

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

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie civil
Option : Structure

Thème

Modalisation du comportement non linéaire des poutres en béton armé pré-endommagées réhabilitées par des matériaux composites.

Proposé et dirigé par :

M^{me} Ait Taleb Souad

Réalisé par :

M^{lle} Bengana Lylia

Promotion 2019/2020



REMERCIEMENTS

*Après avoir rendu grâce à **DIEU** le tout puissant et le miséricordieux, je tiens à remercier, vivement, tous ceux et celles qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.*

*Je tiens à exprimer toute ma gratitude et ma parfaite considération à **Mme AIT TALEB Souad** Maitre de conférences, de m'avoir encadrée, aidée, conseillée et suivies attentivement dans la réalisation de ce mémoire de Master. Je tiens également à la remercier pour sa confiance et sa sympathie.*

*Je remercie ainsi **Mr SI SALEM** pour son aide et ses efforts inestimables.*

J'adresse mes sincères remerciements à tous les membres de jury qui m'ont fait l'honneur d'examiner ce mémoire de fin d'étude et lui apporter ainsi l'accréditation de la communauté scientifique.

Lylia





DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes deux raisons de vivre (mon père et ma mère) pour leurs soutien et encouragements durant tout mon cursus, grâce à eux que j'ai pu arriver à ce stade que Dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A mes frères(HALIM, ABDRAHMAN et BADREDIN).

A mes grands-parents ;

*Mes cousins et mes tantes ainsi que mes copines
Malha, Aziza*

Je souhaite que ce travail soit à la hauteur de tout ce qu'ils ont pu faire pour moi.

lylia

RESUME

Les poutres en béton armé sous chargement sismique et statique sont en général caractérisées par des ruptures en flexion et de cisaillement. Afin de redonner à ces structures des capacités nécessaires pour résister aux sollicitations du service le recours au renforcement et confortement des zones endommagées s'avère une technique prometteuse. Dans cette optique, le présent travail consiste à tenir compte du pré-endommagement initial dans le renforcement des zones critiques des poutres en béton armé chargées en flexion. En effet, le renforcement est effectué en flexion par collage d'une plaque composite à base de fibre de carbone et en cisaillement par une enveloppe en fibre de verre.

Une simulation numérique à base du code éléments finis ABAQUS est réalisée sur des poutres en béton armé renforcées et pré-endommagées sous charges monotones, afin de mettre en exergue le comportement des poutres endommagées après réparation. L'analyse des résultats obtenus en termes de courbes de capacité et d'évolution des variables d'endommagement montrent tout l'intérêt des PRF sur la réponse globale et locale des éléments renforcés.

Mots clés : Simulation numérique ; Poutres en BA pré-endommagées ; Renforcement ; Plaques PRF ; Performances.

Sommaire

Chapitre I

I.1 Introduction.....	4
I.2 Béton	4
I.2.1 Définition	4
I.2.2 Comportement mécanique du béton.....	4
I.2.2.1 Comportement de béton à la compression	4
I.2.2.2 Résistance à la traction du béton	5
I.2.2.3 Comportement du béton à la traction	6
I.3 Théorie d'endommagement	6
I.3.1 Description.....	6
I.3.2 Modèle d'endommagement isotrope	8
I.3.3 Modèle d'endommagement anisotrope	9
I.3.4 Endommagement de propagation de fissures	9
I.3.4.1 Critère de la contrainte principale maximale	10
I.3.4.2 Critère de la contrainte circonférentielle maximale	10
I.3.4.3 Critère de la densité d'énergie de déformation minimale.....	10
I.3.4.4 Critère du taux de restitution d'énergie maximal	11
I.3.5 Variable d'endommagement.....	11
I.4 Les Aciers.....	12
I.4.1 Propriétés d'acier	12
I.4.1.1 Première forme bilinéaire	12
I.4.1.2 Deuxième forme bilinéaire	13
I.4.1.3 Forme complète	13
I.4.2. Caractéristiques mécaniques	14
I.5 Matériaux composites.....	14
I.5.1 Définition	14
I.5.2 Les différents constituants de base.....	14
I.5.2.1 Les renforts	14
I.5.2.2 Les matrices.....	16

I.5.2.3 Charges et additifs	17
I.5.3 Caractéristiques mécaniques des composites	17
I.6 Conclusion	20

Chapitre II

II.1 Introduction	21
II.2 Description réglementaire.....	21
II.2.1 Dimensionnement	21
II.2.1 Armatures longitudinales	22
II.2.2 Armatures transversales	22
II.2.3 Zone nodale.....	22
II.2.4Méthode de calculs de type réglementaire.....	23
II.2.4.1 Méthodes de calcul aux ELS.....	23
II.2.4.2Méthodes de calcul à l'ELU	24
II.2.4.2.1 Action composite parfaite	24
II.2.4.2.1Perte d'action composite : (<i>recommandations de l'AFGC</i>).....	25
II.3 Renforcement des poutres	26
II.3.1 Comportement des poutres en béton armé.....	27
II.3.2 Nécessité de renforcement	28
II.3.3 Les causes des dommages et les dégradations de béton	29
II.3.3.3 Les autres causes de dégradation des bétons	30
II.3.3 Méthodologie de renforcement	30
II.4. Techniques de renforcement.....	31
II.4.1 Renforcement à la flexion.....	32
II.4.2 Renforcement à l'effort tranchant.....	33
II.5Travaux antérieures sur le renforcement des poutres	33
II.6Conclusion	37

Chapitre III

III.1. Introduction	38
III.2 Simulation avec ABAQUS	38
III.2.1 Présentation du logiciel	38
III.2.3.Définition du modèle à simuler.....	39
III.2.4.Présentation des étapes suivies dans la simulation.....	40

III.3.Modélisation du comportement des matériaux	50
III.3.1.Modèle non linéaire pour béton	50
III.3.2. Modélisation de l'acier	53
III.3.3. Modélisation des Composites	53
III.4.Modèles et variantes de l'étude	53
III.5. Conclusion.....	54

Chapitre IV

IV.1 Introduction.....	56
IV.2Confrontation et validation du modèle élément fini	56
IV.3. Effet de l'endommagement.....	57
IV.3.1. Poutres avec béton pré-endommagé.....	60
IV.3.2.Poutres avec acier et bétonpré-endommagés	64
IV.4 Conclusion	68

Chapitre I

Figure I.1: loi de comportement du béton en compression sous chargement statique	5
Figure I.2: résistance du béton à la traction	5
Figure I.3: comportement du béton en traction (Terrien, 1980).....	6
Figure I.4 : Définition de la contrainte effective d'après Murakami	7
Figure I.5 : Fissures alignées selon la direction verticale	9
Figure I.6 : Contrainte maximale au front de fissure en coordonnées sphériques.	10
Figure I.7 : Élément de surface.	11
Figure I.8: Diagramme règlementaire (σ_s, ϵ_s) des aciers de béton armé écrouis	12
Figure I.9 : Diagramme conventionnel (σ_s, ϵ_s) des aciers écrouis	13
Figure I.10. Courbe représentant le comportement complet de l'acier en traction	13
Figure I.11 : Définition d'un matériau composite	14
Figure I. 12 : Différents formes des matériaux composites	15
Figure I.13 : Image MEBE de fibres de carbone à partir de PAN	15
Figure I.14 : Organigramme illustrant les principaux matériaux de renfort.	16
Figure I.15 : Organigramme illustrant les différentes familles de matrice	17
Figure I.16: Relation contrainte-déformation d'un matériau	18
Figure I.17: Variation de la résistance du composite en fonction du volume des fibres	19
Figure I.18: Schématisation par couche d'un composite unidirectionnel	19

Chapitre II

FigureII.1: dimensionnement respecté pour les poutres selon RPA2003	21
Figure II.2 : Zonenodale	22
Figure II.3 : Analyse élastique linéaire d'une section fissurée et renforcée	23
Figure II.4 : Analyse de la section en flexion à l'ELU (d'après FIB bulletin 14, 2001).....	24
Figure II.5: Diagramme des pivots (A, B et D)	25
FigureII.6: Schéma des renforcements par fibre de carbone et par tôle acier	26
FigureII.7: Rupture en flexion (avec une compression de béton)	27
Figure II.8: Rupture en flexion	27
Figure II.9: Rupture en cisaillement	27
Figure II.10: Comportement de poutre béton armé (rupture en cisaillement)	28
Figure II.11: Une poutre en béton armé renforcée par une lamelle en PRF	30
Figure II.12: Types de renforcement selon	31
Figure II.13 : Courbe typiques de charge-déflexion des poutres en béton armé renforcées et non renforcées avec des matériaux composites «FRP»	31
FigureII.14: Renforcement des poutres par des matériaux composites	32
Figure II.15 : Présentation d'une poutre en béton armé soumise à la flexion.	32
Figure II.16 : Renforcement d'un élément en béton armé soumis à l'effort tranchant	32
Figure II.17: Résultats obtenus par Liang Huang, et al	33
Figure II. 18: Technique et résultats obtenu par Biao Hu, et al	34

Figure II. 19: les essais de flexion menés par Xiaod Lia et al	34
Figure II.20: Résultats obtenu par T. Jirawattanasomkul, et al.....	35
Figure II.27: résultats obtenus par J.-Y. Lee et al	36

Chapitre III

Figure III.1 : Quelques formes complexes possibles à programmer sur ABAQUS	39
Figure III.2 : Présentation de l'interface ABAQUS.....	39
Figure III.4 : Ferrailage et dimension de la poutre expérimentée par L. Huang et al	40
Figure III.5 : Création de poutre en béton armé.....	41
Figure III.6 : création des armateurs	41
Figure III.7 : Création de la plaque rigide.....	42
Figure III.8 : création de composite sous forme U (fibre de verre GFRP)	42
Figure III.9 : Création de composite (fibre de carbone CFRP).....	43
Figure III.10 : Création des propriétés des matériaux (béton, acier et composites).....	44
Figure III.11 : Détail d'assemblage du modèle.....	45
Figure III.12 : Création du Step	46
Figure III.13 : Création des interactions.....	46
Figure III.14 : chargement de poutre en béton armé.....	47
Figure III.15 : Création du maillage.....	48
Figure III.16 : sensibilité de maillage.....	49

Chapitre IV

Figure IV.1: Confrontation des courbes (F-U); Validation du modèle non renforcé.....	56
Figure IV.2: Confrontation des courbes (F-U); Validation du modèle renforcé.....	57
Figure IV.3: Résultat de l'effet d'endommagement du béton en termes de capacité portante.	59
Figure IV.4: Comparaison des évolutions des dommages en traction	61
Figure IV. 5 : Confrontation des courbes forces-dommages en traction : poutre en BA vs. Poutre en BA renforcée.	63
Figure IV.6: Confrontation des courbes forces-dommages en traction ;poutre en BA vs. Poutre en BA renforcée pré-endommagée à 20%.....	63
Figure IV.7 : Résultat de l'effet d'endommagement du béton et de l'acier en termes de capacité portante.....	65
Figure IV.8: Représentation de l'évolution des dommages dus à la traction des poutres à base de béton et acier pré-endommagés	67
Figure IV. 9: Confrontation des courbes forces-dommages : Poutre en BA vs. Poutre en BA renforcée pré-endommagée à 20%	67

Liste de tableaux

Tableau I.1: Caractéristiques spécifique des matériaux usuels élaborés sous forme massives....	18
Tableau I.2 : caractéristiques spécifiques des matériaux élaborés sous forme de fibres.....	18
Tableau III.1: Tableau des unités correspondant à ABAQUS.....	38
Tableau III.2: Les différentes lois utilisées pour le modèle adopté pour le béton.....	52
Tableau III.3: Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton.....	52
Tableau III.4: Paramètres utilisés pour le comportement des bandes CFRP, GFRP.....	53
Tableau III.5 : Paramètres utilisés dans l'étude de l'effet d'endommagement.....	53
Tableau IV.1: la résistance de variable de l'endommagement.....	60
Tableau IV.2: Résultats en termes d'apport de capacité :béton et acierendommagés.....	63

PRINCIPALES NOTATIONS

f_{cj}	La résistance a la compression du béton à j jours.
f_{c28}	La résistance a la compression du béton à 28 jours.
f_{tj}	La résistance caractéristique du béton à la traction a j jours.
E	Module de Young instantané du béton.
Ψ	Angle de dilatation du béton sous compression axiale.
d_t	Variabes d'endommagement de traction.
D_n	la mesure de mécanique de l'endommagement.
d_c	Variabes d'endommagement en compression.
σ_t	Contrainte du traction.
σ_c	Contrainte du compression.
σ_{ij}	Composantes de la matrice de contraintes.
S_t et S_c	Des fonctions de l'état de contrainte.
ν_1, ν_2	Coefficients de Poisson du tissu de verre.
G_{I2}	Module de cisaillement du tissu de verre.
f_s et f_v	composantes des forces de surface et volume.
d_s et d_v	respectivement élément de surface et volume.
f_{cm}	valeur moyenne de la résistance à la compression.
γ_c	Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés.
V_m	fraction volumique de matrice.
M	moment fléchissant.
P	force total appliqué sur la poutre.
G_c et G_a	Module de cisaillement du béton et de la colle respectivement.
F	fonction de l'état de contrainte principale.
ϵ_0	Déformation initial dans le tissu (volume virtuelle).
ϵ_c	Déformation actuelle des fibres extrémités du béton comprimé.
K_I	facteur d'intensité des contraintes.

a facteur dépendant de l'angle θ .

W_t et W_c Paramètres de contrôle la récupération de la rigidité traction et à la compression.

PRF Fiber reinforced polymer (Polymère renforcé de fibres).

CFRP Carbon Fiber reinforced polymer (polymère renforcé de fibres de carbone).

GFRP Glass Fiber reinforced polymer (polymère renforcé de fibres de verre).

BA Béton armé sain.

BAR Béton armé renforcé.

BA-end Béton armé endommagé.

BAR-end béton armé renforcé endommagé.

Introduction général

L'endommagement des matériaux et des structures est pratiquement toujours un évènement non désiré, aux conséquences qui peuvent être catastrophiques. Bien que les causes d'une défaillance mécanique puissent être analysées, le plus souvent la prévision et la prévention des défaillances demeurent difficiles. Au fait, le comportement mécanique macroscopique résulte souvent d'effets de moyenne de la microstructure, l'endommagement résulte le plus souvent de la combinaison de pics de chargement, d'effet de localisation et de défauts de microstructure [1].

Les besoins en matière de réparation et de renforcement sont donc très importants. L'approche la plus évoquée pour le renforcement et la réhabilitation des poutres en béton armé afin de pallier à leurs dégradations de capacité, est le collage externe de matériaux composites sur les zones critiques susceptibles à la rupture. Les travaux menés par **Liang Huang et al [47]** sur le confortement des poutres en béton armé par collage de matériaux composites à base de fibre de verre et carbone dans les zones critiques ont montré l'efficacité des polymères renforcés de fibre (**PRF**) pour améliorer les performances mécaniques.

Dans cette optique, notre contribution dans ce travail consiste à tenir compte du pré-endommagement initial dans le renforcement des zones critiques des poutres en béton armé chargées en flexion. En effet, le renforcement s'effectuera en flexion par collage d'une plaque composite à base de fibre de carbone et en cisaillement par une enveloppe en fibre de verre. L'analyse structurale réalisée avec le logiciel ABAQUS, vise à réaliser une étude paramétrique sur la variation d'endommagement pour le béton et les aciers et évaluer la meilleure combinaison qui donnerait un meilleur rapport de capacité portante. Les principaux objectifs de ce travail sont résumés comme suit :

- Développer et valider un modèle élément fini non linéaire capable de prédire la réponse des poutres en béton armé renforcées et pré-endommagées sous chargement de flexion monotone ;
- Renforcer les zones critiques d'une poutre en béton à travers la visualisation locale de l'évolution des dommages et effectuer un renforcement adéquat ;
- Mettre en évidence l'effet du pré-endommagement initial du béton sur la capacité portante des poutres béton armé renforcée par des FRP;
- Quantifier l'apport du renforcement en termes de capacité et performance à travers la confrontation des modèles renforcés au modèle classique en BA.

Pour y mener à terme ces objectifs et répondre à la problématique posée, nous avons scindé le mémoire en deux grandes parties. La première partie est une **synthèse bibliographique** composée de deux chapitres :

- Le premier chapitre est une « **revue sur les matériaux** » : Dans ce chapitre nous avons présenté une synthèse bibliographique sur les caractéristiques et les comportements des matériaux utilisés dans cette étude, à savoir le béton, l'acier et les matériaux composites ainsi que leur comportement mécanique et modélisation numérique.

▪ Le deuxième chapitre fait l'objet de l'état de l'art sur « **le comportement des poutres et techniques de renforcement** »; ce chapitre est consacré d'abord à la description réglementaire. Après avoir lister les différents mécanismes de ruines et les différentes techniques de renforcement, une revue de littérature sur les travaux expérimentaux antérieurs portant sur le renforcement des zones critiques des poutres par collage externe des matériaux composites est mis en point.

La deuxième partie est consacrée pour la modélisation numérique, elle comporte aussi deux chapitres comme suit :

▪ Le troisième chapitre « **Modélisation numérique** » est totalement dédié à la simulation numérique basée sur la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel ABAQUS. Il donne un aperçu sur les modèles de matériaux utilisés : de la génération de la géométrie jusqu'au lancement du calcul. Les principales étapes de la simulation et les variantes de l'étude considérées sont aussi présentées.

▪ Le dernier chapitre « **Présentation des résultats et discussion** » présente les résultats de la simulation numérique sous forme de cartographies, courbes de capacité qui décrivent le comportement des poutres renforcées et non renforcées, ces résultats nous ont permis de quantifier l'apport positif des différents renforcements.

Enfin, ce travail est ponctué par une conclusion générale où sont rappelés les principaux résultats obtenus dans cette étude.

Chapitre I
Revue sur les
matériaux

I.1 Introduction

Pour aborder avec succès la modélisation du comportement jusqu'à rupture des poutres en béton armé renforcées et déterminer leurs capacités de charge, il est nécessaire de connaître les lois de comportement des matériaux béton, acier et composites. Dans ce qui suit, on passera en revue l'ensemble des lois et caractéristiques mécaniques de ces matériaux. On s'intéressera particulièrement aux différents comportements contraintes-déformations sous tous les états de contraintes. [1]

I.2 Béton

Depuis son invention, le béton a toujours été considéré comme le matériau de construction des ouvrages de génie civil par excellence, sa demande augmente jour après jour pour les besoins en terme de développement des infrastructures. Toutefois, il est connu par sa faible résistance à la traction qui constitue le majeur inconvénient de ce matériau[2].

I.2.1 Définition

Par définition le matériau béton est un matériau granulaire particulier à cohésion non nulle. Il est confectionné à partir d'un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (gravillons, sables, etc.), et un liant (ciment, bitume, argile), ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange. Mêlés à de l'eau, on obtient une pâte, à homogénéité variable, qui peut selon le matériau, être moulée, ou coulée sur chantier. Il est d'abord fluide ce qui lui permet de prendre toutes les formes possibles puis progressivement il devient dur et très résistant, il est présent dans tous les secteurs de la construction, ses qualités et ses performances répondent aux différents besoins en matière de bâtiments et de génie civil en respectant les exigences de sécurité, d'esthétique et de durabilité. [3]

I.2.2 Comportement mécanique du béton

Afin de mener à bien le calcul des ouvrages, il est nécessaire de connaître la réponse de ce matériau aux diverses sollicitations. L'une des caractéristiques du béton est un comportement différent en traction et en compression : il est beaucoup plus résistant en compression. C'est la raison pour laquelle il est souvent considéré comme ayant une résistance nulle en traction lors des calculs réglementaires de structures. Ce comportement, en traction et en compression, est fortement influencé par les mécanismes internes d'altérations qui conduisent à une perte de raideur.[4]

I.2.2.1 Comportement de béton à la compression

Bien que le béton soit constitué de matériaux élastiques et fragiles (granulats, pâte de ciment), son comportement en compression est traduit principalement par une relation contrainte – déformation non linéaire, et présente une certaine pseudo-ductilité liée à la microfissuration du matériau. En effet, lorsque le béton est soumis à des contraintes supérieures à **40%** de sa résistance en compression, la microfissuration s'initie et se propage parallèlement au changement lors de son augmentation [5]. La relation contrainte-déformation tend alors à se

courber graduellement, traduisant une perte de rigidité, jusqu'à une augmentation plus rapide des déformations au-delà d'une contrainte de 70 à 80% de la résistance en compression qui mène à la rupture par fissuration[5] parallèle à l'axe de chargement.

