structure est aujourd'hui une étape importante de son dimensionnement, du fait de l'excitation forcée à laquelle est soumise la structure en fonctionnement [33].

Pour éviter les problèmes d'amplification dynamique souvent synonymes d'un confort voir de rupture, on peut souhaite lors de la définition de la structure qu'elle n'ait pas de fréquence propre dans une bande donnée, la base modale doit donc être calculée et la conception de la structure doit parfois être modifiée. D'autre part, même si la notion n'a pas de sens physique immédiat car les modes propres calculées ont une amplitude indéterminée. L'équation des vibrations libres des structures non dissipatives sous une forme discrétisée est :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}} + \mathbf{K}\dot{\mathbf{q}} = \mathbf{0} \quad (4.7)$$

**M** : La matrice de masse.

**K** : La matrice de raideur.

(**M** et **K**), sont définies

$$T = \frac{1}{2} \dot{\mathbf{q}}^T \mathbf{M} \dot{\mathbf{q}} \quad \text{par :} \quad (4.8)$$

$$U = \frac{1}{2} \mathbf{q}^T \mathbf{K} \mathbf{q} \quad (4.9)$$

(U, et T), sont respectivement les énergies de déformation et cinétique, **q** est le vecteur des degrés de liberté.

- Modes propres et fréquences propres

Le vecteur de déplacements **q** est une fonction du temps et de l'espace. On cherche une solution de la forme :

$$\mathbf{q} = \mathbf{x}\phi(t) \quad (4.10)$$

Où **x**, est un vecteur de constantes donnant la forme propre du mode, et  $\phi(t)$  une fonction décrivant l'évolution temporelle de l'amplitude du mode. En séparant les fonctions **x** et  $\phi(t)$ , on montre que la partie temporelle vérifie l'équation différentielle :

$$\ddot{\phi}(t) + \omega^2 \phi(t) = 0 \quad (4.11)$$

Dont la solution est une sinusoïdale :

$$\Phi(t) = \alpha e^{j(\omega t + \Phi)} \quad (4.12)$$

La partie spatiale vérifie l'équation :

$$\mathbf{Kx} = \omega^2 \mathbf{Mx} \quad (4.13)$$

Qui s'écrit sous une forme plus utilisée :

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) \mathbf{x} = 0 \quad (4.15)$$

$\omega_i$  : est la pulsation propre associée au vecteur propre  $\mathbf{x}_i$  et s'exprime en radian par seconde (rd/s), et  $f_i = \omega_i / 2\pi$ , est la fréquence propre associée au vecteur propre  $\mathbf{x}_i$  et s'exprime en Hertz (Hz) [31].

#### 4.5. Modélisation du comportement dynamique d'une poutre en béton armé avant et après réparation

Afin de comprendre le rôle des matériaux composites sur l'effet dynamique des structures en béton armé, cette partie modélise le comportement dynamique d'une poutre en béton armé non renforcée et renforcée.

##### 4.5.1. Poutre en béton armé avant réparation

###### a- Introduction des données dans ANSYS.

- Propriétés mécaniques du béton.
  - Module de Young du béton :  $E = 25000 \text{ MPa}$ .
  - Coefficient de Poisson du béton :  $\nu = 0.3$ .
  - Masse volumique du béton :  $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$ .
- Propriétés mécaniques de l'acier.
  - Module de Young de l'acier :  $E = 210000 \text{ MPa}$ .
  - Coefficient de Poisson de l'acier :  $\nu = 0.2$ .

- Propriétés géométriques de la poutre
  - Poutre de 1.7 m de longueur et de 0.16 m de largeur et de 0.18 m de hauteur.
  - Ferrailage de la poutre :
    - Armatures inférieures  $A_i = 3\phi 12$ .
    - Armatures supérieures  $A_s = 2\phi 10$ .
    - Armatures transversales  $A_t = \phi 6$ . Espacées de 0.17 m.
    - L'enrobage est de 20 mm.

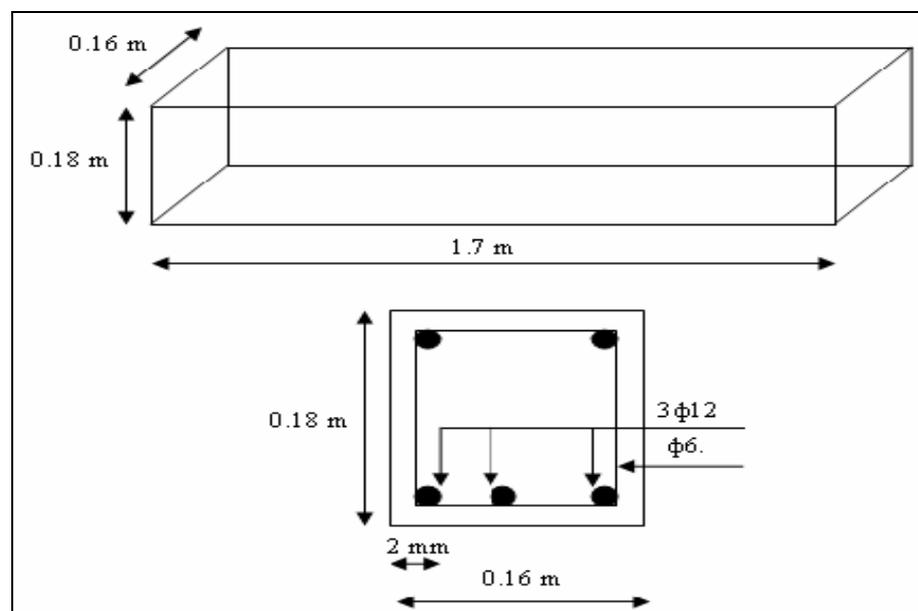


Figure 4.26: Schéma représentatif de la poutre.

b- Prétraitement des données

On remarque dans cette partie trois étapes essentielles données comme suit :

i) Création du modèle.

La figure 4.27, illustre le modèle volumique de la poutre en béton armé qui est adapté par ANSYS sur la base des données géométriques et mécaniques.

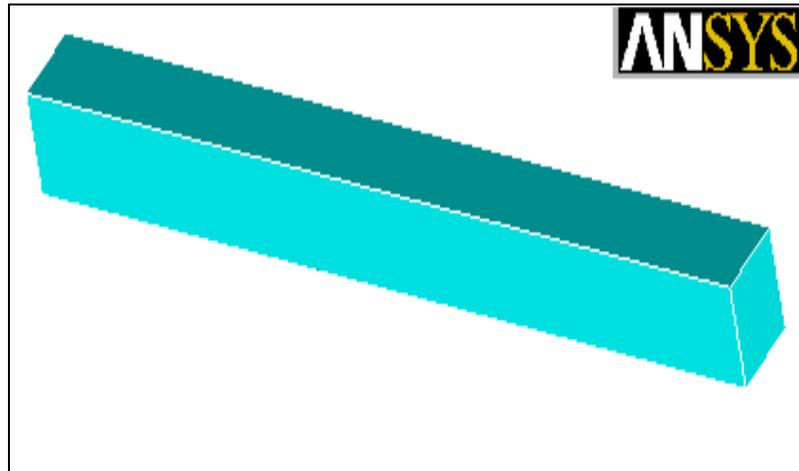


Figure 4.27: Création du modèle

ii) Maillage du modèle

La figure 4.28, donne le maillage de la poutre en béton armé. Le nombre d'éléments pris dans ce maillage est donné comme suit:

- Béton : 420 éléments,
- Armatures (aciers) : 50 éléments (armatures longitudinales), 1848 éléments (armatures transversales)