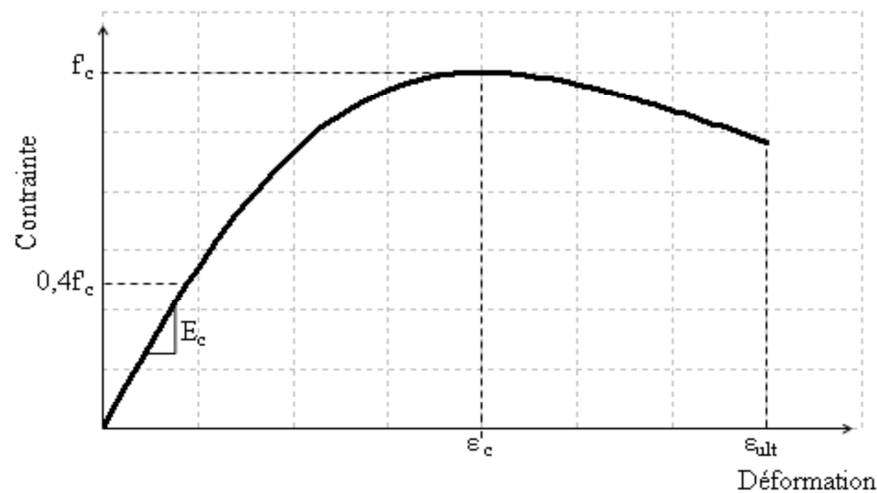


Figure I.1: loi de comportement du béton en compression sous chargement statique [5]

La relation contrainte-déformation obtenue lors des essais de compression uni axiaux sur un cylindre en béton est présentée sur la **figure (I.1)**. Le comportement du béton en compression peut être divisé en deux zones : la partie ascendante de la courbe contrainte-déformation décrit le comportement du béton non fissuré (présence uniquement de microfissures, alors que la partie d'adoucissement est associée au comportement du béton fissuré.

I.2.2.2 Résistance à la traction du béton

La résistance à la traction s'obtient soit par essai de traction par fendage (dit essai Brésilien) soit par un essai de flexion sur éprouvette prismatique. Le béton soumis à une traction se déforme quasiment élastiquement pour des fibres contraintes. [6]

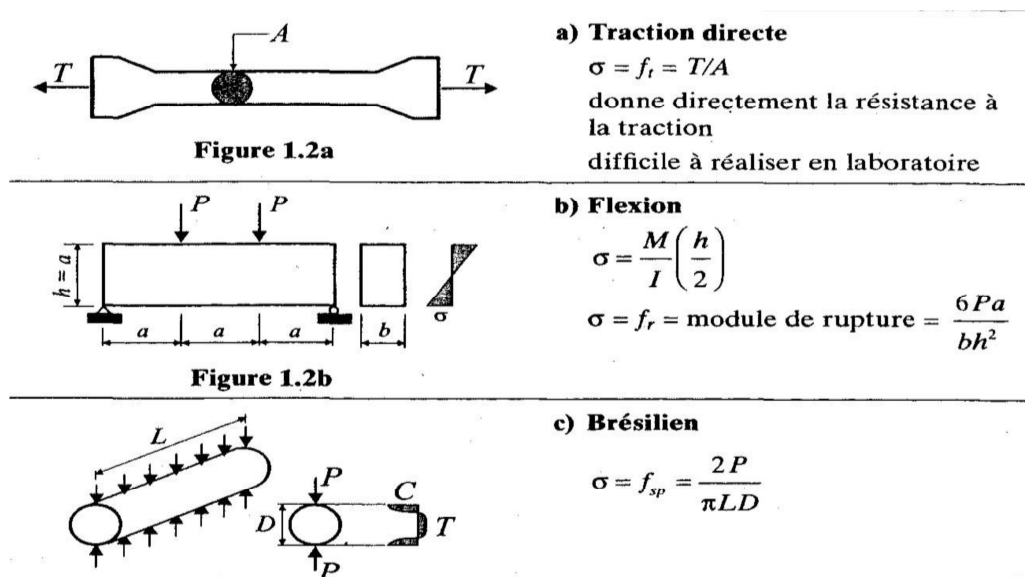


Figure I.2: résistance du béton à la traction [6]

I.2.2.3 Comportement du béton à la traction

Le béton a une très faible résistance en traction. Ceci est d'ailleurs la raison pour laquelle il est considéré comme ayant une résistance nulle en traction lors des calculs réglementaires. Cependant, l'étude de ce comportement est nécessaire afin d'approfondir la connaissance de ce matériau en vue de sa modélisation. Contrairement à l'essai de compression, la mise en œuvre d'un essai de traction directe est difficile. Les premiers essais de traction directe ont été réalisés par Terrien (voir **figure I-3**).

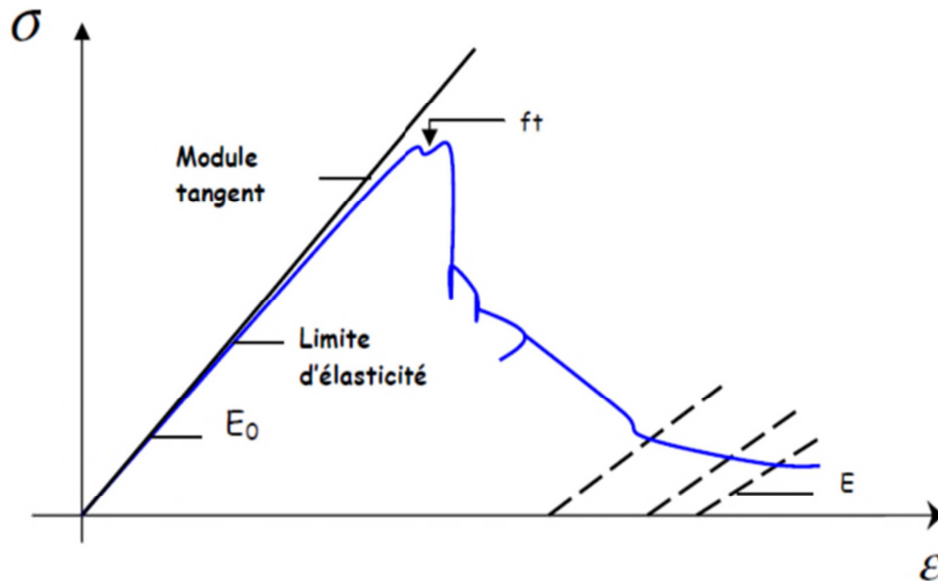


Figure I.3: comportement du béton en traction (Terrien, 1980)[6]

L'interprétation de cette courbe fait apparaître distinctement deux phases :

- Le près-pic ($\sigma < f_t$) où la courbe s'écarte assez peu de la droite élastique. Selon **Terrien**, les premières dégradations apparaissent à environ **50%** de la contrainte maximale.
- Le post-pic (phase d'adoucissement) où la contrainte chute brutalement avant de se stabiliser.

1.3 Théorie d'endommagement

I.3.1 Description

L'endommagement désigne l'ensemble des phénomènes de création de nouvelles surfaces libres au sein d'un matériau soumis à une sollicitation d'origine mécanique ou thermique. L'apparition et le développement de ces nouvelles surfaces constituent généralement un phénomène irréversible.[7]

La présence des hétérogénéités favorise l'apparition d'une microfissuration. Elle se manifeste par une perte plus ou moins importante de la rigidité du matériau et par l'absence de macro fissures empêchant ainsi la rupture brutale. Lorsque la densité de défauts atteint une valeur importante, la jonction de microfissures se fait par fissuration des ligaments de matrice, souvent dans des zones fortement écrouies dans le cas des matériaux à comportement plastique.

La mécanique d'endommagement sert à modéliser les effets des microfissures d'un matériau. Cette modélisation est bien adaptée à la description des non linéarités survenant dans le béton ou dans les matériaux types connus comme des matériaux fragiles. Le développement des modèles basés sur cette théorie, nécessite la définition de la règle d'endommagement qui caractérise le taux de fissuration matériel et son orientation. Le modèle proposé par Lemaitre est considéré parmi les premiers modèles utilisant la théorie d'endommagement isotrope. Ce modèle est basé sur la définition de la contrainte effective, supposant que la contrainte réelle qui s'applique sur le matériau sain, est supérieure à la contrainte macroscopique (**figure I.4**). Cette notion s'exprime souvent par le principe d'équivalence déformation. [2]

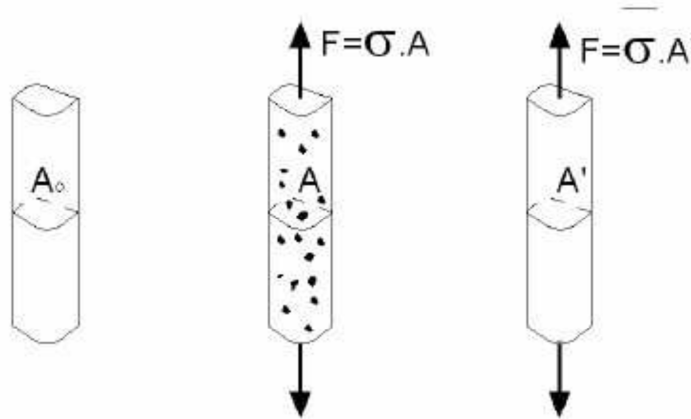


Figure I.4 Définition de la contrainte effective d'après Murakami[2].

D'après la théorie classique de l'endommagement, l'état de fissuration du béton est décrit par une variable d'état d :

- $d = 0$: correspond à un état sain du matériau.
- $d = 1$: correspond à une rupture observée dans le cadre du volume élémentaire.

En réalité, la rupture aura lieu pour une valeur de d qui est inférieure à 1. La réduction de contrainte est due principalement à la microfissuration du béton, alors la contrainte effective s'écrit comme suite :

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{(1-d)} \sigma \quad \text{I.1}$$

Avec l'évolution de la microfissuration, la surface qui résiste à la charge appliquée décroît.

L'expression d'endommagement unidimensionnel est donnée par l'expression (I.2) :

$$1-d = \frac{E'}{E} = \frac{A'}{A} \quad \text{I.2}$$

Où (E et E'), (A et A') sont les modules d'élasticité, et les sections du matériau sain et

Endommagé, respectivement. La loi d'élasticité unidimensionnelle s'écrit comme suit :

$$\sigma = E(1-d)\varepsilon \quad \text{I-3}$$

Quelques modèles basés sur la mécanique de l'endommagement sont systématisés à la base du rang de la variable qui décrit l'endommagement. Si on considère un matériau isotrope dans l'hypothèse de l'endommagement isotrope, il est possible d'utiliser un modèle qui est décrit par une variable scalaire. En revanche, l'expérience montre que, pour un matériau initialement isotrope, les défauts sont orientés par le chargement, dans ce cas, il est nécessaire d'utiliser une variable tensorielle pour décrire les endommagements dans les différentes directions. [8]

I.3.2 Modèle d'endommagement isotrope

Ce modèle propose de quantifier l'état de l'endommagement d'un matériau par une variable scalaire D qui peut varier de 0 à 1 . La valeur 0 représente l'état non-endommagé du matériau, et la valeur 1 représente l'état d'endommagement à la rupture. Ce type d'endommagement peut être décrit par un modèle simple défini comme suit : lorsqu'une force de traction F est appliquée à une éprouvette de section nominale S_n , la contrainte est donnée par la relation $\sigma = \frac{F}{S_n}$ en présence d'endommagement, la surface supportant effectivement la charge est S_e , telle que $S_e = S_n - S_D < S_n$ et S_D est la surface des fissures dans le plan contenant la section S_n considérés.

Le paramètre d'endommagement D est défini comme :

$$D = \frac{S_D}{S_n} = 1 - \frac{S_e}{S_n} \quad \text{I-4}$$

Si la valeur D est identique quelle que soit la direction du plan de la section S_n choisie, l'endommagement est dit isotrope.

La contrainte effective peut être exprimée également par la relation :

$$\check{\sigma} = \frac{F}{S_e} = \frac{F}{S_n(1-D)} = \frac{\sigma}{1-D} \quad \text{I-5}$$

Les évolutions de l'endommagement peuvent être suivies de manière directionnelle (dans le sens de la traction) par les changements du module d'Young en utilisant la définition suivante :

$$D_e = 1 - \frac{E}{E_0} \quad \text{I-6}$$

Où E est le module d'Young mesuré sous chargement, et E_0 est le module d'Young initial du matériau supposé sain. Cette relation est basée sur une équivalence en déformation :

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{\check{\sigma}}{E_0} = (1-D_e) \varepsilon \rightarrow E = (1-D_e) E_0 \quad \text{I-7}$$

En résumé, notons que ce modèle présente, du fait de sa simplicité d'utilisation, un caractère heuristique important. Il ne constitue qu'une première approche simplifiée de la mécanique de l'endommagement mais ne peut rendre compte :

- De la présence de déformations irréversibles occasionnées par l'endommagement ;
- De l'anisotropie induite par la propagation orientée des microfissures.

Pour tenir compte de ces phénomènes, il convient de choisir une variable descriptive de l'endommagement qui soit de nature non scalaire. [8]

I.3.3 Modèle d'endommagement anisotrope

L'endommagement d'un matériau fragile peut fortement varier en fonction des directions préférentielles de l'espace. Si on prend le cas d'un réseau dont les défauts présentent un élanement important (assimilables à des fissures alignées) (**figure I.5**), l'endommagement est beaucoup plus marqué dans la direction perpendiculaire à celle des fissures (direction D2) que dans la direction parallèle (D1).

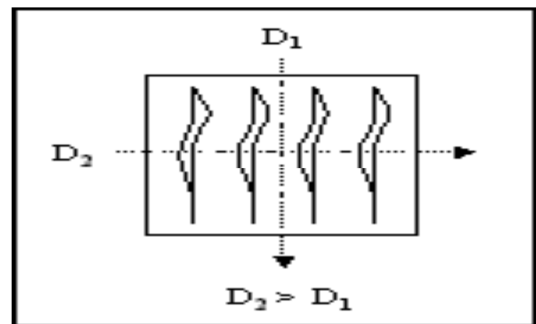


Figure I.5 : Fissures alignées selon la direction verticale [9]

Pour en tenir compte de l'anisotropie, de nombreux modèles dédiés à la simulation du comportement non linéaire des matériaux fragiles ont été proposés dans la littérature. Dans ce cadre, on peut citer ceux issus d'une approche fondée sur la micromécanique et l'homogénéisation selon la formule :

$$\mathbf{E} = \mathbf{E}_0 * (1 - f(v_0) * D) \mathbf{I} \quad \text{I- 8}$$

où $f(v_0)$ est une fonction qui dépend de l'orientation et de la géométrie des fissures ainsi que du coefficient de Poisson.

I.3.4 Endommagement de propagation de fissures

Pour la propagation d'une fissure donnée, il existe une valeur critique du facteur d'intensité de la contrainte notée K_{Ic} qui est directement liée à la ténacité du matériau. La ténacité est la capacité d'un matériau à résister à la propagation d'une fissure et se mesure en **Mpa**. On peut définir comme étant la quantité d'énergie qu'un matériau peut absorber avant de rompre. C'est une [10] propriété matériau indépendante de la géométrie de l'éprouvette en mode II, il y a initiation de la fissure lorsque $K_I = K_{Ic}$.

Ces deux approches en taux de restitution et en intensité de contrainte sont équivalentes. On peut passer de l'un à l'autre par la formule suivante en **mode I** :

$$G_c = \frac{(K_{Ic})^2}{E^*} \quad \text{I.9}$$

Dans le cas des modes mixtes, la relation devient :

$$G_c = \frac{(K_{Ic})^2 + (K_{IIc})^2}{E^*} + \frac{(K_{Ic})^2}{2} \mathbf{I.10}$$

Avec $\mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$ et $E^* = \frac{E}{1-\nu^2}$ en déformations planes ; E : Module en contraintes planes.

I.3.4.1 Critère de la contrainte principale maximale

Dans ce cas de figure, la direction de propagation d'une fissure est toujours perpendiculaire à celle de la contrainte principale maximale. Elle peut être ainsi considérée, dans le repère principal, comme étant une propagation de fissure purement en mode I, [11]

I.3.4.2 Critère de la contrainte circonférentielle maximale

Ce critère a été proposé par **Erdogan et Sih**[6] pour étudier des matériaux élastiques. Dans ce cas, la contrainte en front de fissure peut être projetée selon trois directions (**Figure I-6**).

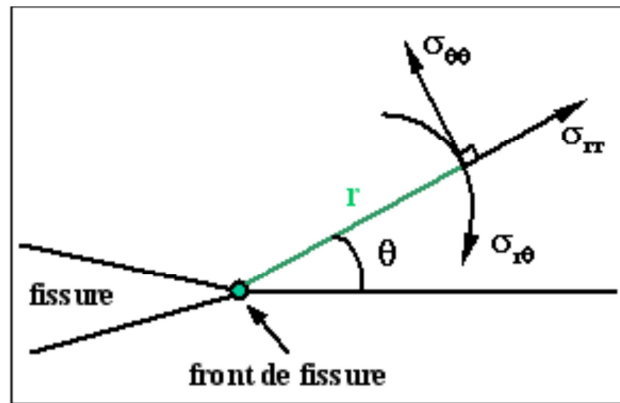


Figure I.6. Contrainte maximale au front de fissure en coordonnées sphériques.[11]

Les expressions de ces projections peuvent être écrites en coordonnées sphériques par les formules ci-dessous :

$$\sigma_{rr} = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos(\theta/2) \left[K_I [1 + \sin^2(\theta/2)] + \frac{3}{2} K_{II} \sin^2(\theta/2) - 2K_{II} \tan(\theta/2) \right] \quad \mathbf{I-11}$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos(\theta/2) \left[K_I \cos^2(\theta/2) - \frac{3}{2} K_{II} \sin(\theta/2) \right] \quad \mathbf{I-12}$$

$$\sigma_{r\theta} = \frac{1}{\sqrt{2\pi r}} \cos(\theta/2) \left[K_I \sin(\theta) + K_{II} [3\cos(\theta) - 1] \right] \quad \mathbf{I-13}$$

Où K_I représente le facteur d'intensité des contraintes en mode I et K_{II} celui en mode II.

I.3.4.3 Critère de la densité d'énergie de déformation minimale

Ce critère a été proposé par **Sih et MacDonald**[11] en 1974. Il considère que l'énergie de déformation W s'oppose à la croissance de la fissuration. La fissure va se propager alors dans la direction où la densité d'énergie de déformation $S(q)$ est minimale.

$S(q)$ est une fonction de l'angle de propagation de fissure q qui peut être exprimée par la formule suivante :

$$S(\theta) = a_{11}(\theta) K_I^2 + 2a_{12}(\theta) K_I K_{II} + a_{22}(\theta) K_{II}^2 \quad \text{I-14}$$

$a_{11}(\theta)$, $a_{12}(\theta)$, $a_{22}(\theta)$ sont des facteurs dépendant de l'angle θ

I.3.4.4 Critère du taux de restitution d'énergie maximal

Le taux de restitution d'énergie G est l'énergie nécessaire pour faire propager une fissure. La direction de propagation est attribuée à la direction dans laquelle G atteint sa valeur maximale.