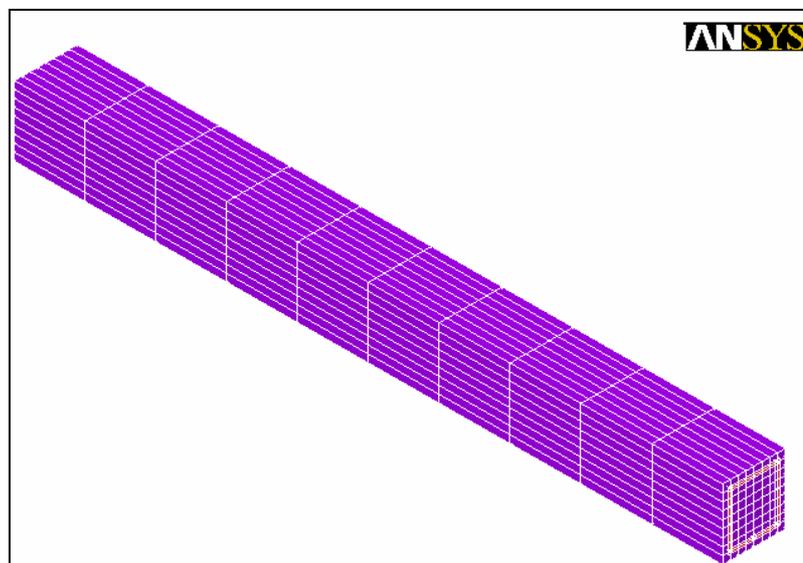


Figure 4.28: Maillage de la poutre

iii) Ferraillage de la poutre

La figure 4.29, montre les barres d'acier utilisées dans cette modélisation, ainsi la connectivité nodale entre les parties de l'acier en fonction du maillage du béton.

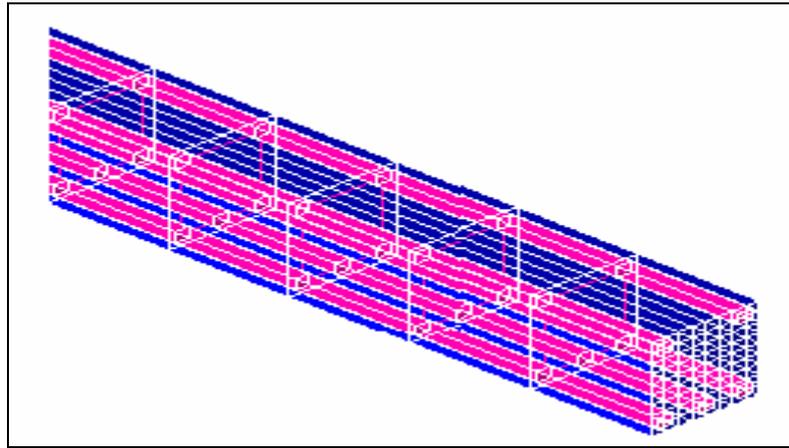


Figure 4.29: Ferrailage de la poutre

### iii) Condition aux limites.

La figure 4.30, établie les conditions d'appui de la poutre, a ce point on considère que la poutre est encastrée symétriquement comme donnée dans la figure suivante.

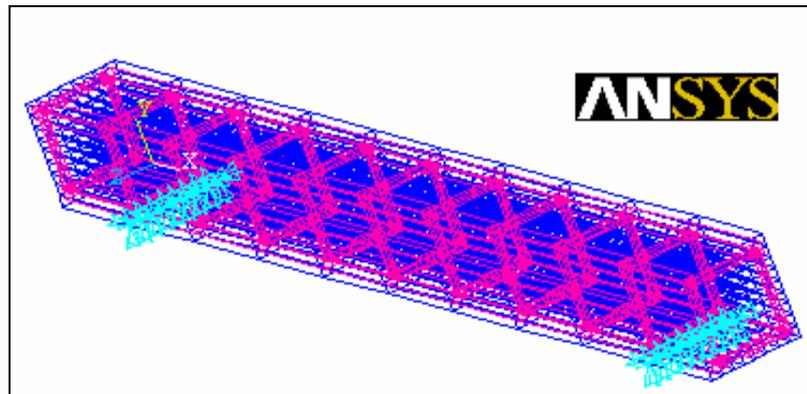


Figure 4.30: Les conditions d'appuis

### C - Traitement des données

Le tableau 4.6, résume les résultats obtenus de la modélisation dynamique d'une poutre en béton armé. Puisque le type de l'analyse est modal, on s'intéresse aux fréquences propres.

Le nombre de mode à extraire est de : 08 modes, les fréquences sont varient entre 69.79 Hz et 373.14Hz.

Tableau 4.6: Les modes de vibration.

Mode	1	2	3	4	5	6	7	8
Fréquence (Hertz)	69.79	76.41	162.01	207.15	211.04	328.99	353.55	373.14

#### ▪ Les Modes de Vibration

La figure 4.31, regroupe les 08 modes rigides de fréquence, et selon le principe de Rayleigh, les fréquences d'une structure augmentent lorsqu'une contrainte lui est appliquée [26].

Les fréquences calculées sont :  $F_1= 69.8$  Hz, et qui représente une flexion dans le plan (xy),  $F_2= 76.4$  Hz, représentant une flexion suivant le plan (xz),  $F_3= 162$  Hz, deux parties de flexion (deux voûtes) dans le plan (xy),

$F_4= 207.1$  Hz, aussi deux parties de flexion mais dans le plan (xz).  $F_5=211.04$  Hz, donnant une torsion suivant le plan xy.

On remarque que le poids et l'inertie de la poutre et les conditions aux limites jouent un grand rôle dans la détermination du sens du mouvement ainsi que le degré de vibration.

#### 4.5.2. Poutre en béton armé renforcée par matériau composite

##### a- Introduction les données dans ANSYS

On utilise les mêmes données de la poutre précédente, et en ajoutant les propriétés des matériaux composites qui sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau 4.7: Propriétés des matériaux composites [28].

FRP Composite	Module d'élasticité MPa	Coefficient de Poisson major	Contrainte de traction MPa	Module de cisaillement MPa	Epaisseur (mm)
CFRP	$E_x = 62000$ $E_y = 4800$ $E_z = 4800$	$\nu_{xy} = 0.2$ $\nu_{xy} = 0.2$ $\nu_{xy} = 0.3$	958	$G_{xy} = 3270$ $G_{xy} = 3270$ $G_{xy} = 1860$	2

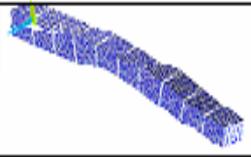
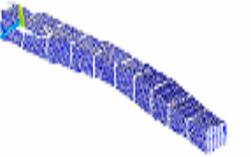
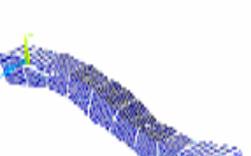
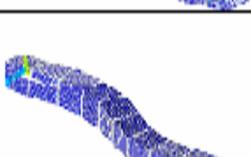
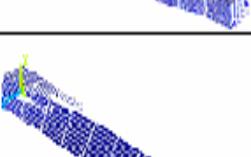
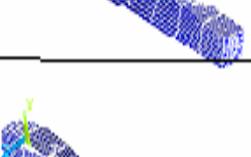
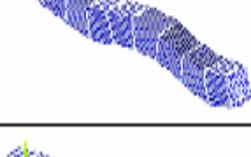
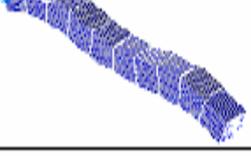
Modes	Plans	Plan 3D (x,y,z)	Plan 2D (x,y)	Fréquences (Hz)
1				69.79
2				76.41
3				162.01
4				207.15
5				211.04
6				328.99
7				353.55
8				373.14

Figure 4.31: Les modes de vibration d'une poutre en béton armé.

### b. Création du modèle

La figure ci-dessous présente la modélisation de la poutre. La procédure reste la même que celle de la poutre non renforcée mais on ajoutant le matériau composite (layerd 46), sur la partie inférieure de la poutre.

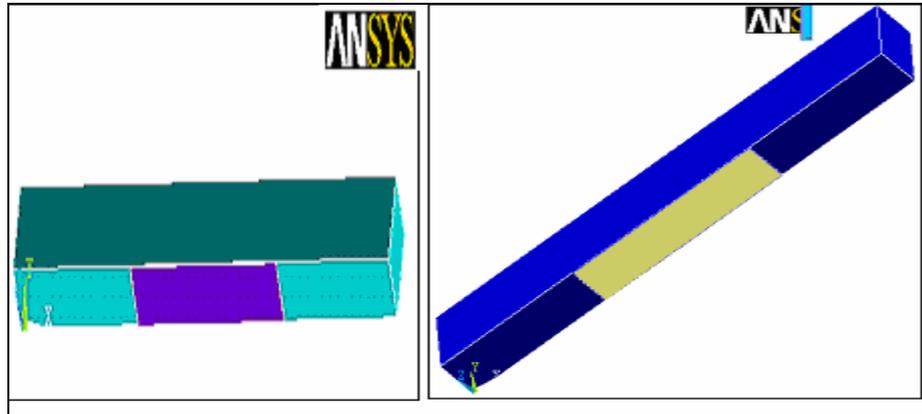


Figure 4.32: Création du modèle d'une poutre renforcée par matériaux composites.

### c. Maillage

La figure 4.33, montre la discrétisation de la poutre. Le matériau composite est divisé en : 24 éléments solides.

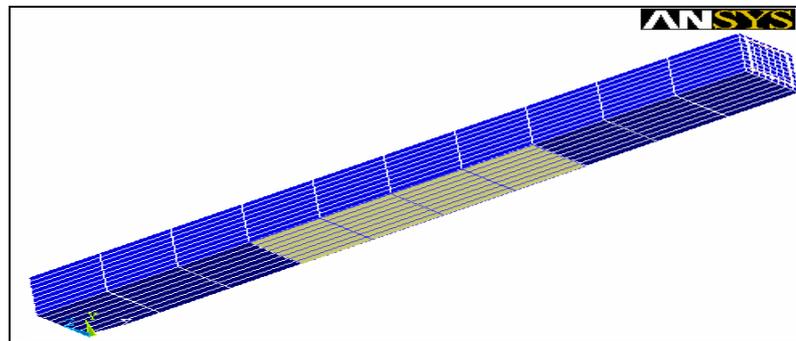


Figure 4.33: Maillage de la poutre renforcée par matériaux composites.

### d- Condition aux limites

Les conditions aux limites, de la poutre en béton armé renforcées par matériaux composites sont montrées dans la figure 4.34. Où la poutre est supposée encastree symétriquement.

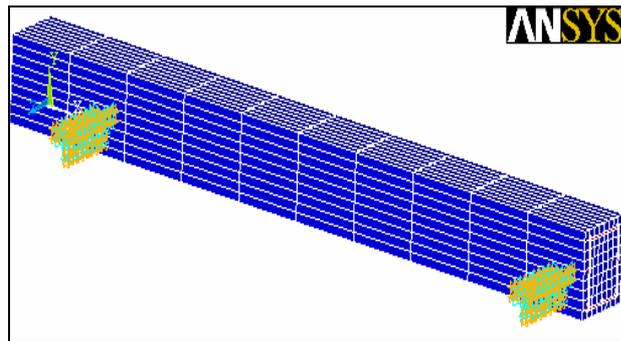


Figure 4.34: Les appuis du modèle.

e. Les résultats obtenus de la modélisation de la poutre en béton renforcée

Le tableau 4.8, résume les résultats obtenus de la modélisation dynamique d'une poutre en béton armé renforcée par matériau composite.

Tableau 4.8: Les différents modes de vibration

Mode	1	2	3	4	5	6	7	8
Fréquence (Hertz)	239.1	298.2	378.1	552.3	695.49	752.2	820.4	991.8

▪ Les modes de vibration

Les modes de vibration sont montrés dans la figure 4.35. On constate que le premier mode est de fréquence de 239.1 Hz, le mode est considéré comme flexion dans le plan (xz),  $F_2=298.2$  Hz, aussi flexion mais dans l'autre sens c'est le plan (xy), le troisième mode ayant une fréquence 378 Hz est une torsion de la partie médiane de la poutre.

Les autres modes restants, sont augmentés progressivement jusqu' à la déformation de la poutre. On remarque que les premiers modes sont influencés positivement avec l'ajout des matériaux composite. Dans le premier mode c'est la rigidité de la poutre qui est affectée, mai dans la deuxième mode c'est le poids de la poutre qui influence la vibration de la poutre.

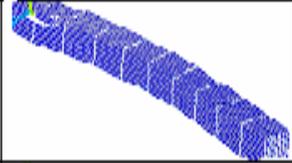
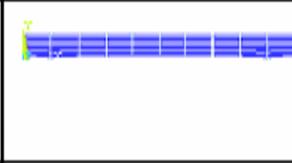
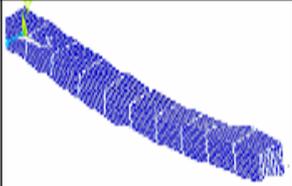
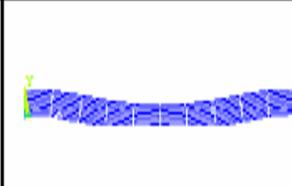
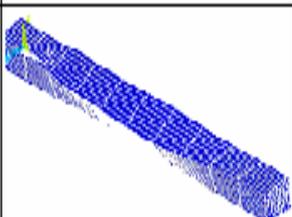
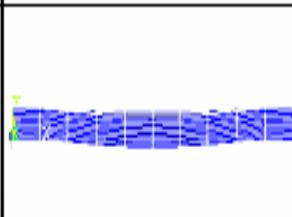
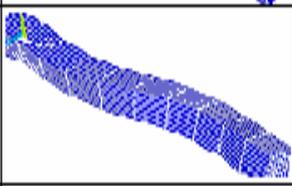
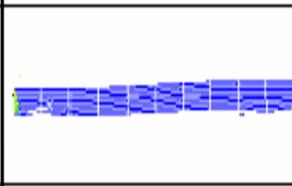
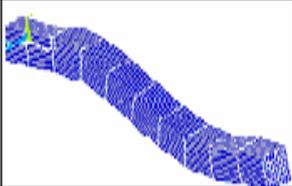
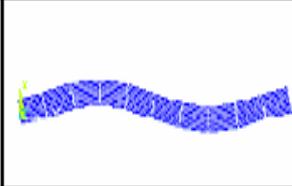
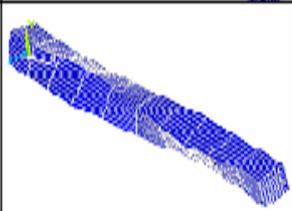
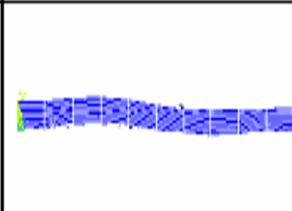
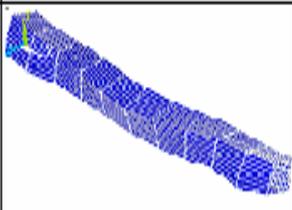
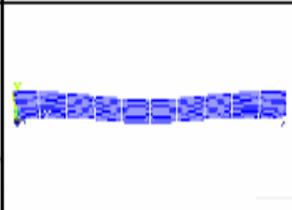
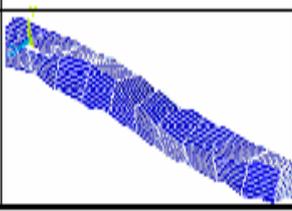
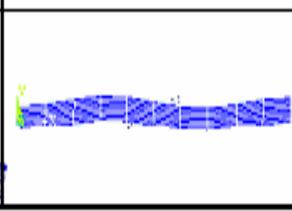
Modes	Plans	Plan 3D (x,y,z)	Plan 2D (x,y)	Fréquences (Hz)
1				239.1
2				298.2
3				378.1
4				552.3
5				695.49
6				752.2
7				820.4
8				991.8

Figure 4.35: Les modes de vibration d'une poutre en béton armé renforcée par matériaux composites.