G peut être calculé par une méthode d'intégrale de contour appelée **intégrale J**. J est une valeur indépendante du parcours de contours dans le cas quasi-statique et isotherme. En mécanique de la rupture fragile, G est égal à J . La formule proposée par Rice [RIC-68] est la suivante :

$$J = \int_{\Gamma} (u dy - t_i \frac{\partial u}{\partial x} ds) \quad \text{I.15}$$

Où U est la densité d'énergie de restitution, t_i est le vecteur normal d'un contour Γ autour de point de fissure, u est le déplacement, et ds est un élément du contour Γ

I.3.5 Variable d'endommagement

La détérioration par création de défauts est paramétrée par une variable d'endommagement scalaire ou tensoriel D . Soit S l'aire d'une section d'un élément de volume repérée par sa normale n . Dans cette section, les fissures et cavités qui constituent le dommage laissent des traces de formes diverses. Soit S_D l'aire totale de l'ensemble des traces des défauts corrigés des effets de concentrations de contraintes et d'interactions. On appelle D_n la mesure de mécanique de l'endommagement local relativement à la direction n . Par définition [12], on pose: $\frac{S_D}{S} D$

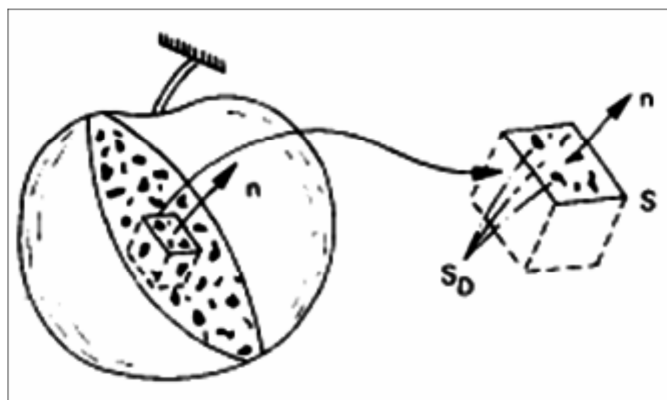


Figure I.7 Élément de surface. [12]

D'un point de vue physique de l'endommagement D_n est donc l'aire relative (Corrigée) des fissures et cavités coupées par le plan normal à la n .

D'un point de vue mathématique, en faisant tendre S vers 0, la variable D_n et la densité surfacique (corrigée) la discontinuité de la matière dans la plan n . [04]

- $D_n = 0$ Correspond à l'état non endommagé ou vierge. (Matériau sain)
- $D_n = 1$ Correspond à l'élément de volume rompu en deux parties selon un plan normal à n .

$0 < D_n < 1$ Caractérise l'état d'endommagement. **RAMTANI [3]** relie l'endommagement à la perte de la raideur en décrivant le paramètre d'endommagement par la fonction suivant :

$$D_n = \frac{E_0(\vec{n})}{E_0(\vec{n})} - \frac{E(\vec{n})}{E_0(\vec{n})} \quad \text{I.16}$$

I.4 Les Aciers

L'acier est un alliage métallique dont l'élément chimique principal est le fer et dont l'autre élément essentielle est le carbone. Les aciers utilisés en béton armé sont les aciers de nuance douce qui contient entre **0,15 à 0,25%** de carbone et les aciers de nuance mi-dure ayant **0,25 à 0,40 %** de carbone.[13]

I.4.1 Propriétés d'acier

Au cours des premières décennies de l'histoire du béton armé, les armatures étaient constituées de barres d'acier doux, lisses, de section circulaire dont la limite d'élasticité était habituellement comprise entre **215 et 235 MPa**. Ce type d'acier n'est pratiquement plus utilisé. On utilise désormais des aciers de limite d'élasticité plus élevée afin de réduire les sections d'armatures. Ces aciers sont dits à Haute Adhérence (**HA**) et ont couramment une limite élastique de **500MPa**. [14]. Présent sous forme de barres de grande longueur (souvent 12 m et 18 m) ou de fils en couronnes. Les diamètres commerciaux des barres indépendantes sont (en **mm**) : **6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32 et 40**

Les lois de comportement des aciers de construction sont résumées comme suit :

I.4.1.1 Première forme bilinéaire

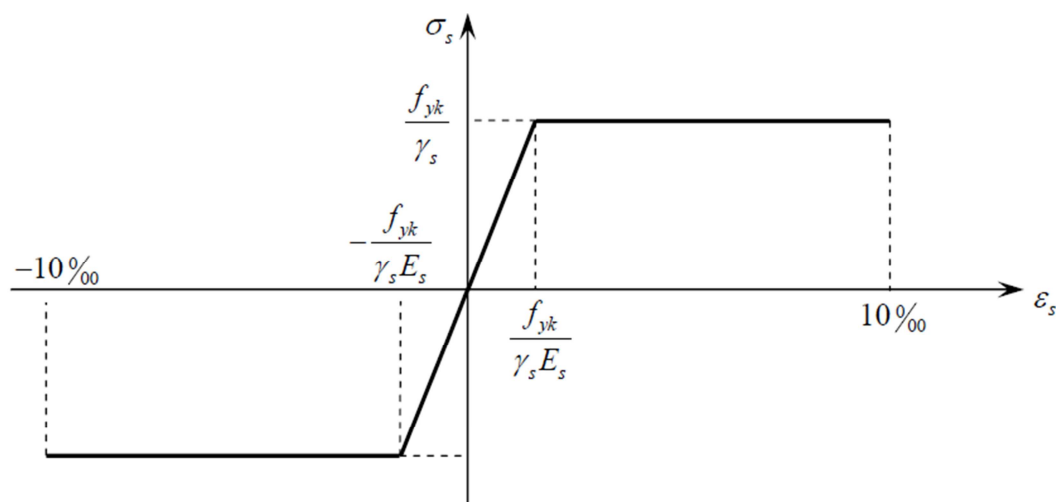


Figure I.8: Diagramme réglementaire (σ_s, ε_s) des aciers de béton armé écrouis

$$f_{yK} = E_s \cdot \varepsilon_s \quad 0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{su} \quad \text{I-17}$$

$$f_{yK} = f_y \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{su} \quad \text{I-18}$$

I.4.1.2 Deuxième forme bilinéaire

La courbe bilinéaire est celle que l'on utilise lorsque l'on effectue les calculs de conception.

Afin d'être conservateur, on néglige l'effet de l'écroutissement, c'est-à-dire le gain supplémentaire que l'on obtient après plastification de l'acier. Les équations qui décrivent la loi de comportement s'écrivent : [15]

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{2.10^5} - 0.823 \cdot \frac{\sigma_s}{f_{yKt}} - 0.7 \quad \text{pour la partie en compression I.19}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{2.10^5} + 0.823 \cdot \frac{\sigma_s}{f_{yKt}} - 0.7 \quad \text{pour la partie en traction I.20}$$

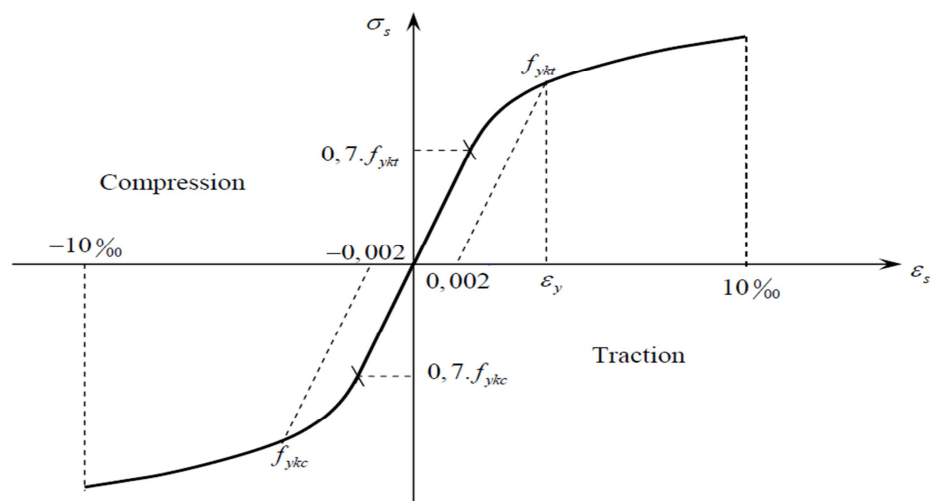


Figure I.9. Diagramme conventionnel (σ_s, ε_s) des aciers écrouis [15]

I.4.1.3 Forme complète

La relation tri linéaire permet de représenter l'amorce de l'écroutissement dans certaines barres. La relation complète permet également une meilleure approximation de la courbe. Les propriétés en compression de l'acier sont supposées les mêmes que celles en traction.

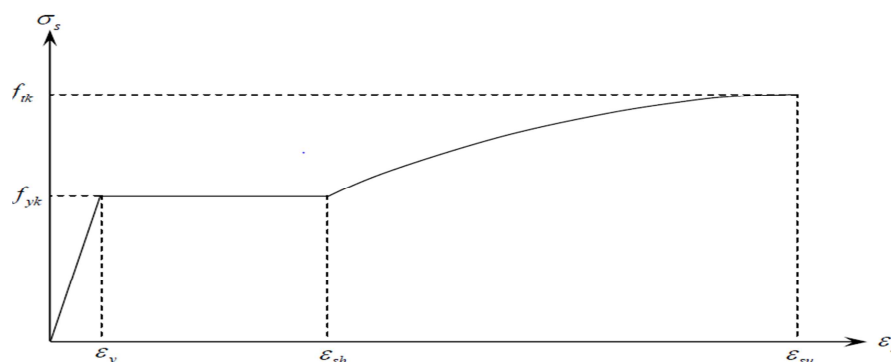


Figure I.10. Courbe représentant le comportement complet de l'acier en traction [15]

I.4.2. Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques servant de base aux calculs des éléments de béton armé son limite élastique garantie notée **fe : Fe E500** pour **fe = 500 MPa** Suivant les types d'acier, cette limite peut être apparente(acier doux, naturellement durs) ou fixée conventionnellement à **2.10³** d'allongement rémanent (fils tréfilés lisses).

Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à **E=200 000 Mpa**[16]

I.5 Matériaux composites

I.5.1 Définition

Un matériau composite est l'assemblage de deux ou plusieurs matériaux non miscibles, de nature différente, et dont les propriétés sont la somme de celles des constituants. Un matériau composite consiste dans le cas le plus général d'une ou plusieurs phases discontinues réparties dans une phase continue. La phase discontinue est habituellement plus dure avec des propriétés mécaniques supérieures à celles de la phase continue. La phase continue est appelée la **matrice**, la phase discontinue est appelée le **renfort**. [17]

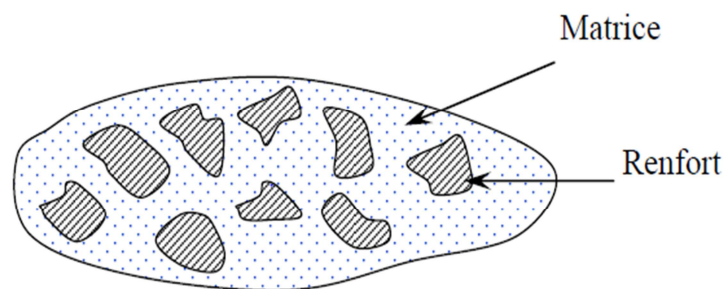


Figure I.11 : Définition d'un matériau composite [17]

I.5.2 Les différents constituants de base

Un matériau composite se constitue principalement d'une matrice qui peut être une résine et un renfort généralement des fibres. Les matériaux composites constituent aussi de charges et d'additifs.

I.5.2.1 Le renforts

Le renfort est tout simplement le squelette ou l'armature du composite ; il confère aux composites leurs caractéristiques mécaniques : rigidité, résistance à la rupture, dureté, etc.

Il permet aussi d'améliorer certaines des propriétés physiques : comportement thermique, tenue en hautes températures, tenue au feu, résistance à l'abrasion, propriétés électriques, etc. parmi ces renforts on peut citer : Les fibres (renforts) contribuent à améliorer la résistance mécanique et la rigidité des matériaux composites et se présentent sous forme filamentaire, allant de la particule de forme allongée à la fibre continue qui donne au matériau un effet directif (**Berreur et al. 2002**) [18].

Les propriétés des composites sont principalement influencées par le choix des fibres (**Teng et al. 2002 [10]**, **Carolin 2003 [18]**). Parmi les fibres les plus connues en génie civil, on peut citer : le carbone (haut module élastique et résistances mécaniques importantes à la fatigue), le verre (résistances moyennes, très utilisé pour renforcer les bétons) et l'aramide (de haute résistance à la traction, utilisée en câbles de hautes performances). **Figure (I.12)**.

➤ **Carbone** : Il existe deux types de fibres de carbone, celles à haute résistance (HR) issues d'une mise en œuvre par carbonisation, et celles à haut module (HM) issues d'une fabrication par graphitisation [19]. Les fibres de carbone ont une très bonne tenue thermique et un très faible coefficient de dilatation.

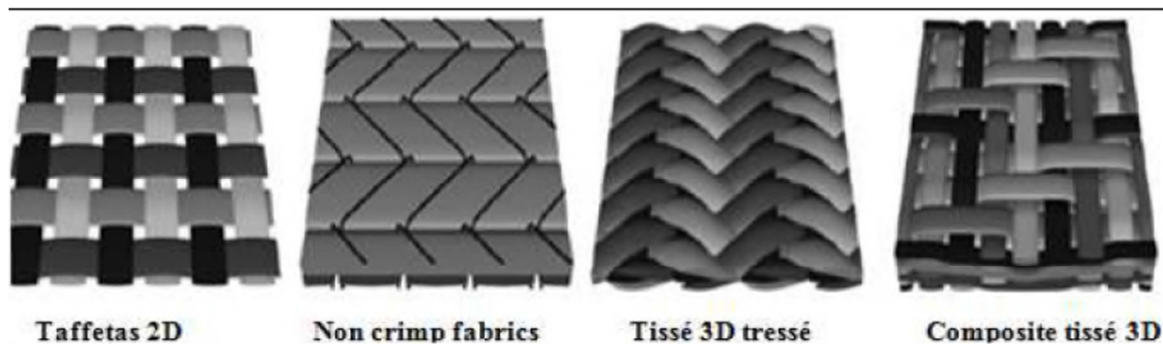


Figure I. 12 : Différents formes des matériaux composites[18].

Les fibres de carbone ont un module d'Young en traction de l'ordre de **230GPa**, une résistance en traction de **2500 à 5000MPa**, et une déformation à la rupture de **0,5 à 2 %**. Un composite composé de fibres de carbone HR et d'une matrice époxy ou Vonylester a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Module d'Young longitudinal en traction : 155 -165GPa ;
- Résistance longitudinale en traction : 500 - 3000Mpa ;
- Déformation à la rupture : 1,2 à 1,3 %

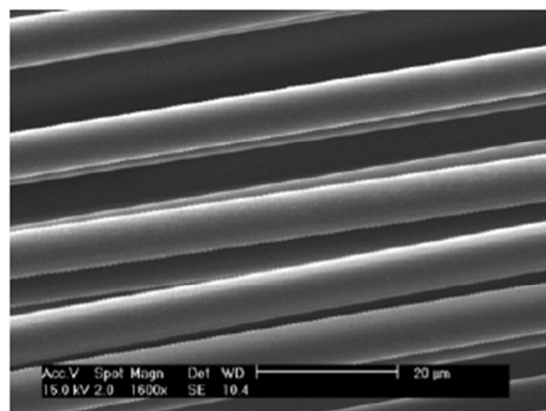


Figure I.13 : Image MEBE de fibres de carbone à partir de PAN[19]

➤ **Verre** : Les fibres de verre sont moins chères que les fibres de carbone. Par conséquent, les composites en fibres de verre sont devenus la solution la plus utilisée dans plusieurs applications,

tel que le génie civil. Les modules d'élasticité des fibres sont de **70 à 85 GPa** avec un allongement ultime de **2 à 5 %** selon la qualité. Par contre les fibres de verre peuvent avoir des problèmes de relaxation. Elles sont aussi sensibles à l'humidité, mais avec le choix correct de matrice les fibres sont protégées.

➤ **Aramide**: Appelés aussi polyamide aromatique, une marque bien connue des fibres d'aramide est « **kevlar** ». Les modules d'élasticité de ces fibres sont de **70 à 200 GPa** avec une haute énergie de rupture et un allongement ultime de **1,5 à 5 %** selon la qualité. Les fibres d'aramide ont des problèmes avec la relaxation et la corrosion, mais avec une bonne résistance au choc et à la fatigue, **Berreur et al. (2002) [19]** ont présenté les principaux matériaux de renfort comme suit (**Figure I.14**):

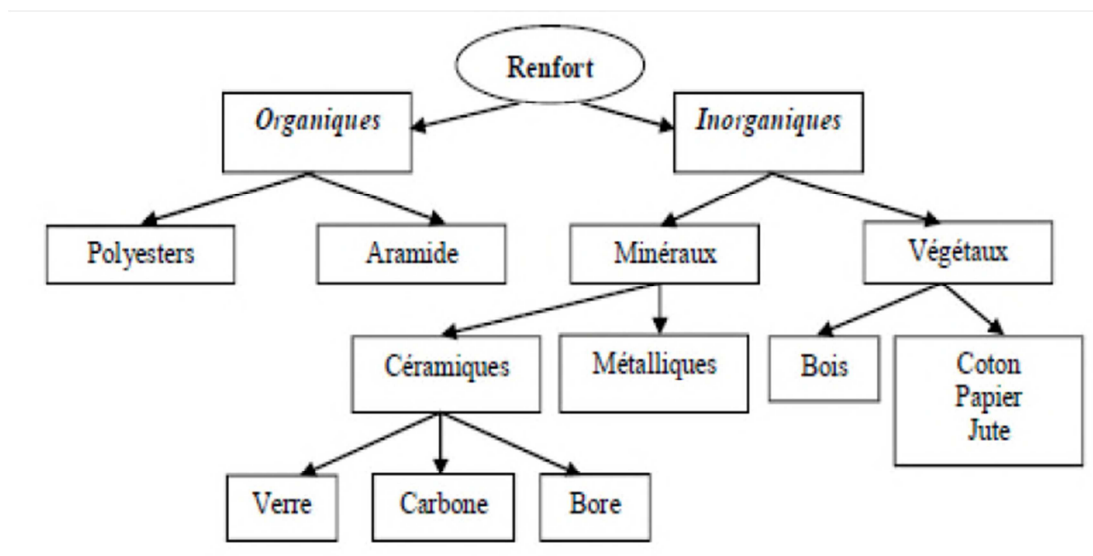


Figure I.14 : Organigramme illustrant les principaux matériaux de renfort.[20]

I.5.2.2 Les matrices

La matrice fournit le mécanisme nécessaire au transfert de la charge mécanique aux fibres (renfort), comme elle a le rôle de lier les fibres entre elles et les protéger de l'environnement extérieur : risques d'abrasion et des attaques chimiques [21].

Il existe trois types principaux de matrices :

- **Résine thermodurcissable (TD)**: polymère transformée en un produit essentiellement infusible et insoluble après traitement thermique (chaleur, radiation) ou physicochimique (catalyse, durcisseur). La transformation est irréversible.
- **Résine thermoplastique (TP)**: polymère pouvant être alternativement ramolli par chauffage et durci par refroidissement dans un intervalle de température du polymère étudié.
- **Matrices métalliques et céramiques** Sont utilisées respectivement pour les applications hautes (<500°C) et très hautes températures (>1000°C). Le coût de fabrication de ces matériaux est très élevé. [13].

En génie civil, les résines thermodurcissables sont utilisées presque exclusivement, telles que les matrices vinylesters, polyesters et époxy [14].

I.5.2.3 Charges et additifs

Les charges ou additifs sont des substances organiques, minérales, ou végétales qu'on ajoute à la résine, pour améliorer certaines propriétés et réduire le prix du matériau composite. Pour une résine donnée, le choix des charges ou des additifs est déterminé en fonction des modifications recherchées, d'une manière générale ce choix devra satisfaire un certain nombre d'exigences :

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

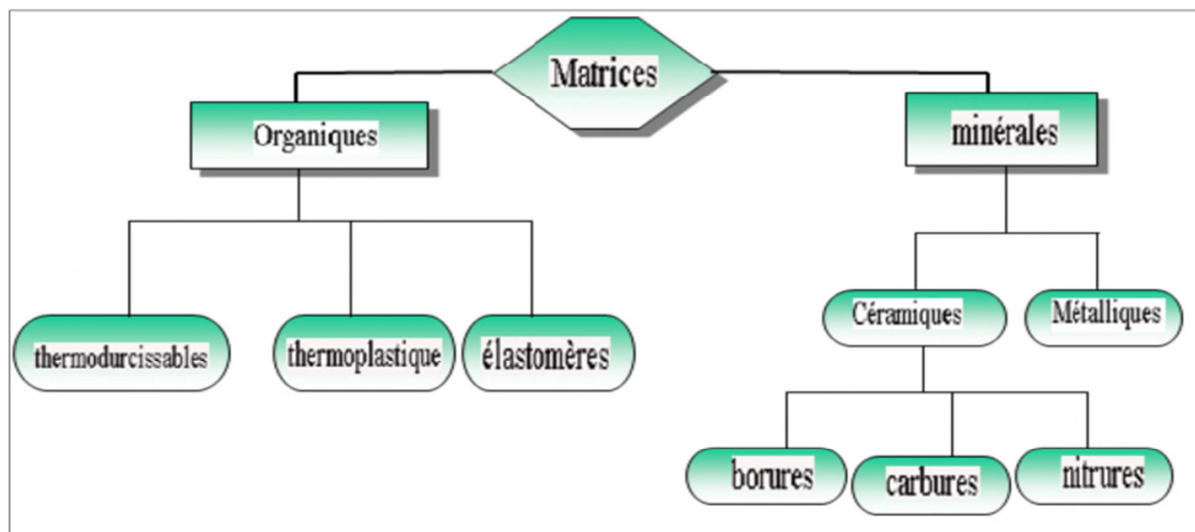


Figure I.15 : Organigramme illustrant les différentes familles de matrice [22].