#### 4.5.3. Comparaison entre les deux modèles

Le tableau 4.9, résume les fréquences obtenues pour une poutre non renforcée et une poutre renforcée par matériaux composites. La comparaison est aussi illustrée sur la figure 4.36.

Tableau 4.9: Les différents modes de vibration pour les deux poutres

Fréquence (Hertz) Poutre BA	69.79	76.41	162.01	207.15	211.04	328.99	353.55	373.14
Fréquence (Hertz) Poutre BAR	239.1	298.2	378.1	552.3	695.49	752.2	820.4	991.8

On remarque que la poutre renforcée comporte mieux que la poutre non renforcée, donc Les matériaux composites augmentent les fréquences jusqu'au double de ceux de la poutre non renforcée.

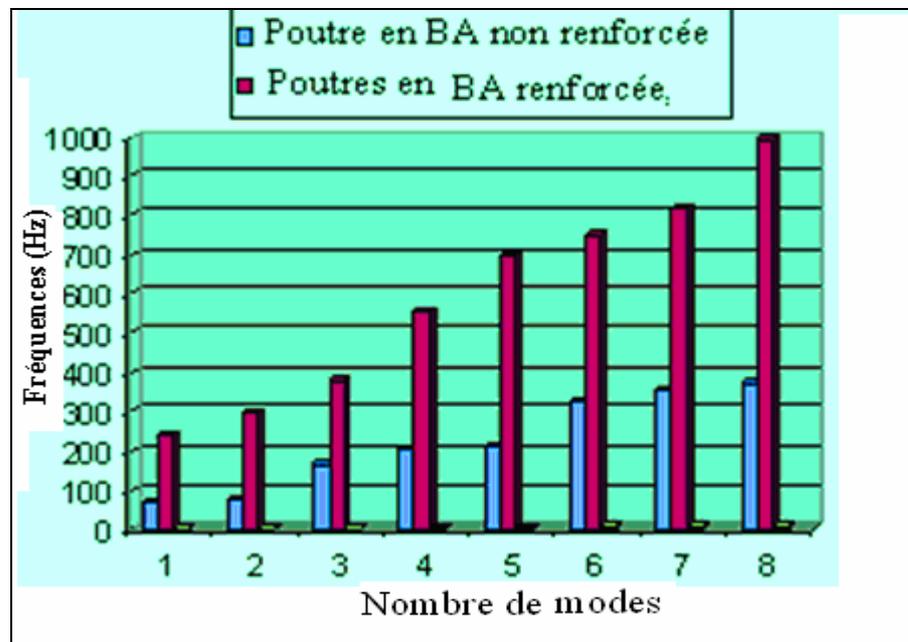


Figure 4.36: Histogramme du deux poutres comparées.

La fréquence élevée de la poutre renforcée signifie que la période est faible. Donc peut un renforcement adéquat, on peut réduire et même éliminant les quatre premiers modes, en raison de l'augmentation de la rigidité de la poutre. (Le premier mode est une flexion suivant le plan (xy), mais après le renforcement, la flexion est dans le plan (xz)). Donc le

matériau composite a réduit la vibration de la poutre. D'après la relation,  $T = 2 \pi (M/K)^{1/2}$ , [26]. On peut conclure que le renforcement par des matériaux composites à base de fibre de carbone augmente la rigidité de la poutre.

#### 4.5.4. Conclusion

La comparaison des résultats obtenus de la modélisation des deux poutres l'une renforcée et l'autre non renforcé, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les matériaux composites jouent un grand rôle dans la diminution de l'effet dynamique sur les poutres, par l'augmentation de la rigidité et par conséquent la diminution de la période de l'ouvrage.
- Les matériaux composites participent à la stabilité dynamique des ouvrages par leur grand module d'élasticité et leur contribution à l'amortissement de la structure.

#### 4.6. Modélisation du comportement dynamique du pont de Cherchel (cas d'étude)

Dans cette étude, on présente la modélisation numérique d'un pont situé à Cherchel. Ce pont a été réparé et ensuite renforcé par des matériaux composites à base de TFC. Afin d'examiner l'importance du renforcement sur le comportement dynamique du pont, une modélisation du pont sans renforcement et avec renforcement.

##### 4.6.1. Description de l'ouvrage

L'ouvrage est un pont en béton armé à poutres multiples sous chaussée, situé à Cherchel willaya de Tipaza. Le pont de longueur de 70 m, ayant trois travées, une travée intermédiaire de 40 m de longueur, et de 15 m pour les autres travées. Il contient aussi (04) poutres de 70 m de longueur et de 9 m de largeur et de 0.2m d'épaisseur. A cause de la vétusté et de l'environnement marin, le pont est endommagé aux niveaux des poutres et des poteaux. Ceci a nécessité un renforcement par collage de tissu de fibre de carbone TFC, pour rendre la capacité initiale du pont.

#### 4.6.2. Pont en béton avant réparation.

##### a- Introduction des données dans L'ANSYS.

- Propriétés mécaniques du Béton.

- ❖ Les Module de Young du Béton :  $E = 25000 \text{ MPa}$ ;
- ❖ Le coefficient de poisson du Béton :  $\nu = 0.3$ ;
- ❖ La masse Volumique du Béton :  $\rho = 2.5 \text{ t/m}^3$ .

- Propriétés géométriques du pont

- \*Tablier :

- Dalle de 70 m de longueur et de 9 m de largeur et de 0.2 m d'épaisseur.
    - 04 Poutres de 70 m de longueur et 2.5 m de la hauteur et de 0.5m de largeur.

- \*Les appuis :

- 02 piles espacés de 40 m par rapport au pont.
    - 02 Culés.
    - Le tablier est encastré sur les appuis.( système hyperstatique)

##### b- Prétraitement des données.

L'analyse des données précédentes commence par la création du modèle élément finis du pont.

##### 1. Création du modèle.

La figure 4.37, présente la création du pont. Ce pont contient les poutres, la pile et la dalle.

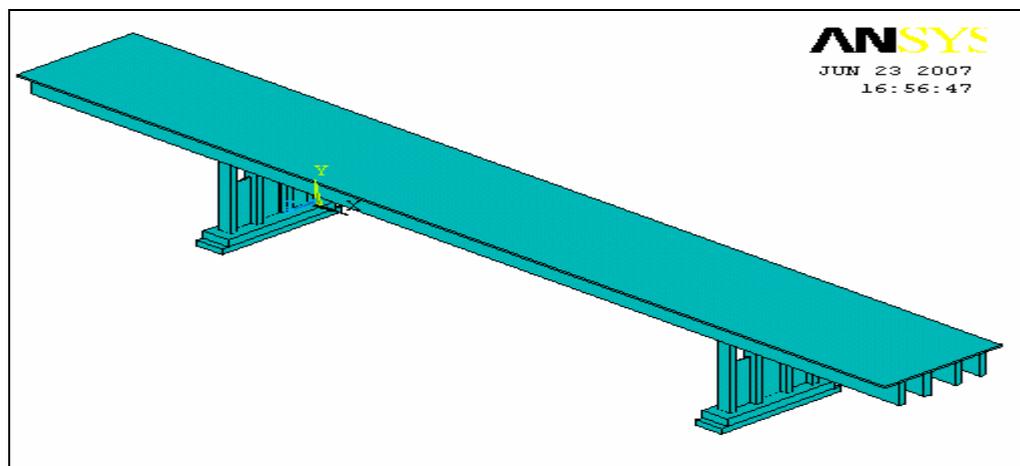


Figure 4.37 : Création du modèle

## 2. Maillage du modèle

L'ouvrage est discrétisé automatiquement, car la complexité de la géométrie du pont comme illustre dans la figure 4.38.