I.5.3 Caractéristiques mécaniques des composites

Le tableau suivant donne les performances spécifiques de matériaux classiques élaborés sous forme massives et les matériaux élaborés sous formes de fibres [BAR 99]. [23]

	Module E (GPa)	Contrainte à la rupture σ_u (MPa)	Masse volumique ρ (kg/m ³)	Module spécifique E/ ρ (MN m/Kg)	Contrainte spécifique σ_u/ρ (KNm/Kg)
acier	210	340 - 2100	7800	26.9	43 - 270
Alliages d'aluminium	70	140 - 620	2700	25.9	52 - 230
bois	30	-	390	33.3	-
verre	70	700 - 2100	2500	28	280 - 840

Tableau I.1: Caractéristiques spécifique des matériaux usuels élaborés sous forme massives

	Module E(GPa)	Contrainte à la rupture σ_u (MPa)	Masse volumique ρ (kg/m ³)	Module spécifique E/ ρ (MN m/Kg)	Contrainte spécifique σ_u/ρ (KNm/Kg)
Verre –E	72.4	3500	2540	28.5	1380
Verre - S	85.5	4600	2480	34.5	1850
Carbone à -haute module	390	2100	1900	205	1100
-contrainte élevée	240	3500	1850	130	1890
Kevlar	130	2800	1500	87	1870
Bore	385	2800	2630	146	1100

Tableau I.2 : caractéristiques spécifiques des matériaux élaborés sous forme de fibres

Un des facteurs les plus importants qui détermine les caractéristiques mécaniques d'un matériau composite est la proportion relative de matrice et de renfort. Le pourcentage volumique de fibres (V_f) par rapport à celui de la matrice (V_m) est le paramètre qui fera varier les propriétés du composite pour un même type de fibre et de matrice.

Ces termes sont définis par les équations suivantes :

$$V_f = \frac{v_f}{v_{frp}} \quad \text{et} \quad V_m = \frac{v_m}{v_{frp}} \quad \text{I.21}$$

$$V_f + V_m = 1 \quad \text{puisque} \quad v_{frp} = v_f + v_m \quad \text{I.22}$$

V_f , V_m et v_{frp} représentent respectivement le volume de fibre, le volume de matrice et le volume de composite. Lorsque le composite unidirectionnel est soumis à une force de traction dans le sens des fibres, on peut calculer les contraintes reprises, à la fois par les fibres et par la matrice. En supposant que le glissement entre fibres et la matrice est nul, le déplacement de ces deux constituants devient donc équivalent.

$$\varepsilon_{rfrp} = \varepsilon_f = \varepsilon_m \quad \text{I.23}$$

La force dans la fibre et la matrice est donnée par :

$$P_f = \sigma_f \cdot A_f = E_f \cdot \varepsilon_f \cdot A_f \quad \text{I.24}$$

La force totale appliquée sur le composite est la suivante :

$$P_{frp} = P_f + P_m \quad \text{I.25}$$

Les fibres ont un comportement linéaire élastique, ce qui n'est pas tout à fait le cas pour la matrice. Si l'on effectue une analyse des contraintes en supposant la linéarité ou la non linéarité de la matrice, on obtient l'un des deux diagrammes suivants :

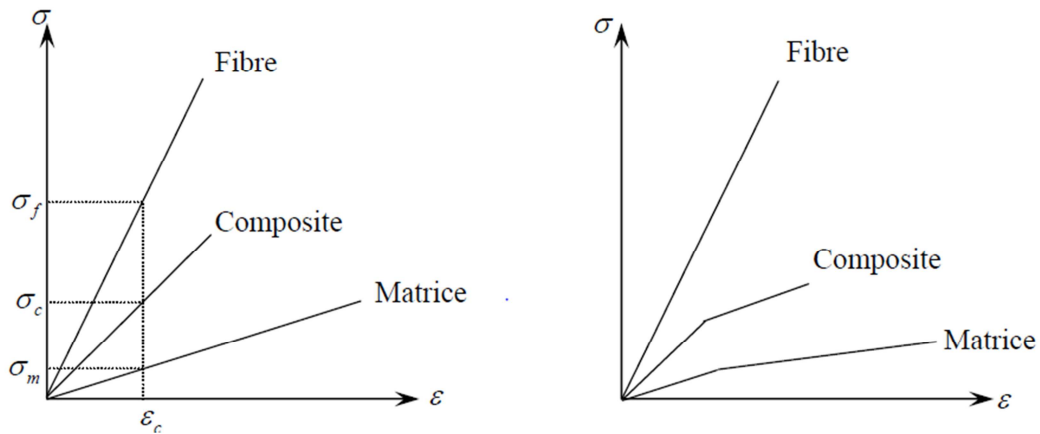


Figure I.16: Relation contrainte-déformation d'un matériau

La déformation ultime de la fibre est un des paramètres influençant grandement la résistance du composite. Un facteur important dans le calcul de la résistance du composite est le rapport f/V . la **figure (I.18)** montre l'évolution de la résistance en fonction de l'augmentation de ce rapport.

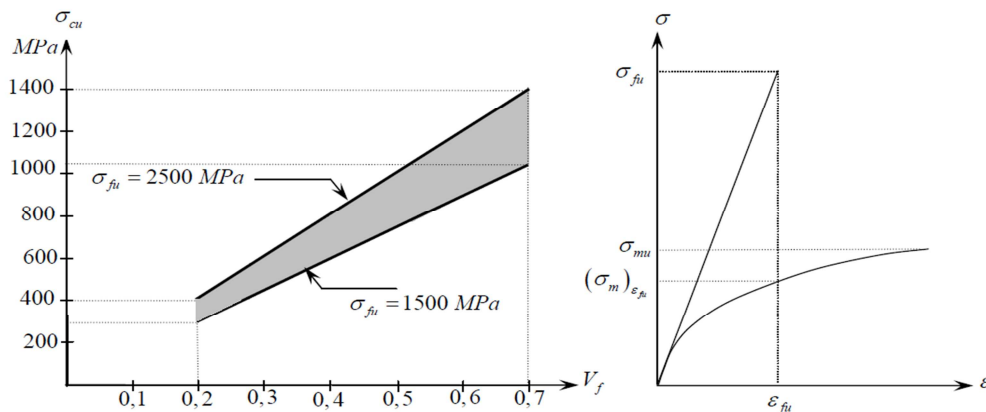


Figure I.17: Variation de la résistance du composite en fonction du volume des fibres

La rupture finale d'un composite unidirectionnel est le résultat de l'accumulation de divers mécanismes élémentaires. On peut séparer les modes de rupture en traction longitudinale en trois catégories. Le premier mode consiste en une rupture fragile où la surface de rupture est plane (perpendiculaire au sens des fibres). Il y a aussi la rupture fragile, avec arrachement des fibres et où la surface de rupture est presque plane. Les propriétés transversales du composite peuvent être déterminées en supposant que les fibres sont uniformes, continues et parallèles, ce qui impose des contraintes égales [23]

$$\sigma_{rfp} = \sigma_f = \sigma_m \quad \text{I.26}$$

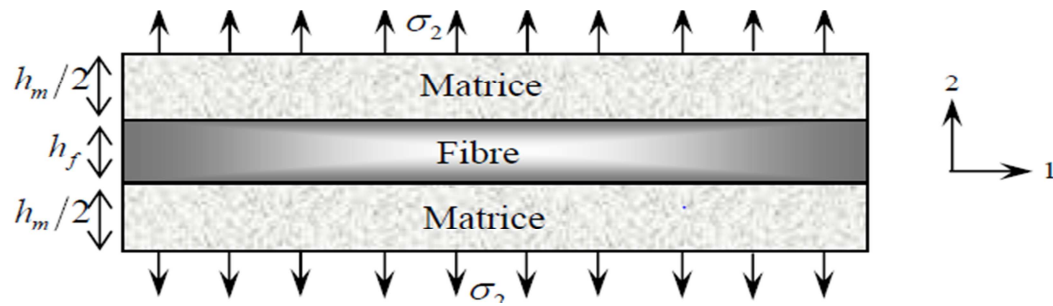


Figure I.18: Schématisation par couche d'un composite unidirectionnel [23]

I.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté quelques définitions et notions sur les matériaux : béton, acier et composites, ainsi que leurs principaux constituants, leurs différents avantages majeurs, ainsi que leurs comportements mécaniques et leurs modélisations sont également listés. En effet, les composites Carbone Renforcé de Fibre (**CFRP** et **GFRP**) présentent des caractéristiques améliorées comparé aux matériaux traditionnels.

L'objectif assigné dans le deuxième chapitre est de présenter une revue détaillée, sur le comportement mécanique des poutres en béton armé renforcées par collage externes de matériaux composites.

Chapitre II
Poutres en béton armé
sous chargement
statique

II.1 Introduction

Le monde a connu des séismes destructeurs qui ont engendré des dommages considérables. Néanmoins, ceci a permis d'améliorer la compréhension du comportement des structures de génie civil, et d'apporter des corrections aux codes et règlements en vigueur. En effet, à travers ce chapitre, une description réglementaire du dimensionnement et ferrailage des poutres est présentée, suivie d'une présentation du comportement linéaire et non-linéaire d'une poutre en béton armé et béton armé renforcée. Après avoir lister les différents mécanismes de ruines et les différentes techniques de renforcement, une revue de littérature sur les travaux expérimentaux antérieurs portant sur le renforcement des zones critiques des poutres[24] par collage externe des matériaux composites est mise en point.

II.2 Description réglementaire

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 2003)[25] les éléments poutres considérés comme éléments porteurs sont dimensionnés et calculés comme suit :

II.2.1 Dimensionnement

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (voir **figure II-1**) :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

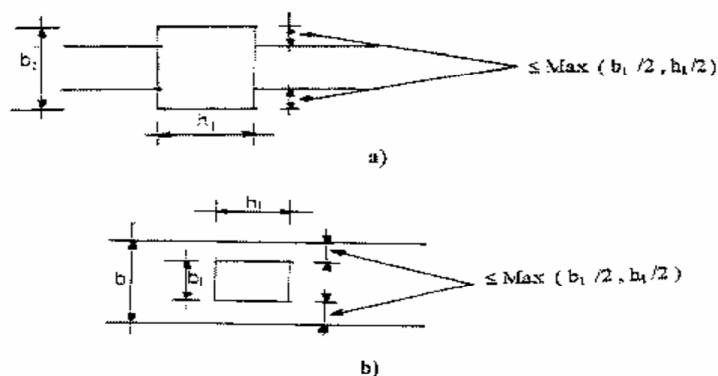


Figure II.1: dimensionnement respecté pour les poutres selon RPA2003[25]

II.2.1 Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. La longueur minimale de recouvrement est de : $40 \varnothing$ en zone (I) et (II) et $50 \varnothing$ en (zone III).

II.2.2 Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003.S.b$. L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire : **minimum de $(h/4, 12\varnothing)$.**
- En dehors de la zone nodale: $S \leq h/2$

La valeur du diamètre \varnothing des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est les diamètres plus petits des aciers comprimés.

II.2.3 Zone nodale

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure II-2, avec : $h' = \text{Max}(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60)$

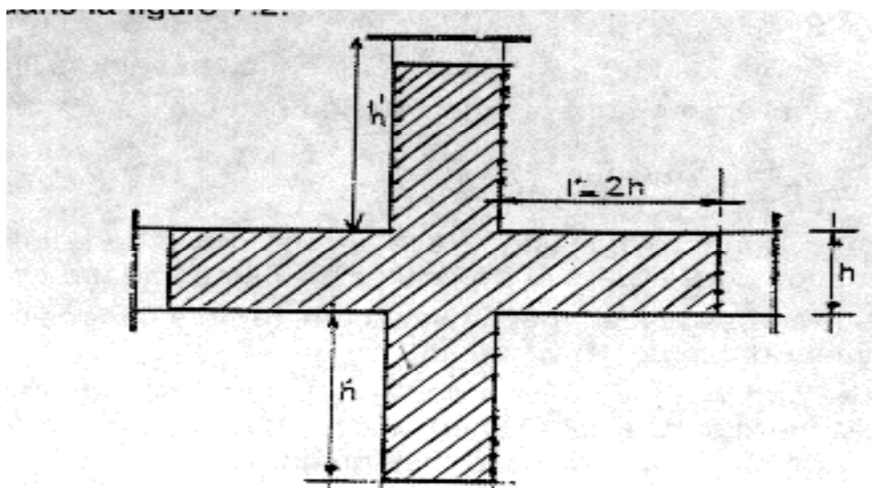


Figure II- 2 : Zone nodale [25]

II.2.4 Méthode de calculs de type réglementaire

Les calculs réglementaires des éléments de structures en béton armé renforcées par matériaux composites, qui visent à se prémunir la rupture s'appuient sur les hypothèses conventionnelles du calcul du béton armé :

- Les sections droites restent droites après déformation ;
- La résistance à la traction du béton est négligée ;
- Non glissement des aciers et du matériau composite par rapport au béton ;

Ils s'effectuent aux États Limites de Service (ELS) et aux États Limites Ultimes (ELU).

II.2.4.1 Méthodes de calcul aux ELS

Dans ce paragraphe, les méthodes de calcul de la Fédération Internationale de Béton [26] et celle de l'Association Française de Génie Civil [27] sont présentées. Les valeurs de contraintes du béton comprimé, des armatures tendues et du tissu longitudinal, la flèche et l'ouverture de fissure sont également à vérifier.

Les contraintes dans une section droite de poutre renforcée sont calculées en appliquant la théorie élastique linéaire. Sous une sollicitation de flexion M , les calculs sont effectués en section fissurée comme suit (Figure II-3).

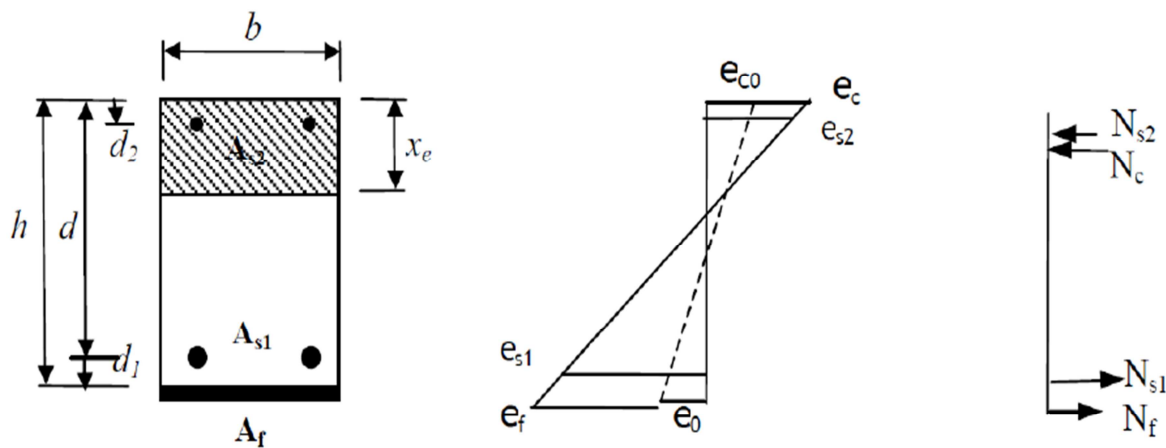


Figure II- 3 Analyse élastique linéaire d'une section fissurée et renforcée [27]

La contrainte des fibres de béton le plus comprimée est :

$$\sigma_b = \frac{M x_e}{I} \quad \text{II-1}$$

La contrainte dans les armatures tendues est :

$$\sigma_s = n_s M \frac{(x_e - d)}{I} \quad \text{II-2}$$

La contrainte dans le renfort composite est :

$$\sigma_f = n_f M \frac{(x_e - h)}{I} \quad \text{II-3}$$

Le coefficient d'équivalence entre acier et béton n_s :

- Est pris égal à **15** dans la méthode de l'AFGC [28].
- Se calcule avec la relation : $n_s = (E_s / E_b)$ dans la méthode de la FIB [29]

Le coefficient d'équivalence entre composite et béton n_f se calcul :

- Pour la FIB $n_f = (E_f / E_b)$
- Pour l'AFGC $n_f = (E_f / E_b) * 1,5$.

E_f , E_s et E_b sont respectivement les modules d'Young du composite, de l'acier et du béton.

La hauteur de l'axe neutre x_e dans le cas d'une section rectangulaire renforcée est calculée par la formule (II.4) dans la méthode AFGC.

$$b \frac{x_e^2}{2} + (n_s A_s + n_s A'_s + n_f A_f) x - n_s A_s d - n_s A'_s d' - n_f A_f h = 0 \quad \text{II- 4}$$

Dans la méthode FIB, la hauteur de l'axe neutre x_e , dans le cas d'une section rectangulaire renforcée, est calculée par la formule suivante :

$$b \frac{x_e^2}{2} + (n_s A_s + (n_s - 1) A'_s + n_f A_f) x - A'_s d' - n_f A_f (n_s A_s d - (n_s - 1) h) - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} x = 0 \quad \text{II-5}$$

Où ε_0 = déformation initiale dans le tissu (valeur virtuelle)

ε_c = Déformation actuelle des fibres extrémités du béton comprimé.

Le moment d'inertie de la section renforcée est lesuivant :

$$I = \frac{b x_e^3}{3} + n_s A_s (d + x_e)^2 + n_s A'_s (d' - x_e)^2 + n_f A_f (h - x_e)^2 \quad \text{II- 6}$$

II.2.4.2 Méthodes de calcul à l'ELU

Dans les méthodes de calcul à l'ELU de la FIB (FIB bulletin 14,2001), La ruine idéale des poutres renforcées provient de la plastification parfaite des armatures tendues associée à la rupture du béton comprimé, le tissu étant encore intact. Autrement dit, la poutre renforcée fonctionne en action composite parfaite. Mais la rupture prématurée due à la perte d'action composite, comme le décollement de tissu ou la séparation d'enrobage du béton, se produit assez fréquemment. La méthode de calcul FIB distingue ces deux cas.

II.2.4.2.1 Action composite parfaite

L'hypothèse de compatibilité des déformations dans une section étant retenue pour ce calcul, l'influence de la charge initiale sur la poutre non renforcée doit donc être prise en compte. La position de l'axe neutre, les valeurs de déformations dans le béton comprimé et en fibre tendue dans une poutre fissurée et non renforcée sont déterminées par une approche ELS.

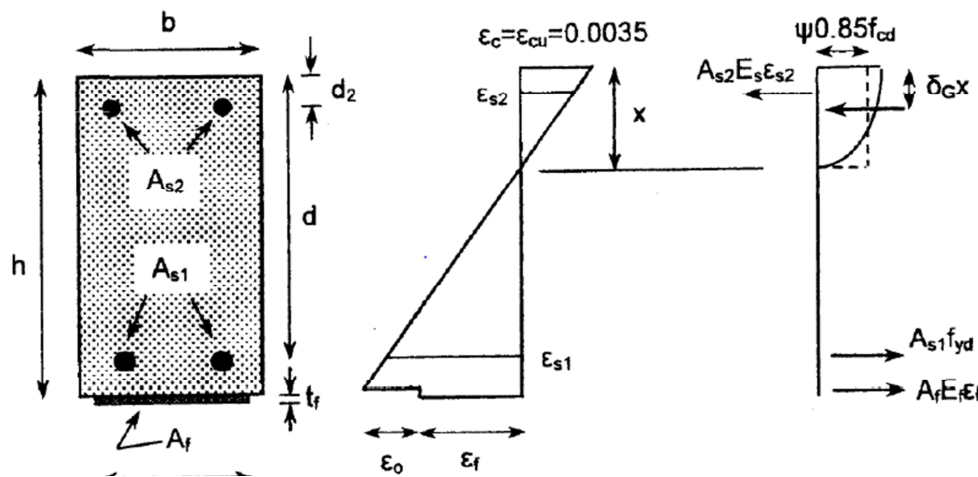


Figure II-4 Analyse de la section en flexion à l'ELU (d'après FIB bulletin 14, 2001)

La déformation initiale du composite s'écrit, avec h la hauteur de la poutre renforcée et x_0 la hauteur de la zone comprimée [30] :

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{cu} \frac{h-x_0}{x_0} \quad \text{II-7}$$

Pour calculer la résistance d'une poutre renforcée en action composite parfaite, il faut déterminer la position de l'axe neutre x en utilisant la condition d'équilibre des forces dans la section (Figure II-4) :

$$0.85\psi f_{cd} b x + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} = A_{s1} f_{yd} + A_f E_f \varepsilon_f \quad \text{II-8}$$

Avec $\psi = 0,8$ (hypothèse conventionnelle du béton armé) et les conditions suivantes :

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{x-d_2}{x} \quad (\text{Déformation des armatures comprimées}) \quad \text{II-9}$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{(h-x)}{x} - \varepsilon_0 \quad (\text{Déformation du composite}) \quad \text{II-10}$$

$E_s \varepsilon_{s2} \leq f_{yd}$ avec f_{yd} = limite d'élasticité de calcul des armatures.

II.2.4.2.1 Perte d'action composite : (recommandations de l'AFGC)

Pour une poutre renforcée, la perte d'action composite provient du décollement du composite dû aux fissures de flexion, ou du décollement aux extrémités du composite. Comme pour la méthode FIB, les hypothèses d'action composite parfaite et de compatibilité des déformations dans une section droite sont également posées dans la méthode AFGC.

L'allongement unitaire des armatures tendues est de **1%**, la limite du raccourcissement unitaire du béton de **0,35%** et l'allongement unitaire de calcul du composite égale à :

$$\varepsilon_{fud} = \text{Min}\left(\frac{f_{fd}}{E_f}; 0.85\%\right) \text{ Avec } f_{fd} = \frac{\alpha_f f_{fu}}{\gamma_{fu}}$$

Dans le cas des stratifiés in situ carbone-époxy et $\gamma_{fu} = 1,6$.

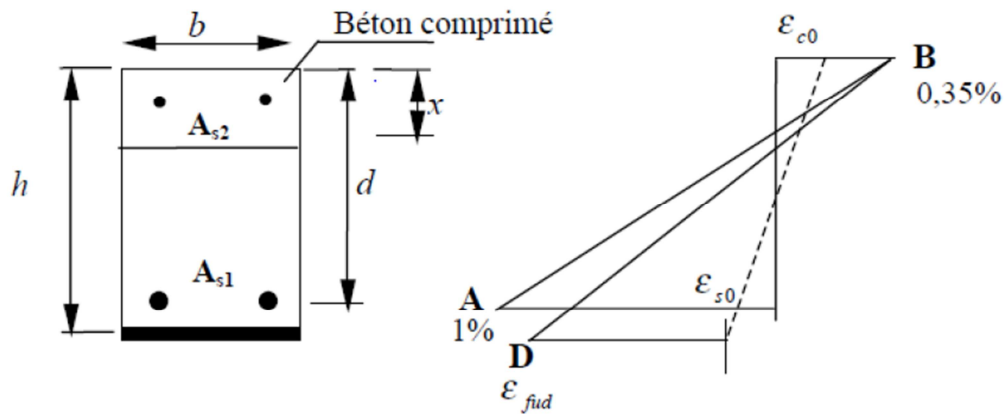


Figure II-5 Diagramme des pivots (A, B et D) (d'après [31])

II.3 Renforcement des poutres

A l'heure actuelle, les besoins en matière de réparation et de renforcement sont donc très importants. Aux États-Unis, selon les statistiques de l'Administration Fédérale des Routes, plus que 40% des ponts routiers nécessitent des réparations ou des destructions pour reconstruction[12]. En France, selon une enquête faite par le SETRA, il existe, en 1995, 65000 ouvrages de plus de 5 mètres de portée dont environ 16 % nécessitaient des travaux urgents de réparation [12]. Face à ce problème, la réparation ou le renforcement par collage de matériaux composites s'avère être une technique prometteuse. De nos jours, le collage de matériaux composites est l'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées grâce aux avantages des matériaux composites voir (Figure II.6).

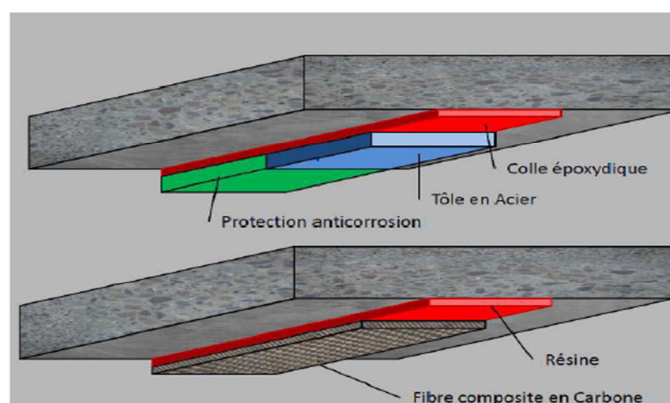


Figure II-6: Schéma des renforcements par fibre de carbone et par tôle acier[32]

Les matériaux composites, grâce à leurs caractéristiques mécaniques élevées et leurs faibles poids propres, leurs très bonnes performances vis-à-vis de la corrosion, leurs aptitudes au formage et au moulage, sont des matériaux particulièrement intéressants pour remplir les fonctions de confortement des ouvrages du génie civil.

Cette partie présente les différentes techniques de renforcement d'une structure en béton, qui consistent à améliorer les caractéristiques mécaniques de ses éléments constitutifs, de manière à ce qu'elle offre une meilleure solidité aussi bien en état de service qu'en état de résistance ultime. Il s'agit principalement des techniques de renfort externe des poutres par les matériaux composites.

II.3.1 Comportement des poutres en béton armé

Lorsque les poutres en béton armé sont sollicitées, plusieurs types de fissures peuvent apparaître. Des fissures horizontales situées dans la zone comprimée (**figure II-7**) de la poutre ou des fissures verticales peuvent apparaître dans la zone de traction (**figure II-8**). Ces types de fissuration apparaissent en général dans les cas de rupture en flexion. Une fissuration inclinée de traction synonyme de fissure de cisaillement traduit une rupture des poutres par cisaillement (**figure II-9**).

La rupture d'une poutre en béton armé est atteinte lorsque les charges qui la sollicitent excèdent sa résistance. Le mode de rupture dépend de plusieurs paramètres :

- Type de chargement ;
- Les dimensions de la rupture et la géométrie de la section ;
- Les propriétés mécaniques des matériaux et leurs taux.

La variation de ces paramètres implique une variation dans le comportement d'une poutre dans le cas ultime, de son mode de rupture.

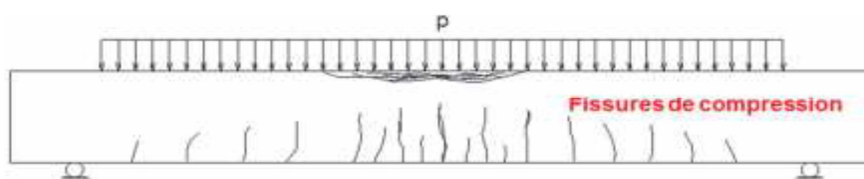


Figure II-7: Rupture en flexion (avec une compression de béton)[33]

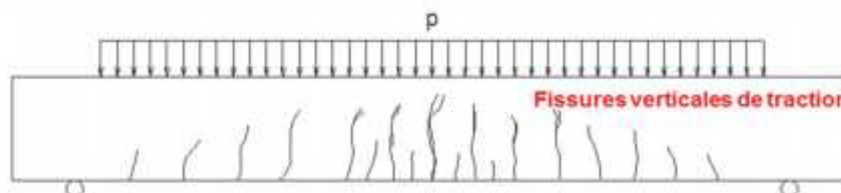


Figure II-8 : Rupture en flexion [33].

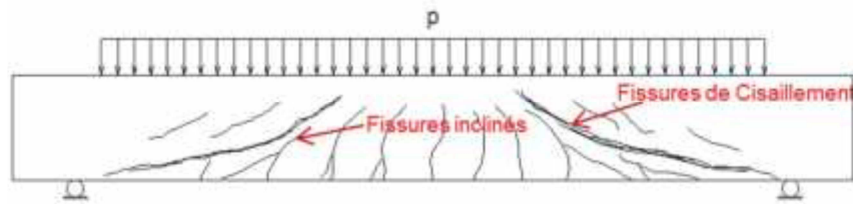


Figure II-9: Rupture en cisaillement [33].

En générale, la rupture en flexion de poutre en BA est assez ductile, les fissures verticales se propagent sur le long de l'axe de poutre jusqu'à la ruine. Dans le cas d'une rupture en cisaillement, le comportement de la rupture est très fragile. Dès que les fissures diagonales apparaissent, la poutre rompre brutalement. Dans le cas de rupture en cisaillement, le comportement de la poutre peut être divisé en 3 phases :

- **Phase 1** : Dans la première phase, la poutre présente un comportement quasi-élastique. Dans cette phase, les fissures verticales peuvent apparaître dans la zone proche de l'appui, il n'y a pas encore de fissures diagonales, le béton dans cette zone travaille encore dans le domaine élastique et les efforts dans l'acier transversal sont négligeables. L'effort tranchant dans la section est supporté totalement par le béton.
- **Phase 2** : La seconde phase commence quand la fissure diagonale apparaît à côté de l'appui. Une part de l'effort tranchant dans la section est reprise par les aciers transversaux qui coupent les fissures diagonales. Dans cette phase la contrainte dans les aciers transversaux reste encore en phase élastique. L'autre part de l'effort tranchant est reprise à la fois par le béton en compression, le frottement entre les granulats dans la zone de fissuration et la partie de l'acier longitudinal qui coupe la fissure diagonale.
- **Phase 3** : La rupture apparaît à cause de la propagation de plasticité dans l'acier transversal ou l'écrasement de la bielle de béton en compression. Cette phase est très courte, après la charge ultime, une chute de charge très soudaine apparaît avec, peut-être une explosion dans la zone de béton en compression [33].

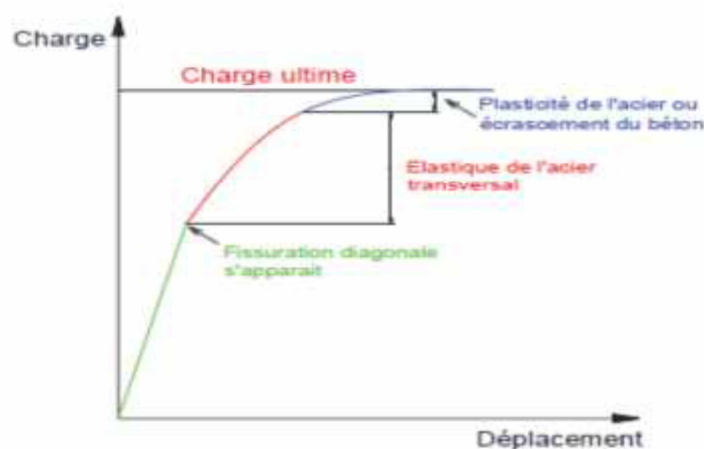


Figure II-10 Comportement de poutre béton armé (rupture en cisaillement)[34]

II.3.2 Nécessité de renforcement

Le nombre de causes conduisant à renforcer les structures est assez nombreux que le nombre de structures elles-mêmes, les plus fréquentes sont résumés par [34] comme suit :

- Réhabilitation des structures anciennes.
- Mal placement des armatures ou leurs insuffisances.
- Construction de salles des machines dans les bâtiments industriels.
- Défauts revenant aux exécutions lors de la réalisation des projets.
- Mauvais matériaux.
- Dimensions insuffisantes des éléments structurels.
- Accroissement des charges qui sollicitent la structure.
- Changement d'usage de la structure (exemple : bâtiment d'habitation réhabilité en centre commercial).
- Accroissement du niveau d'activité dans la structure (exemple : anciens ponts soumis au trafic actuel).
- Sollicitations non considérées au moment du projet ou de la construction (vibration, actions sismiques et autres), ce qui conduit à une prise en compte d'un renfort.
- Corrosion et diminution de la section des armatures dans le béton.
- Vieillissement des matériaux avec une perte des caractéristiques initiales.
- Modification de la forme de la structure.
- Suppression de poteaux, piliers, murs porteurs, élargissement de portées de calcul.
- Ouverture de passages en dalles pour escaliers ou ascenseurs.
- Dommages dans la structure.
- Obligation d'améliorer les conditions de service.
- Réduire les déformations et flèches.
- Diminuer l'intensité des contraintes sur les armatures.
- Réduire l'ouverture des fissures

II.3.3 Les causes des dommages et les dégradations de béton

II.3.3.1 Les causes physiques de dégradation

- **Abrasion:** Usure accompagnée d'une perte de matière consécutive au frottement d'un élément par un abrasif ou par le passage répétitif des piétons, véhicules et chariots, etc.
- **Cavitation:** Usure d'une structure hydraulique caractérisée par une perte de masse en présence de bulbes de vapeur qui se forment lors d'un changement brusque de direction.

- **Chocs:** Le béton éclate sous l'effet de chocs produits par des engins de transport ou de levage, des outils.
- **Surcharges:** Il s'agit d'ouvrages ayant supporté des charges trop importantes qui ont entraîné des fissurations et des éclatements du béton.
- **Le feu:** Les très fortes élévations de température lors d'un incendie par exemple, entraînent un éclatement du béton.
- **Cycle gel/ dégel:** Après un nombre important de cycles gel/dégel, certains bétons peuvent se déliter en surface et se désagréger.

II.3.3.2 Les causes chimiques de dégradation

- **Alcali-réaction:** Réaction qui se produit entre la solution interstitielle du béton, riche en alcalin, et certains granulats lorsqu'ils sont placés dans un environnement humide.
- **Réactions sulfatiques:** Les sulfates proviennent essentiellement du milieu extérieur. Ces composés provoquent le gonflement du béton.
- **Corrosion:** Attaque des matériaux par les agents chimiques. Sur les métaux, la corrosion est une oxydation.

II.3.3.3 Les autres causes de dégradation des bétons

Les bétons se dégradent à cause des milieux dans lesquels ils sont placés car ils y subissent des agressions physiques et chimiques. Certaines causes, essentiellement dues à une mauvaise mise en œuvre, peuvent également participer à la dégradation des bétons à savoir :

- **Mauvais positionnement des armatures :** Les armatures placées trop près du parement béton lors du coulage provoquent à terme des fissurations de surface.
- **Vibration trop importante :** Une vibration trop longue peut entraîner une ségrégation du béton et par conséquent une mauvaise répartition des constituants. Les efforts mal répartis entraînent alors des fissurations et des élancements du béton.
- **Absence de cure du béton :** La cure du béton est indispensable par temps chaud venté.
- **Cycle humidité / sécheresse:** Les cycles répétés d'humidité/sécheresse entraînent des variations dimensionnelles du béton pouvant créer des fissures et par conséquent la corrosion des aciers.

II.3.3 Méthodologie de renforcement

La technologie du renforcement par les polymères renforcés de fibre est l'une des technologies les plus efficaces d'accroissement de la résistance des éléments structuraux porteurs. D'une manière générale, les matériaux composites du type polymère renforcé de fibre PRF présentent des avantages considérables lorsqu'il s'agit de la protection, la réparation et le renforcement d'ouvrage ou d'éléments en béton armé. Le processus de renforcement passe généralement par les étapes suivantes :[35]

1. Inspecter la surface de l'élément de structure à renforcer.
2. Réparer les fissures et les surfaces effritées avec une injection d'époxy et de mortier à base de résine époxy.
3. Préparer la surface de l'élément de structure (avec des meules et du sablage humide au besoin) en éliminant les saillies et en s'assurant que le profil est adéquat.
4. Appliquer une couche de mastic afin d'assurer l'adhérence des tissus de fibres.
5. Appliquer une première couche d'agent d'imprégnation.
6. Appliquer les tissus de fibres sur la surface, comme s'il s'agissait de papier peint.
7. Appliquer une deuxième couche d'agent d'imprégnation, une fois que les tissus auront bien durci, généralement au bout d'une heure.
8. Répéter les étapes 6 et 7, jusqu'à ce que toutes les couches de fibres soient installées

II.4 Techniques de renforcement

Le renforcement vis-à-vis la résistance à la flexion d'une poutre en béton armé simplement appuyée en utilisant les composites «PRF» est généralement réalisé par collage externe des lamelles «PRF» sur le support de la poutre concernée (**Figure II.11**).

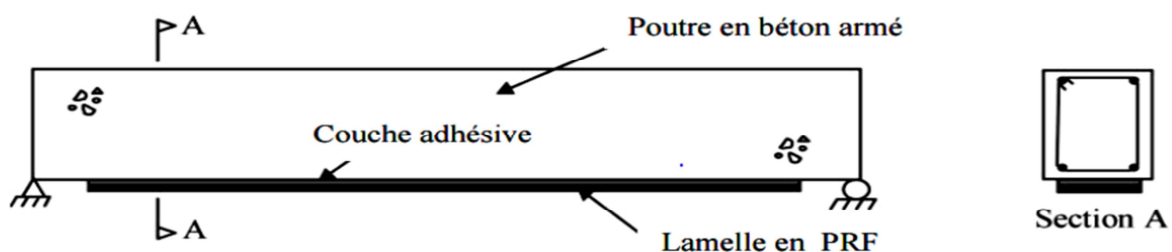


Figure II-11 Une poutre en béton armé renforcée par une lamelle en PRF [36]

Les plaques «FRP» peuvent être préfabriquées, dans ce cas, quelques préparations de la surface de liaison de cette dernière peuvent être nécessaires. D'autre part, la plaque «FRP» peut être construite sur place par un procédé de stratification direct. Il y a plusieurs variations

de la procédure de base. Ceux-ci incluent la précontrainte de la plaque, et la prévision d'ancrages tel que les bandes en U aux fins de la plaque pour réduire le risque des ruptures par décollement comme le montre la (Figure II.12) [37-39].