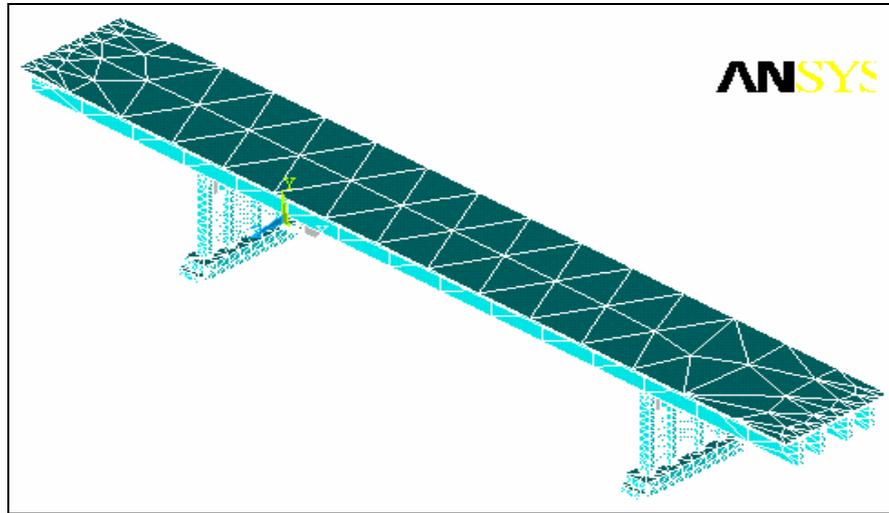


Figure.4.38: Maillage de la structure

## 3. Condition aux limites.

Les conditions aux limites sont présentées dans la figure 4.39, ou on remarque le pont est encasté aux niveaux du culée, et au niveau des appui.

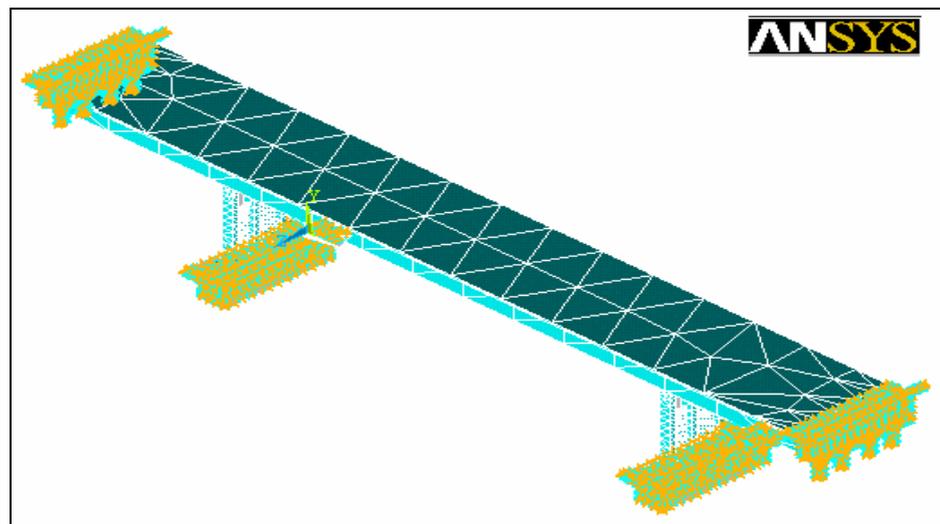


Figure 4.39: Les appuis

## C - Post Traitement des données

Dans cette partie, on va extraire les modes propres de la vibration libre du pont non renforcé. Et les résultats obtenus de la modélisation sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.10: Les modes de vibration

N°: Mode	FREQ (Hertz)	LOAD STEP	SUBSTEP	CUMULATIVE
1	2.6123	1	1	1
2	4.4036	1	2	2
3	6.1883	1	3	3
4	7.2875	1	4	4
5	9.2597	1	5	5
6	10.518	1	6	6
7	11.693	1	7	7
8	13.173	1	8	8

La figure 4.40, montre les fréquences de 08 modes de vibration du pont. On constate que les fréquences varient de (2.61 Hz à 13.73 Hz). Le premier mode est une flexion du tablier de pont dans le plan (xy). Le deuxième mode est aussi une flexion mais dans le sens du plan (xz). La troisième mode c'est une translation des piles dans le sens (xx). Donc les fréquences varient avec le changement de la rigidité du pont dans les diverses directions.

#### 4.6.3. Pont en béton après réparation.

##### a- Introduction les données dans ANSYS

On garde données précédentes, et on ajoute les propriétés des matériaux composites (Tableau 4.11).

Tableau 4.11 : Propriétés des matériaux composites [28]

FRP composite	Module d'élasticité MPa	Coefficient de Poisson major	Contrainte de traction MPa	Module de cisaillement MPa	Epaisseur (mm)
CFRP	Ex = 62000 Ey = 4800 Ez = 4800	$\nu_{xy} = 0.2$ $\nu_{xy} = 0.2$ $\nu_{xy} = 0.3$	958	$G_{xy} = 3270$ $G_{xy} = 3270$ $G_{xy} = 1860$	0.9