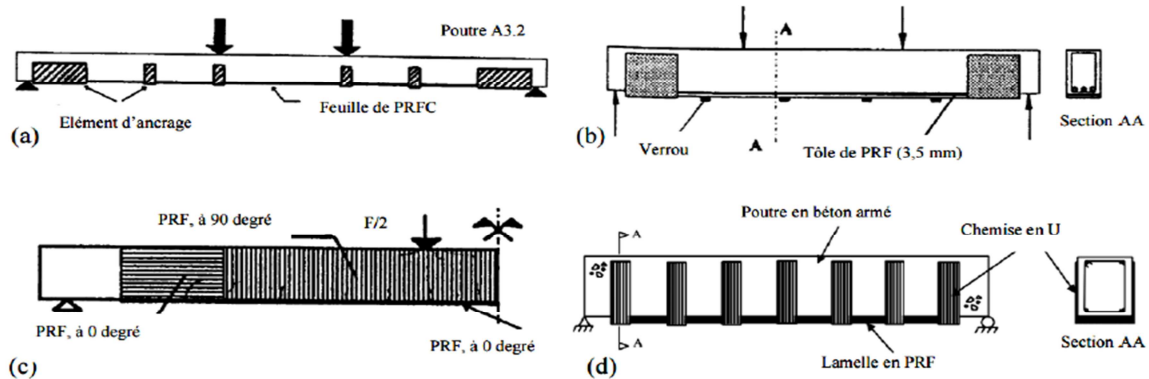


Figure II-12 Types de renforcement selon [41 ; 42]

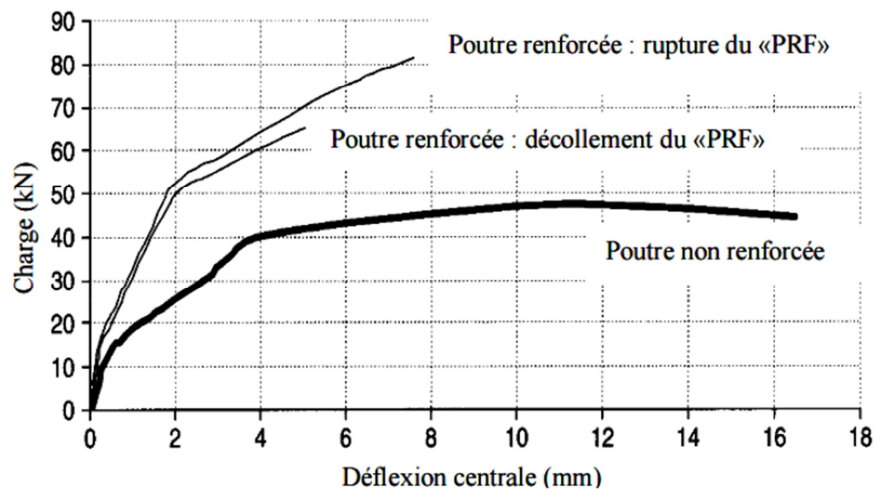


Figure II-13 Courbe typiques de charge-déflexion des poutres en béton armé renforcées et non renforcées avec des matériaux composites «FRP» [43]



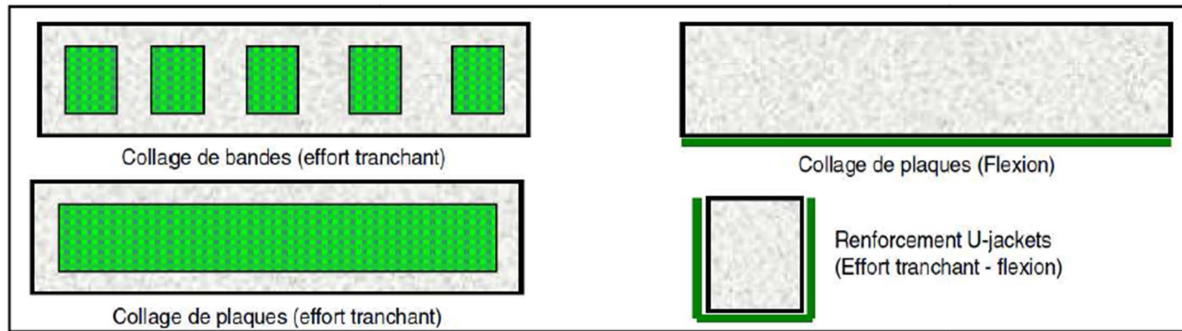


Figure II-14: Renforcement des poutres par des matériaux composites [44]

II.4.1 Renforcement à la flexion

Ce procédé s'inscrit dans l'optique de coller des matériaux composites sur la face tendue de la poutre. Cette technique est montrée dans la (Figure II.15).

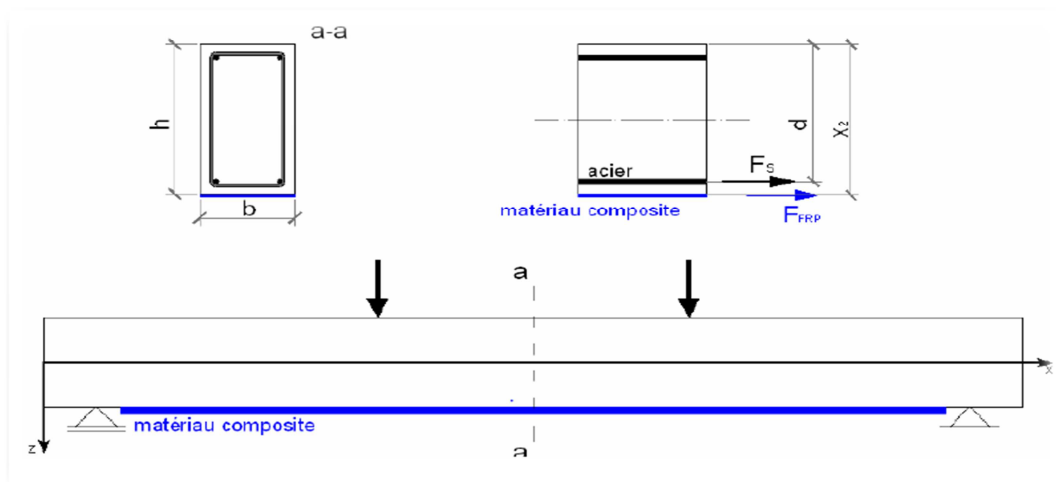


Figure II.15 Présentation d'une poutre en béton armé soumise à la flexion. [45]

II.4.2 Renforcement à l'effort tranchant

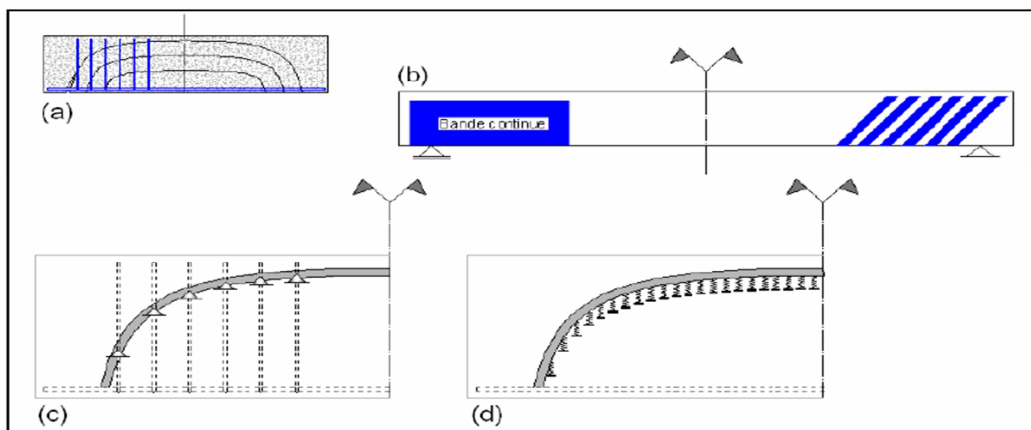


Figure II.16 Renforcement d'un élément en béton armé soumis à l'effort tranchant [46]

Une explication du rôle du renforcement à l'effort tranchant est proposée par **Lamothe[46]**. Durant le chargement du béton, les fissures apparaissent et commencent à se propager en formant des arcs internes. Pour parer à ce problème, une présence des cadres assurant des supports additionnels aux arcs et augmentant ainsi la capacité portante de la poutre à l'effort tranchant s'avère être nécessaire. Dans ce contexte, le renforcement extérieur en matériau composite est considéré comme un support additionnel aux arcs internes (**FigureII-16**).

II.5 Travaux antérieurs sur le renforcement des poutres

Cette partie présente une revue de littérature des résultats de quelques travaux expérimentaux antérieurs liés à la réhabilitation et au renforcement des poutres en béton armé à l'aide d'enveloppes en composite. Plusieurs recherches ont été effectuées afin de déterminer les différents paramètres influençant sur le renforcement des poutres en béton armé.

- **En 2018 Liang Huang, et al [47]** ont étudié le comportement des poutres hybrides en forme de U sous flexion à quatre points, dont une poutre en béton armé ordinaire comme référence. Dans le but d'améliorer la charge ultime ils ont montré les différents modes de différents modes de défaillance, indiquant que la présence de confinement du tube GFRP a amélioré la résistance du béton à la zone de compression des poutres hybrides.

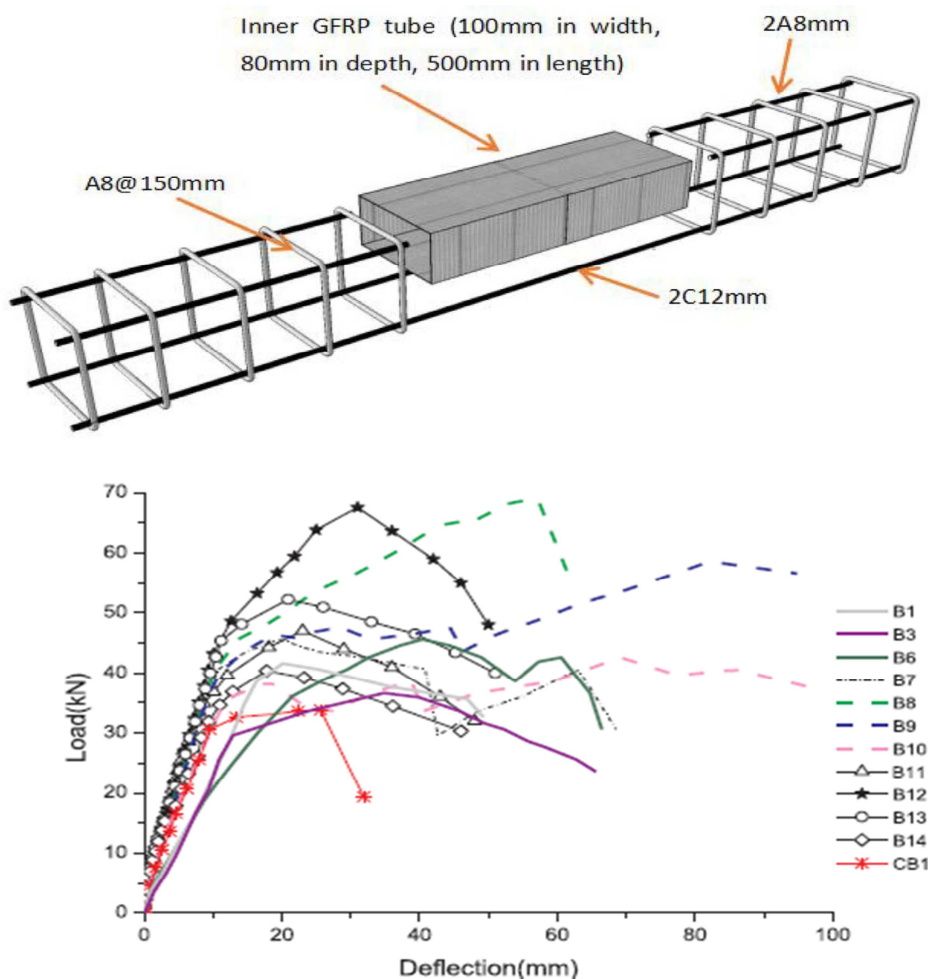


Figure II.17 : Résultats obtenus par Liang Huang, et al [47]

- **En 2019 Biao Hu, et al [48]** ont présenté une étude expérimentale dans le but d'étudier le comportement en flexion des poutres en béton armé renforcé (RC) en composite hybride de ciment (ECC) et en polymère renforcé de fibres de carbone (CFRP). Ils ont enlevé une certaine épaisseur de revêtement en béton endommagé et ils l'ont remplacée par de l'ECC.

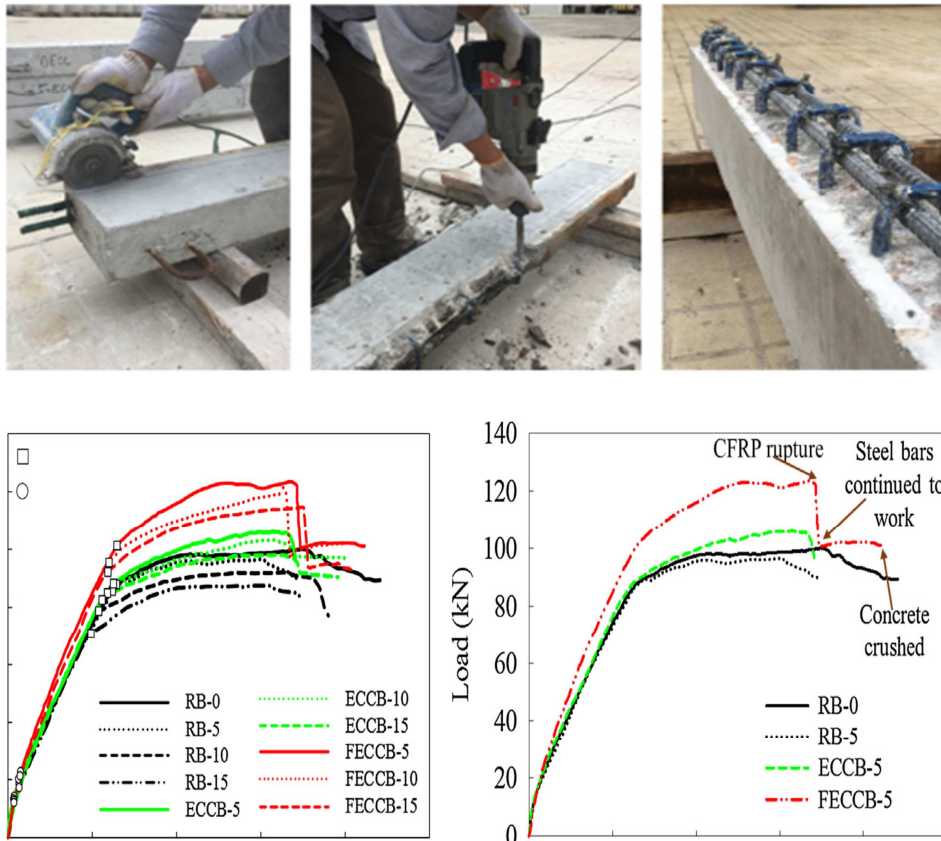


Figure II. 18 : Technique et résultats obtenu par Biao Hu, et al [48]

Biao Hu, et al, ont démontré à travers les résultats expérimentaux que le renforcement par des composites hybrides de ciment ECC pourrait récupérer la capacité proche de celle d'une poutre saine si le taux de corrosion était inférieur à 10%.

- **En 2019, Xiaod Lia et al [49]** : ont étudiés l'évaluation des performances des poutres en béton armé renforcées par des plaque en polymère et fibres de carbone (CFRP), les auteurs ont fait essais de flexion à quatre.



Figure II. 19 : les essais de flexion menés par Xiaod Lia et al [49]

Xiaoda Lia et al [49] ont surveillé la variation de la déformation de la plaque CFRP sous la charge appliquée, ils ont observé que tous les types de charges susmentionnées étaient augmentés, alors que la déformation et la ductilité étaient diminuées. Alors ils ont conclu que le moment de fissuration a été évalué analytiquement en proposant un facteur de modification dans l'équation existante.

▪ **En 2020 T.Jirawattanasomkul, et al[50]** ont examiné l'utilisation de feuilles composites de polymère renforcé de tissu de jute naturel (JFRP) comme matériau de renforcement externe des poutres en béton armé pour étudier leur comportement envers un dommage sismique. Pour cela ils ont mené une série des essais à la flexion 3 points. Les auteurs ont révélé que le JFRP peut améliorer considérablement la capacité de résistance au cisaillement des poutres.

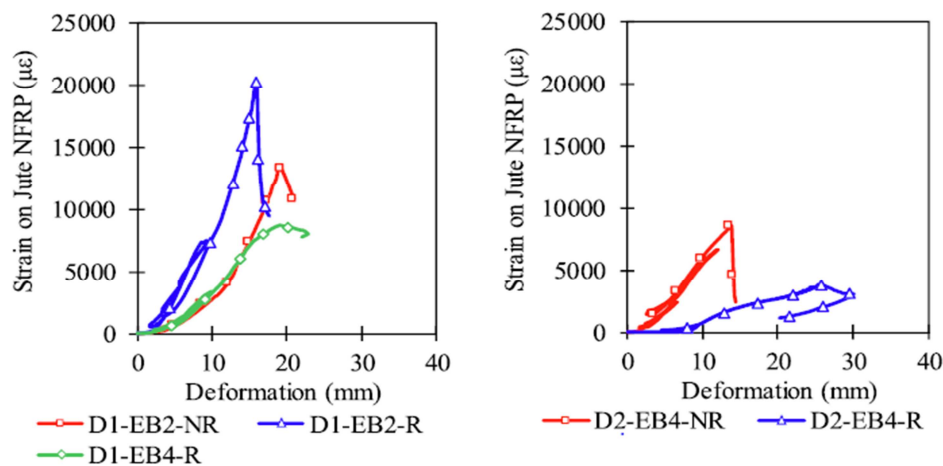
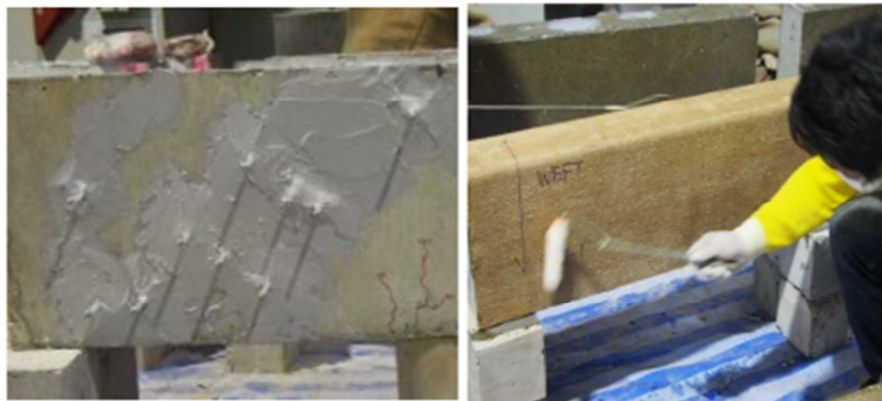


Figure II.20 : Résultats obtenu par T. Jirawattanasomkul, et al.[50]

▪ **En 2012 J.-Y. Lee et al[51]** : ont présenté une étude analytique et expérimentale sur les performances de poutre en béton armé renforcées en cisaillement avec des composites FRP et renforcées intérieurement avec des étriers en acier conventionnels. Leur étude consiste à faire des essais de flexion à dix (10) variantes renforcées avec un rapport de contenance de composites déférant.

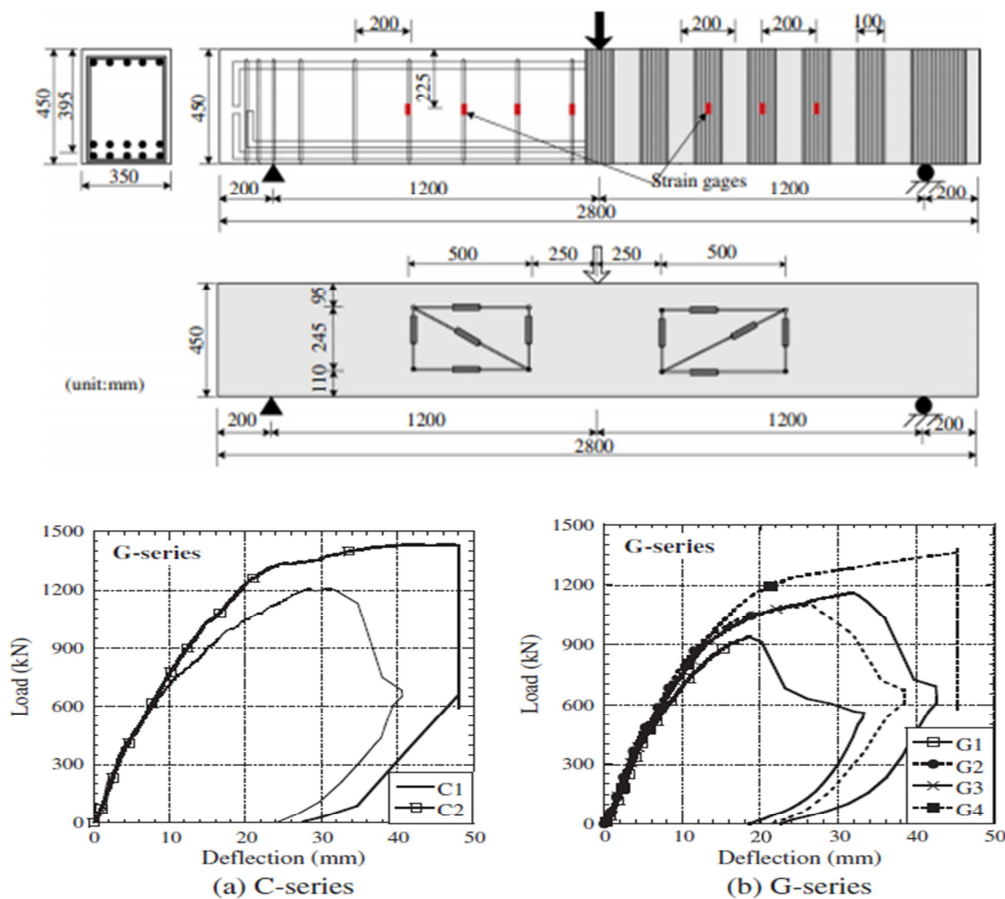


Figure II.21 : résultats obtenus par J.-Y. Lee et al[51]

II.6 Conclusion

Le comportement des éléments d'une poutre présentée dans ce chapitre, nous a permis de lister les différentes causes qui nous ont conduits à utiliser les matériaux composites comme renfort afin de réhabiliter les zones critiques des poutres en béton armé. À travers, la revue de littérature, ces matériaux innovants sont largement utilisés, du fait qu'ils s'accordent sur l'augmentation de la capacité portante et de la ductilité des poutres endommagées par action statique et sismique.

L'analyse des différentes techniques proposées dans la littérature scientifique, nous a conduits à orienter notre travail vers une étude du pré-endommagement initiale des zones critiques d'une poutre en béton armé. En effet, on se propose d'optimiser les paramètres adéquats à travers une simulation numérique.

Chapitre III
Modélisation
numérique

III.1. Introduction

La simulation et l'analyse numérique sont devenues quasi nécessaires dans l'étude du comportement des structures de génie civil à l'échelle réelle vu qu'elles ont un impact direct sur la qualité et le temps. Elles sont apparues dans le désir de minimiser le coût d'une étude expérimentale avec un nombre d'essais optimisés.

Dans ce chapitre, nous allons présenter d'abord le logiciel ABAQUS et son fonctionnement, et ensuite on présentera les différentes étapes menées pour la modélisation d'une poutre en béton armé renforcée par des bandes en fibre de carbone (CFRP) et une jacket en fibre de verre. Le modèle géométrique et le choix des modèles éléments finis pour le maillage sont générés dans un espace tridimensionnel (3D), tout en tenant compte du comportement expérimental des matériaux constitutifs. L'interaction entre les différents éléments ainsi que les étapes d'assemblage et de chargement de la poutre renforcée sont également présentées.

III.2 Simulation avec ABAQUS

Avant d'utiliser le code de calcul de manière opérationnelle, il est essentiel d'explorer ses capacités et surtout ses limites à travers des tutoriaux qui sont à sa disposition. Abaqus est un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes mécaniques, il est développé dans le but de simuler des phénomènes physiques. La modélisation de ces phénomènes permet de simuler correctement le comportement expérimental des matériaux et de varier certains paramètres (géométriques, rhéologiques...) afin d'en optimiser leur conception.

III.2.1 Présentation du logiciel

ABAQUS est un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis (**MEF**), créée en 1978, il a été développé par **Hibbit, Karlson & Sorensen (HKS)** [69]. Il est particulièrement réputé pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Il offre ainsi, les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicite et dynamiques.

Ce logiciel est une solution de simulation évolutive et composé de solution d'analyse unifié, il peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : poutres, plaques, coques et éléments spéciaux (ressorts, masses...) en deux dimensions ou en trois dimensions. Voir (**figure III.1**).

ABAQUS ne gère pas les unités ; c'est à l'utilisateur d'utiliser un système d'unités cohérent, tel que montré sur le **Tableau III.1**

MASSE	LONGUER	TEMPS	FORCE	PRESSION	ENERGIE
M	L	T	$M.L.T^{-2}$	$M.L^{-1}.T^{-2}$	$M.L^2.T^{-2}$
Kilogramme	Mètre	Seconde	Newton	Pascal	Joule
Gramme	Millimètre	Milliseconde	Newton	MPa	Mili joule
Tonne	Millimètre	Seconde	Newton	MPa	Mili joule

Tableau III.2: Tableau des unités correspondant à ABAQUS.

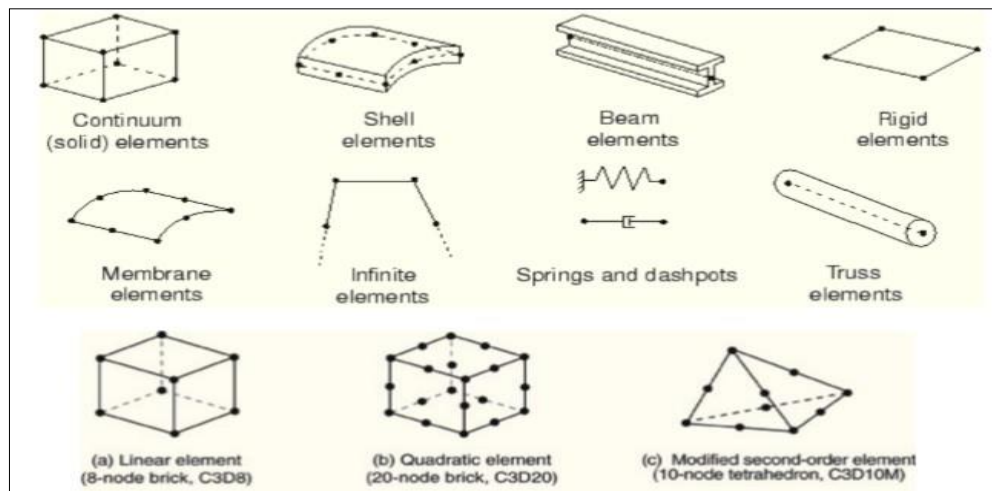


Figure III.1 Quelques formes complexes possibles à programmer sur ABAQUS[53]

III.2.2. Le CAE (complète ABAQUS environnement)

Une interface idéale pour la modélisation, la gestion et le post traitement des modèles Abaqus dans laquelle l'utilisateur peut effectuer la totalité de la mise en donnée, de la création ou l'import de pièce, du maillage jusqu'à l'exploitation avancée des résultats (géométrie des différentes pièces, propriétés mécaniques, choix des éléments, choix de l'intégration de la matrice de rigidité, choix du mode de résolution).

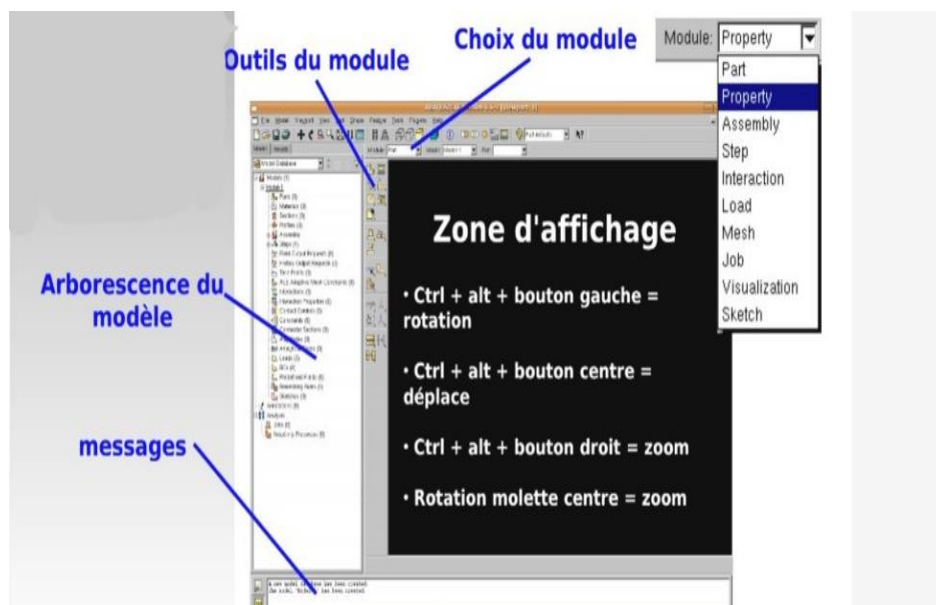


Figure III.2 :Présentation de l'interface ABAQUS.

III.2.3.Définition du modèle à simuler

Notre travail consiste à évaluer la performance et d'étudier le comportement d'une poutre en béton armé renforcée par des matériaux composites «CFRP, GFRP» sous chargement statique. L'objectif principal consiste à mettre en évidence l'effet de l'endommagement du béton et de l'acier sur les caractéristiques qui permettent d'améliorer le rapport de résistance des poutres en béton armé pré-endommagées.

En effet, on a simulé une poutre réelle en béton armé, dimensionnée et expérimentée par Liang Huang et al [56]. La poutre ainsi modélisée et illustrée est renforcée en flexion par une bande en CFRP, et en cisaillement par une enveloppe en GFRP.

Dimension	Ferrailage	Renforcement
La longueur : 1800mm	Barre de répartition 2C12	Flexion : Plaque en carbone
La largeur : 100 mm	Barre de 2A8	Cisaillement : Jacket en verre
La hauteur : 160 mm	13 cadres de Ø8	

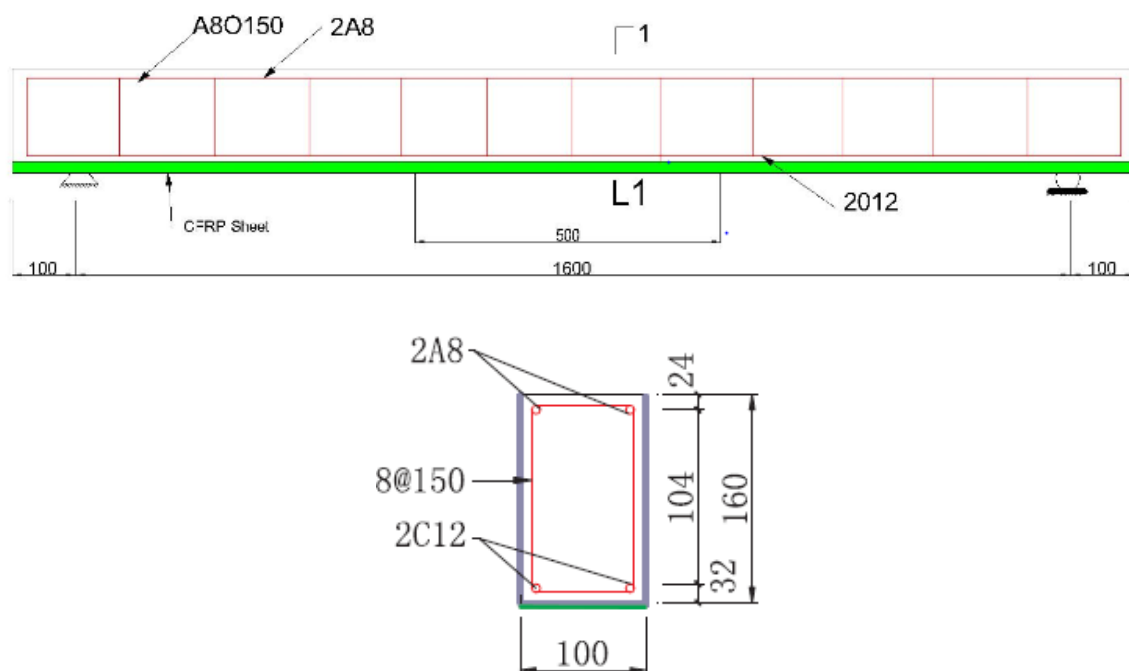


Figure III.3 : Ferrailage et dimension de la poutre expérimentée par L. Huang et al [56]

III.2.4. Présentation des étapes suivies dans la simulation

Le logiciel est divisé en des modules indépendants les uns des autres, à savoir : le module Part; Module Property; Assembly; Step; Interaction; Load; Mesh ; Job et Visualisation.

➤ La géométrie des éléments (module part)

Dans cette première étape, tous les éléments de la poutre sont créés grâce aux outils du module « **Part** ». On a créé la géométrie de la poutre dans le module part en utilisant les coordonnées des points en deux dimensions et on a créé la 3^{ème} dimension par extrusion. On a utilisé un solide déformable en 3D. Les barres d'armatures **longitudinales** créés avec un modèle 3D déformable « **Wire** ». Ensuite, dessiner avec « **Creat lignes** » et dimensionner.

Les composites (fibre de verre GFRP) créés avec un modèle 3D déformable « **shell** » → « **Extrusion** » en suite dessiner par « **creatlignes** » et dimensionner.

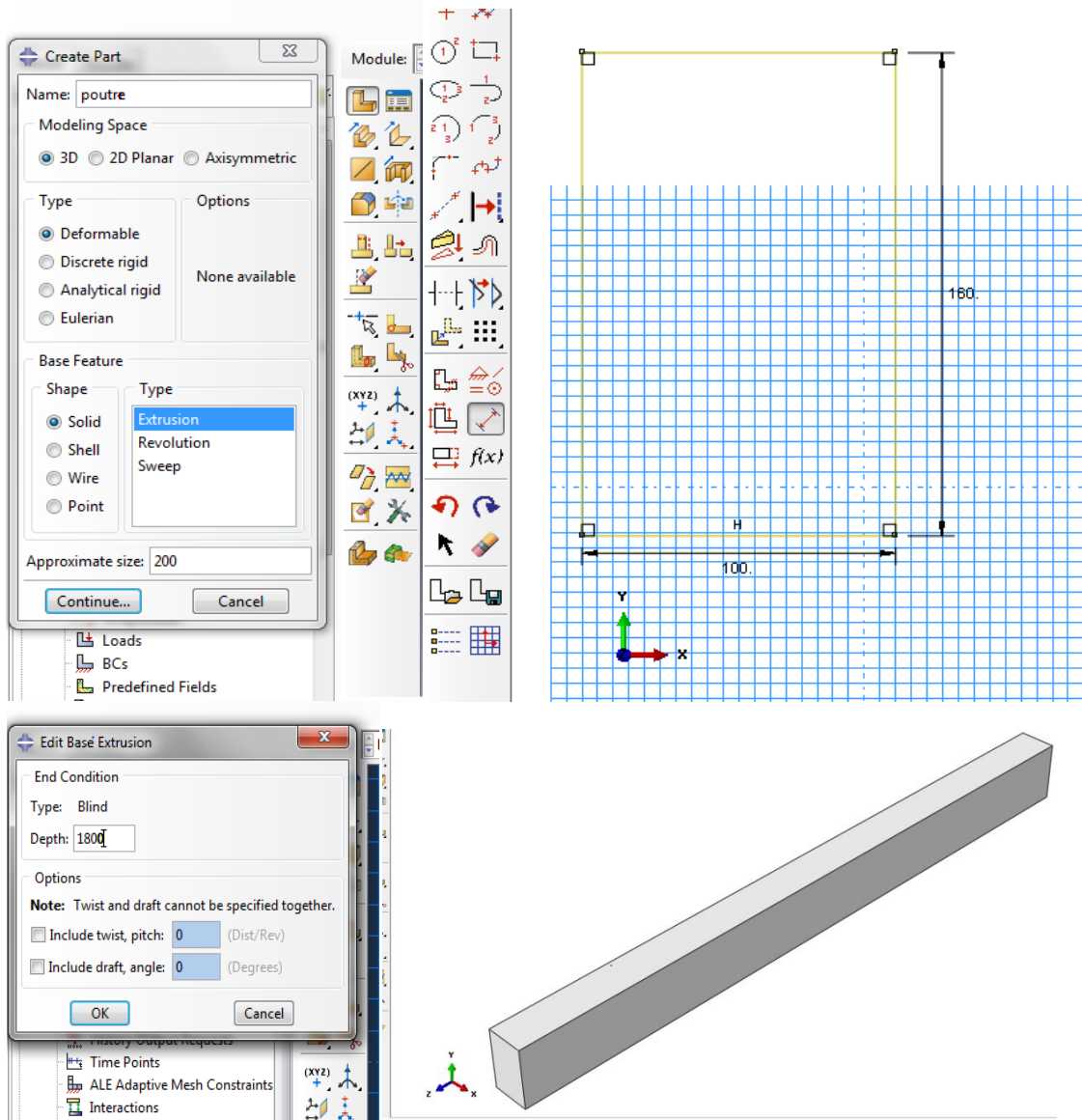


Figure III.4 : Création de poutre en béton armé

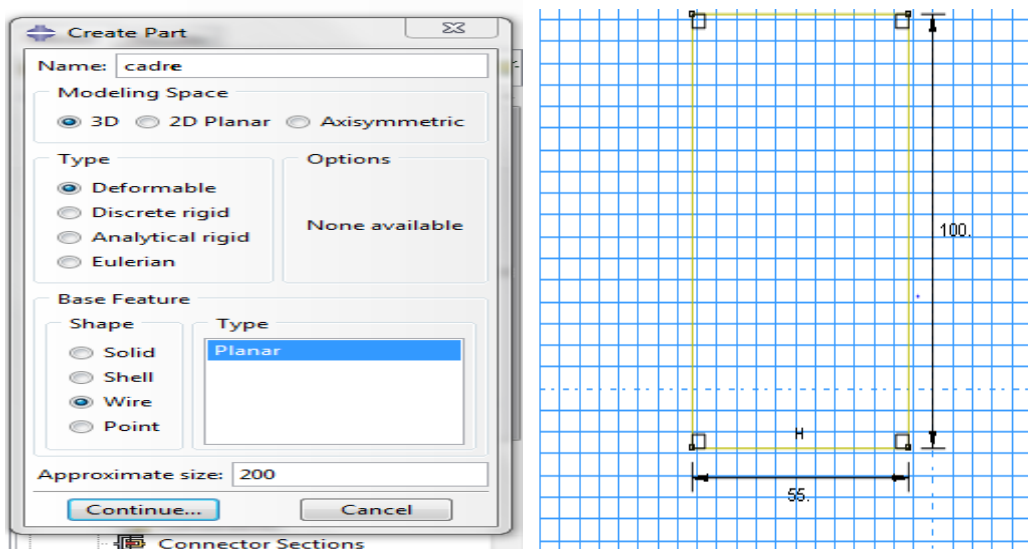


Figure III.5 : création des armateurs

La plaque rigide créé avec un modèle de 3D analytique rigide en suite dessinée avec « *creatlignes* » et dimensionner.