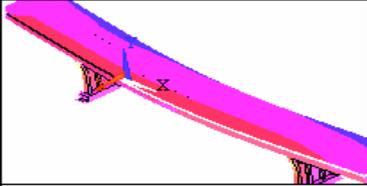
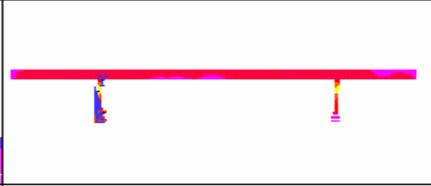
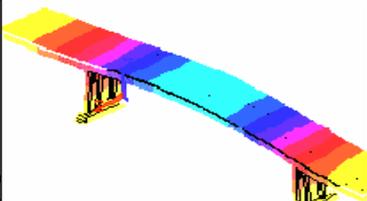
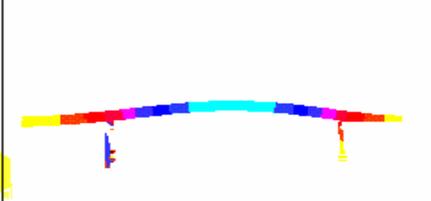
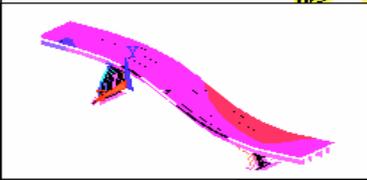
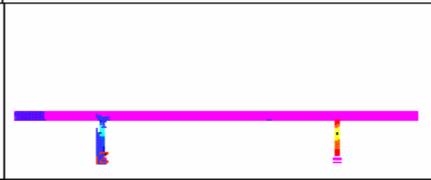
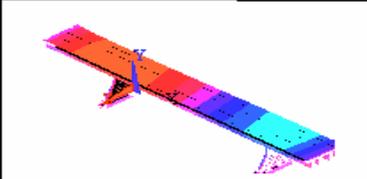
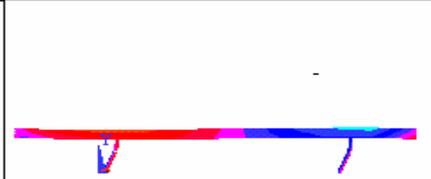
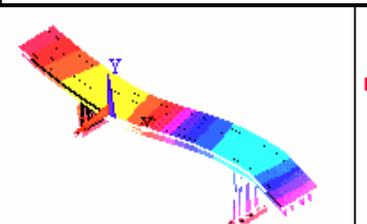
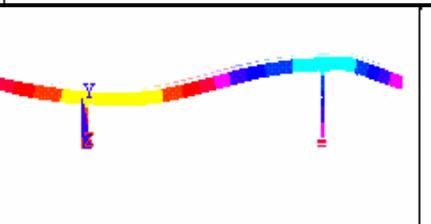
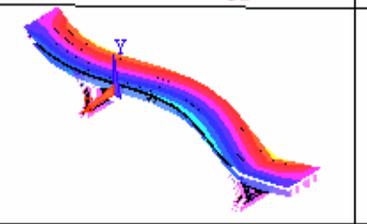
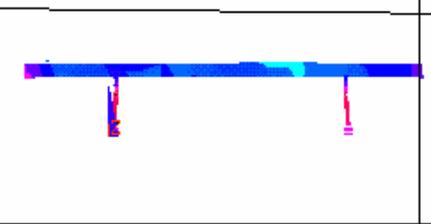
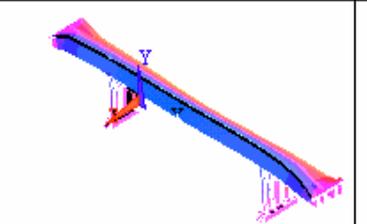
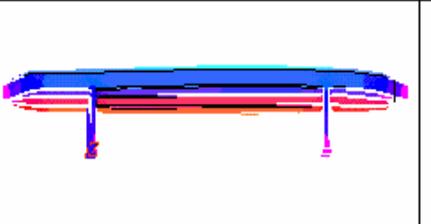
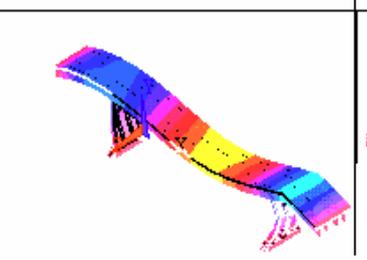
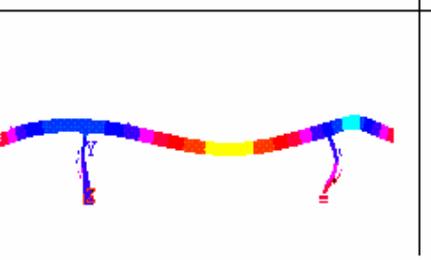
Modes	Plan 3D (x,y,z)	Plan 2D (x,y)	Fréquences(Hz)
1			2.612
2			4.403
3			6.188
4			7.287
5			9.259
6			10.518
7			11.693
8			13.173

Figure 4.40: Les modes de vibration du pont non renforcé

### b. Création du modèle

On garde le même modèle précédent du pont et on ajoute un tissu de fibre de carbone, sur la partie inférieure des poutres (Figure 4.41).

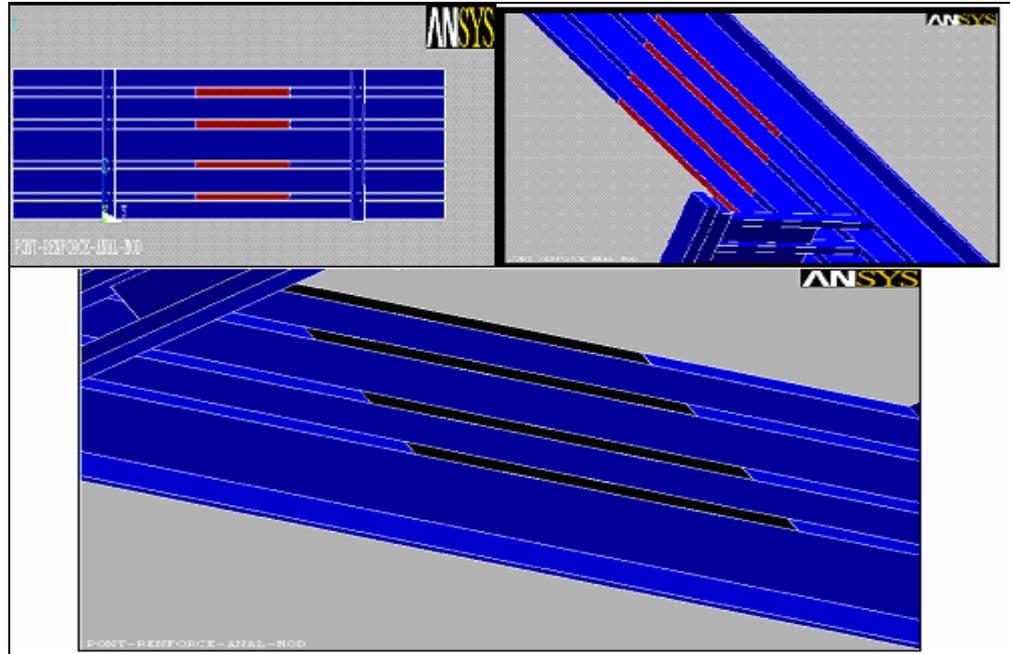


Figure 4.41: Création du modèle pour le pont renforcé

### c. Maillage

La figure 4.40, présente le maillage automatique du pont renforcé; la densité du maillage est la même que celle du pont non renforcé.

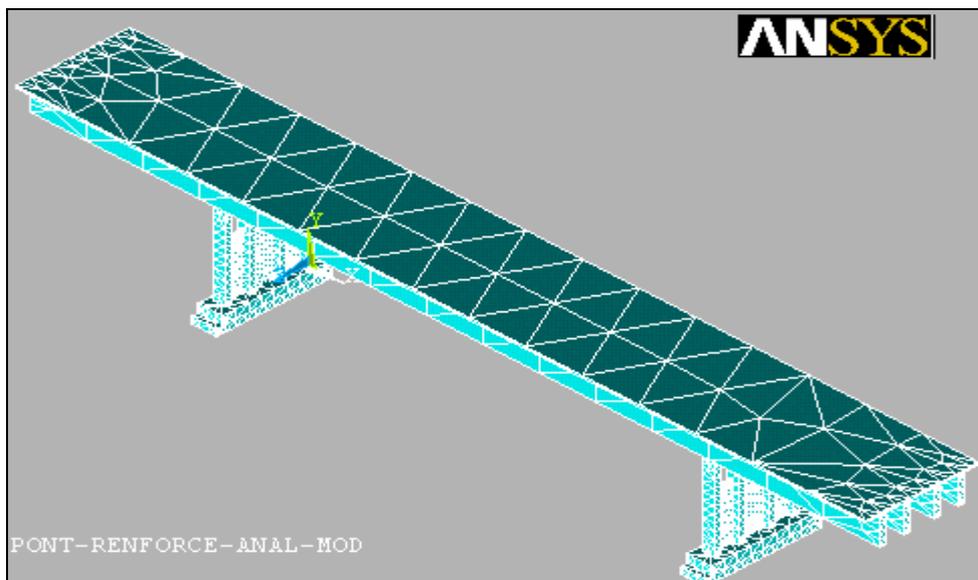


Figure 4.42: Maillage du modèle

On a choisi des éléments tétraèdre, car le maillage hexagonal n'est pas adopté à cause de la complexité de la géométrie du pont.

#### e. Conditions aux limites

Les condition d'appui sont aussi les mêmes que celles du pont non renforcé (figure 4.43)

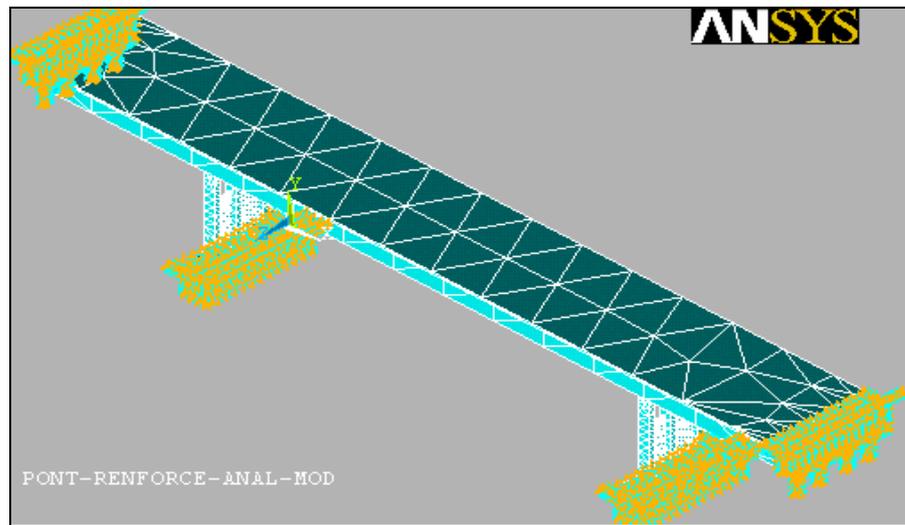


Figure 4.43: Les appuis du modèle

#### f. Les résultats obtenus de la modélisation d'un pont en béton renforcé

Les différentes modes de vibration sont données dans le tableau 4.12.

Tableau 4.12: Les différents modes de vibration

N°: Mode	FREQ (Hertz)	LOAD STEP	SUBSTEP	CUMULATIVE
1	3.412	1	1	1
2	4.642	1	2	2
3	7.813	1	3	3
4	8.601	1	4	4
5	10.952	1	5	5
6	12.441	1	6	6
7	13.834	1	7	7
8	14.583	1	8	8

### Les modes de vibration

Les modes adaptés par cette modélisation sont représentés dans la figure 4.42. Le premier mode est une flexion dans le plan (xy) avec une fréquence de 3.412 Hz. Le deuxième est une flexion dans le plan (xz) avec une fréquence de 4.64 Hz. La troisième est une torsion dans le plan (yz) avec une fréquence de 7.813 Hz.

On remarque que les fréquences sont augmentées par rapport au premier modèle du pont non renforcé, et par conséquent la période est réduite.

#### 4.6.4. Comparaison entre les fréquences adoptées pour les deux ponts

D'après les résultats obtenus, on remarque une augmentation de la fréquence pour les huit modes de vibration du pont renforcé par rapport au pont non renforcé. On obtient un gain de 76 % de fréquence, le tableau suivant résume les deux résultats obtenus.

Tableau 4.13. Comparaison du deux résultats

Modes	1	2	3	4	5	6	7	8
Pont non renforcé	2.61	4.40	6.18	7.28	9.25	10.51	11.69	13.17
Pont renforcé	3.412	4.464	7.813	8.601	10.952	12.441	13.834	14.583

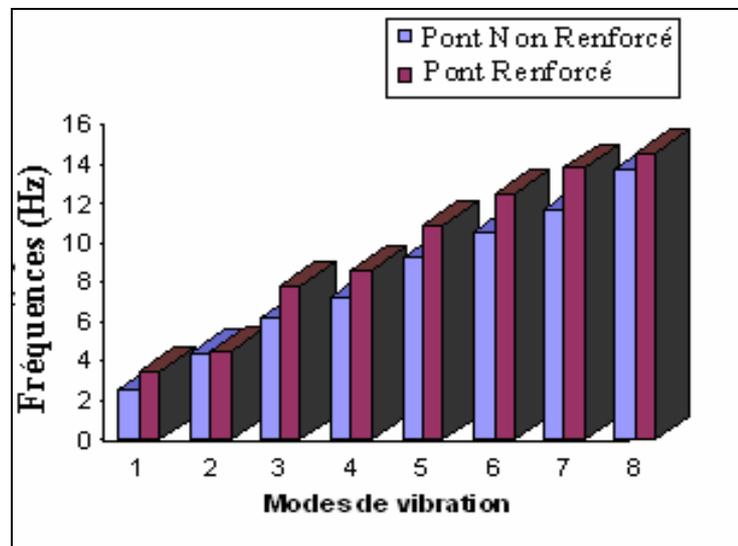


Figure 4.44: Histogramme compare les fréquences adoptées pour les deux ponts

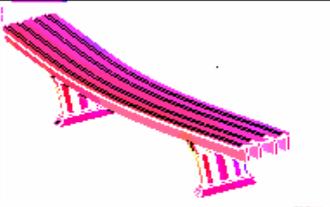
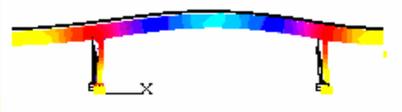
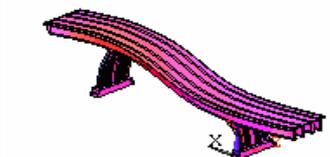
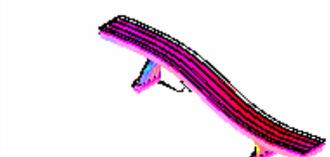
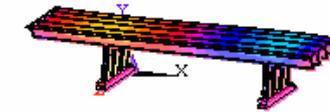
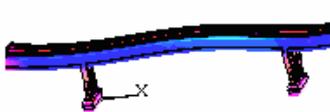
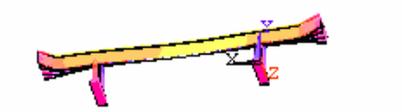
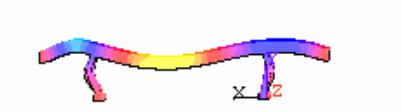
Modes	Plan 3D (x,y,z)	Plan 2D (x,y)	Fréquences(Hz)
1			ANSYS 5.4 NOV 10 2007 17:10:32 NODAL SOLUTION STEP=1 SUB =1 FREQ=3.412
2			ANSYS 5.4 NOV 10 2007 17:11:30 NODAL SOLUTION STEP=1 SUB =2 FREQ=4.642
3			ANSYS 5.4 NOV 10 2007 17:12:21 NODAL SOLUTION STEP=1 SUB =3 FREQ=7.813
4			ANSYS 5.4 NOV 10 2007 17:13:49 NODAL SOLUTION STEP=1 SUB =4 FREQ=8.601
5			ANSYS 5.4 NOV 10 2007 17:15:47 NODAL SOLUTION STEP=1 SUB =5 FREQ=10.952
6			ANSYS 5.4 NOV 10 2007 17:16:17 NODAL SOLUTION STEP=1 SUB =6 FREQ=12.441
7			ANSYS 5.4 NOV 10 2007 17:16:53 NODAL SOLUTION STEP=1 SUB =7 FREQ=13.834
8			ANSYS 5.4 NOV 10 2007 17:19:48 NODAL SOLUTION STEP=1 SUB =8 FREQ=14.583

Figure 4.45: Les modes de vibration du pont renforcé.

#### 4.7. Conclusion et commentaire

Suite aux résultats obtenus de la modélisation des deux ponts, l'un renforcé et l'autre non renforcé, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les matériaux composites participent à la diminution de l'effet dynamique sur les ponts, par l'augmentation de la rigidité et de la fréquence de l'ouvrage. La fréquence du premier mode est augmentée de 2.6 Hz pour le pont non renforcé à 3.42 Hz pour le pont renforcé avec un gain de fréquence de 76 %. Les autres modes de vibration ont un comportement similaire.
- Les matériaux composites contribuent à la stabilité dynamique des ouvrages par leur grand module d'élasticité et leur contribution à l'amortissement de la structure.
- Les matériaux composites absorbent bien les chocs et les vibrations dont elles sont soumises qui soumise les ponts comme les séismes, et d'autres vibrations.

## CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

### 1. Généralités

Les matériaux composites se caractérisent par leur souplesse et leur simplicité de mise en œuvre. Leurs choix comme éléments additifs de renforcement s'imposent pour les structures endommagées, et constituent une solution alternative aux autres techniques de renforcement tel que le chemisage, la précontrainte additionnelle ou le béton projeté. Les études récentes faites sur les structures renforcées par matériaux composites ont montré que ces derniers augmentent la rigidité des éléments supports, et réduisent la déformation et redonnent aux éléments détériorés leur portance initiale. Cependant, dans la plus part des cas, une dispersion entre les résultats expérimentaux et les modèles numériques est observée.

### 2. Conclusions générales

Le travail accompli dans ce mémoire, nous a permis de calibrer le modèle numérique avec le choix des caractéristiques adéquates des poutres et du composites par le biais du logiciel ANSYS, avec un comportement non linéaire des différents matériaux supports (béton, et acier).

Les cas pratiques des poutres du pont choisi nous ont permis de constater que ces composites augmentent la rigidité de ces poutres ainsi que les fréquences de leurs vibrations. Ceci confirme que les matériaux composites absorbent les vibrations et diminuent les périodes de vibration de ces dernières.

L'étude dynamique faite par analyse modale a permis de déceler les huit premières fréquences, et modes propres du pont.

Les matériaux composites jouent un grand rôle dans la diminution de l'effet dynamique sur les poutres, par l'augmentation de la rigidité et par conséquent la diminution de la période de l'ouvrage, et participent à la stabilité dynamique des ouvrages par leur grand module d'élasticité et leur contribution à l'amortissement de la structure. Les matériaux composites contribuent à la stabilité dynamique des ouvrages par leur grand module d'élasticité et leur contribution à l'amortissement de la structure, et absorbent bien les chocs

et les vibrations dont elles sont soumises qui soumise les ponts comme les séismes, et d'autres vibrations.

### 3. Recommandations

Nous recommandons, pour les futurs travaux, de prendre d'autres cas d'études de poutres (en béton armé, béton précontraint, mixte, ou en acier) afin de confirme nos conclusions. Il est aussi souhaitable de prévoir des tests statiques et dynamiques sur des poutres avec la prise en compte des différents modes de collage des fibres de carbone.

## REFERENCES

1. Centre technique de travaux publique (CTTP), Direction des routes, Saisie des données de 3352 ouvrages d'art, Ministère des travaux public, Alger, 2002
2. Sidney M, "Dégradation, Entretien et réparation des ouvrages", Editions Eyrolles, Paris, 1969.
3. Calgaro. J et Lacroix. R, "Maintenance et réparation des ponts", Presse de l'école nationale des ponts et de chaussées, Editions Eyrolles, Paris, 1997.
4. Mouloud Abdessemed, "Comportement des poutres isostatiques en béton armé renforcées par un tissus de fibre de carbone", Mémoire de magistère sous la direction du prof .S.KENAI, département de génie civil, Université de Blida, 2003.
5. ENTP, "Pathologie, osculation, réparation des ponts et entretien des ponts et tunnels", Séminaire, ENTP, Alger, 1995.
6. AFG/CEFRACOR (Centre Français de L'anti –Corrosion), " Réhabilitation du béton dégradé par la corrosion", document technique, Novembre 2003.
7. Loyal Addelson, "Les défauts de la construction, prévention, diagnostic et remède de principales pathologies de la construction", Bruxelles, 1993.
8. Jean Calgaro. A et Rojet Lacroix, "Projet de renforcement et de réparation d'un pont", technique de l'ingénieur, Doc.C450V2, 2005.
9. Reyaud. V, Subra. G, Calderini. M, "Les matériaux composites, Etude expérimentale", ENSCM, Paris, 1993.
10. Sika, Avis Technique, 30/04 -426: "Elément de structure en béton armé renforcés par un procédé de collage de fibres de carbone", Procédé ROCC, Cedex, Paris.
11. Bulletin de ISIS Canada, "Renforcement des structures", Canada, Février 2000.
12. Bentlemcen.N, "Comportement Hygrothermomécanique d'un stratifié à base de fibres unidirectionnelles", Mémoire de Magistère, Université de Blida, 2001.
13. Daniel Guy, "Matériaux Composites", 4<sup>ème</sup> édition, Hermès, Paris, 1997.
14. Jean Lucky. "Composites à fibre de carbone dans le génie civil", Tome: Traité de construction, 'Techniques de l'ingénieur', 2000.

15. Hamelin. P, "Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites ", Technique de l'ingénieur, Vol AM5, 2001.
16. William. D, "Science et Génie des Matériaux", Edition modulo, Québec Canada, 2001.
17. Lamote. P, "Essai de renforcement avec des matériaux composites pour des poutres en béton armé", Sherbrooke, (Québec), Canada, 1992.
18. Laichaoui. A, "Analyse expérimentale du comportement des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites", Mémoire de Magister sous la direction du Prof. S. Kenai et M. Abdessemed, ENP, Alger, 2006.
19. Chicoine. T, « 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.
20. Wang. Y, Kodur. V, "Variation of strength and stiffness of fiber reinforced polymer reinforcing bar with temperature", Elsevier, Science direct, Cement and Concrete composites, 27 (2005), pp 864-874.
- 21 Houssam, A et William. G, "Durability characteristics of concrete beams externally bonded with FRP composites sheets", Cement and concrete composite 19(1997), pp 351 - 358.
22. Hanini. S, Bouaziz. N, "Effet de la forme géométrique des matériaux composites sur le transfert de la chaleur", Centre universitaire de Médéa.
23. Paul. D, Vautrin. A, "Contraintes hygrothermiques transitoires des structures composites des structures composites stratifiées", Laboratoire mécanique et matériaux, Ecole des mines de Saint-Étienne, Cedex2, Paris.
24. Bizeau. R, Choqueuse. D, Davies. P, Mazéas. F, Petton. D, "Veillissement humide des composites: comparaison entre 5 matériaux en termes de cinétique d'absorption et d'évolution des propriétés mécaniques", IFREMER, Laboratoire des Matériaux Marins, Centre de Brest, Plouzané.
25. Fabric Conus et René Suter, "Modélisation par élément finis des poutres en béton armé renforcées par tissus d'aramide", Ecole d'ingénieurs et d'architectes de Fribour, Suisse, May 2000, pp 1-12.
26. Kachalkev. D, "Finite element analysis and model validation of shear deficient reinforced concrete beams strengthened with GFRP laminates", Civil and Environmental Engineering, California Polytechnic State University, pp.1-11.
27. Kachalkev.D.,Miller.T, Yim.S, Chansawat.K, Potisuk.T, "Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminate", Civil and Environmental Engineering, Construction and Environmental Engineering, Oregon Departement of Transporation, May 2001, pp, 1-113.

28. Kachlakev. D, "Finite element analysis of Historic Bridge Strengthened with FRP Laminate", California Polytechnic State University, USA, 2000, pp1-12.
29. Arockiasamy. M, "Time dependent deformations of concrete beams reinforced with bars", Florida Atlantic university, USA, 2000.
- 30 .Mpan.P et Levacher.D, "Analyse numérique du comportement d'un pieu isolé tridimensionnel chargé latéralement en milieu pulvérulent", Compiègne, 7-9 Septembre 2004.
31. Prat.M et Bisch.p, A.Millard, Mestat.P, Cabot. GP, "La modélisation des ouvrages", édition Hermès, Paris, 1996.
32. Ansys Basic, "Analysis Practice Guide", 2nd edition, SAS IP, Inc.
33. Jean –Charles Craveur, "Modélisation des structures, calcul par élément finis", deuxième édition DUNOD, Paris, 2001.