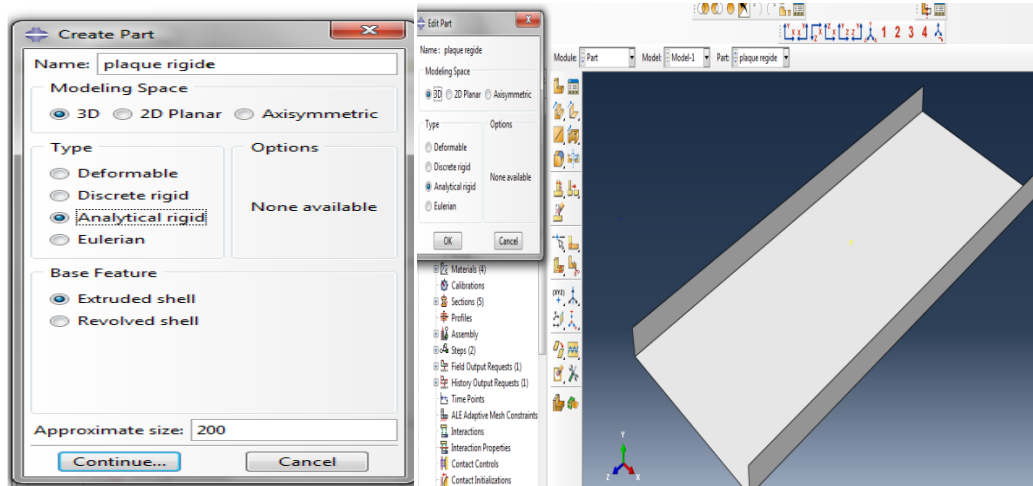


Figure III.6 : Création de la plaque rigide

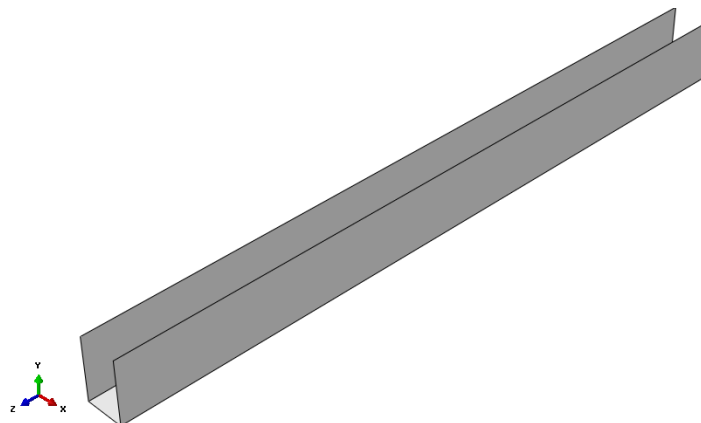
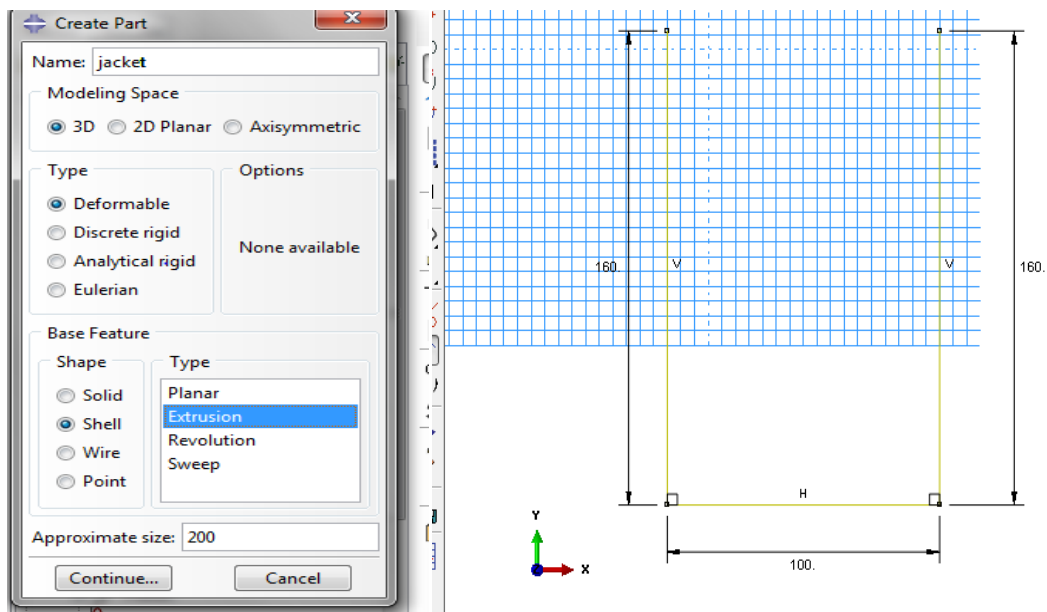


Figure III.7 : création de composite sous forme U (fibre de verre GFRP)

Les composites (fibre de carbone CFRP) créés avec un modèle de 3D déformable « *shell* » → « *Extrusion* » en suite dessiner par « *lignes : Rectangle (4Lines)* » et dimensionner. Cette plaque et sous le nom de « *jacket* ».

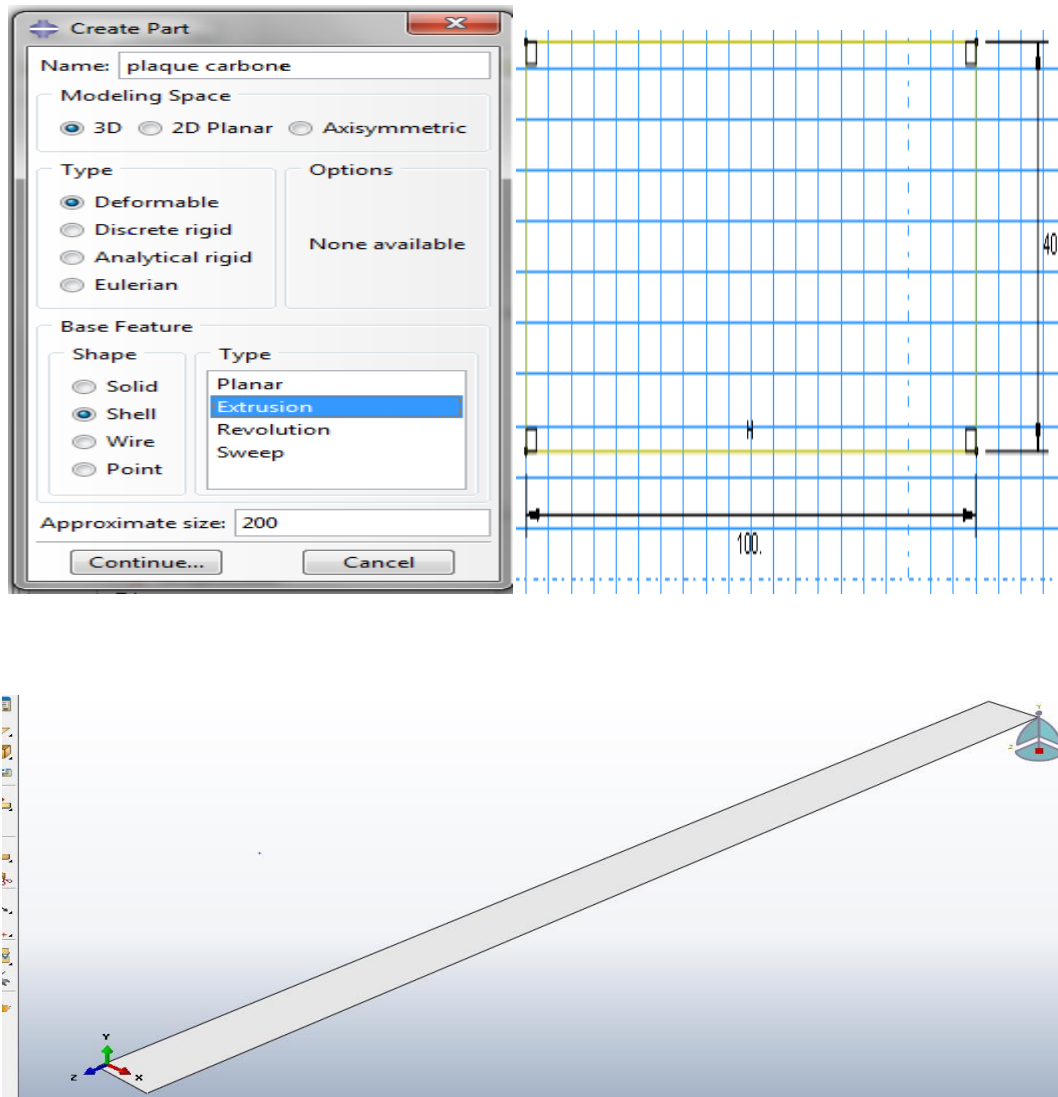


Figure III.8 : Création de composite (fibre de carbone CFRP)

➤ Propriétés des matériaux (Module Property)

Ce module est important dans la modalisation numérique, c'est-à-dire, élaborer toutes ses propriétés intrinsèques de chaque matériau. Pour notre travail on a utilisé trois modèles numériques intégrés dans ABAQUS pour le béton, acier et composites.

- Le béton : comportement élasto-plastique endommageable ;
- L'acier : comportement élasto-plastique avec écrouissage cinématique et isotrope ;
- Les composites : comportement élastique orthotrope.

Pour un calcul élastique il faut introduire les paramètres suivants : le module de Young et le coefficient de poisson.

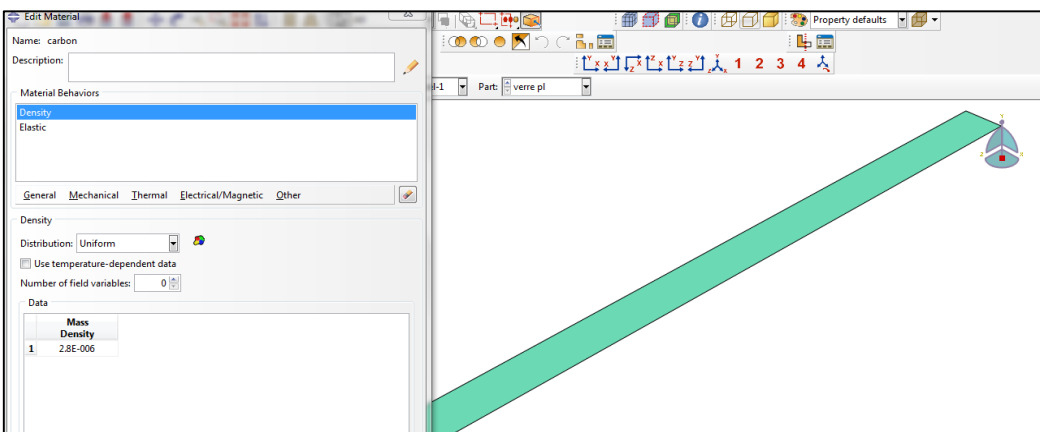
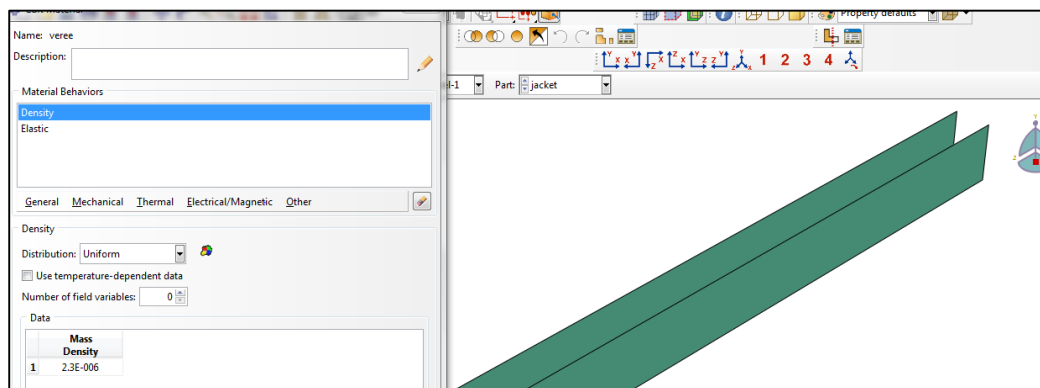
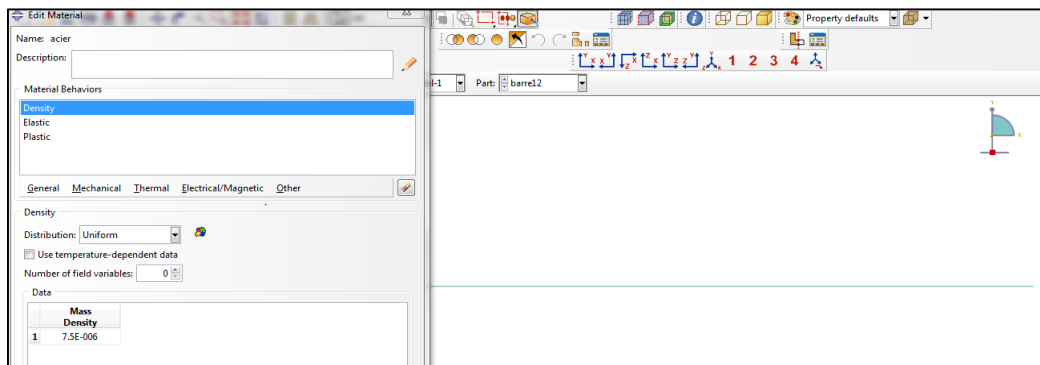
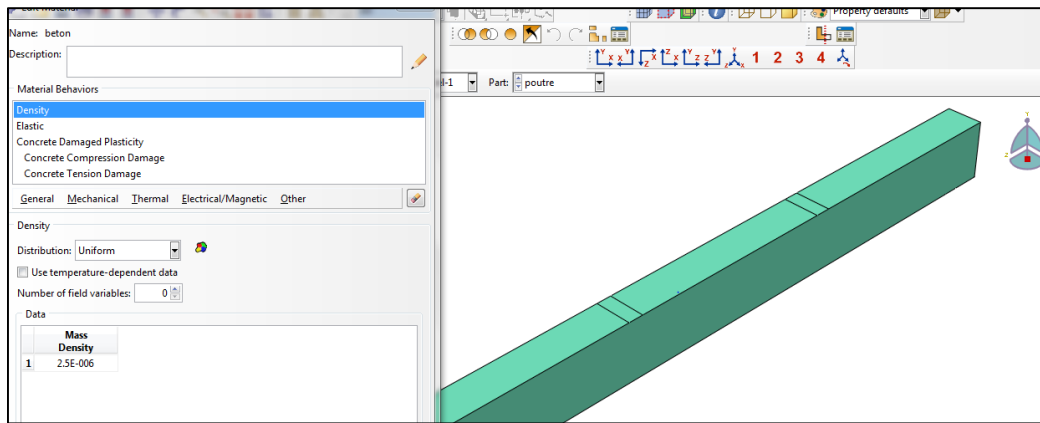


Figure III.9 : Création des propriétés des matériaux (béton, acier et composites).

➤ Assemblage du modèle (Module Assembly)

Dans ce modèle on rassemble toutes les pièces avec « Creat instance », on peut répéter chaque part crée plusieurs fois et lui faire des translations et rotations s'il est nécessaire jusqu' à voir notre modèle.

- 1) On commence par assemblage de poutre en béton avec les armatures (les barres de 12 et les barre de 8, puis les cadres).
- 2) Puis assemblage de poutre béton armé avec les bandes composites en tenant compte des variantes d'études imposées.

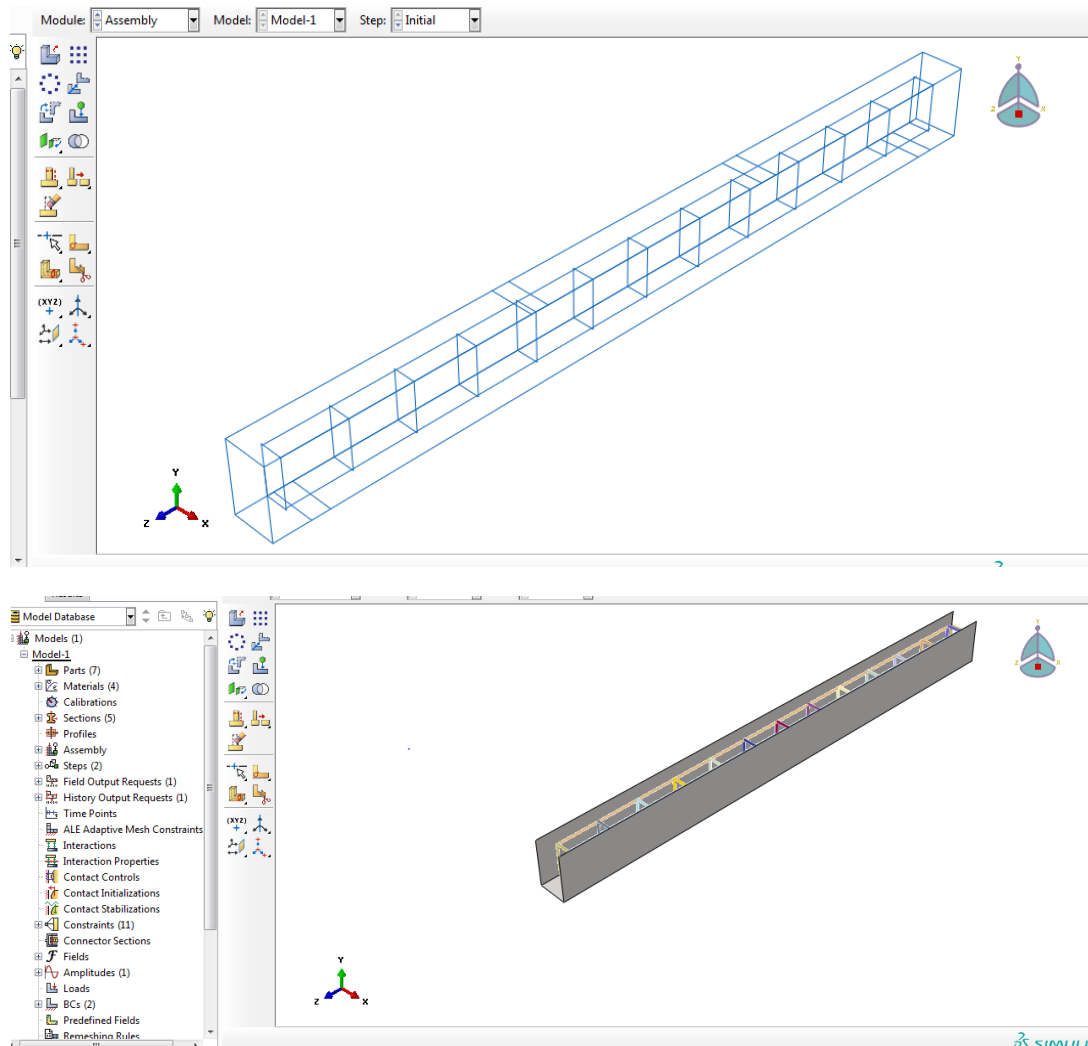


Figure III.10 : Détail d'assemblage du modèle.

➤ Définition du critère de calcul (ModuleSteps)

L'utilisateur définit tous les critères de calcul utilisés par ABAQUS dans le module Job. En particulier il détermine l'incrément, valeur du pas de temps, et la valeur du temps final qui est un temps « virtuel », temps sans unité. Il faut définir les deux type de sortie qui sont : des sorties de type **champ** « **Field outputrequests** » qui fournissent des valeurs à un instant donné et des sorties de type **historique** « **history outputrequests** » qui vont donner l'évolution d'une grandeur au cours du temps.

Pour notre simulation on a choisi un calcul « dynamique explicite » car il est plus efficace et plus rapide dans le calcul. On a travaillé avec une période = 1 s, déterminé en vérifiant le critère énergétique pour un chargement statique.

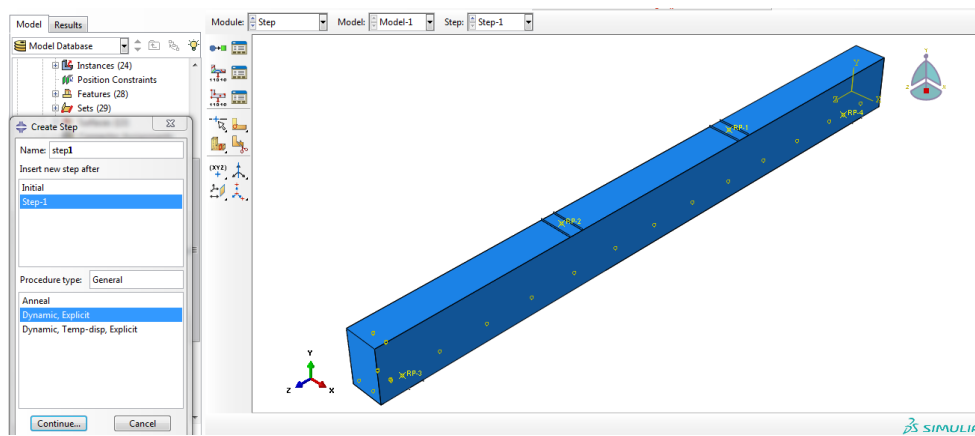


Figure III.11 : Création du Step

➤ Définition des contacts (Module Interaction)

Il définit les interactions entre chaque pièce et introduit les premières hypothèses portant sur les contacts, les contraintes et les connexions éventuelles. Dans cette simulation on a considéré :

- 1) Un contact parfait entre l'acier et le béton, on la définit avec « **embedregion** » qui veut dire inclure l'armature dans le bloc du béton et avoir un matériau presque homogène.
- 2) Un contact surfacique entre le béton et les bandes **GFRP** et **CFRP** avec « **TIE** », qui considère une adhérence quasi-parfaite entre les deux surfaces choisies.
- 3) Un contact entre les points de référence et les plaques rigides avec « **Rigide body** » pour faire la surface on met la charge sur la poutre en béton armé.

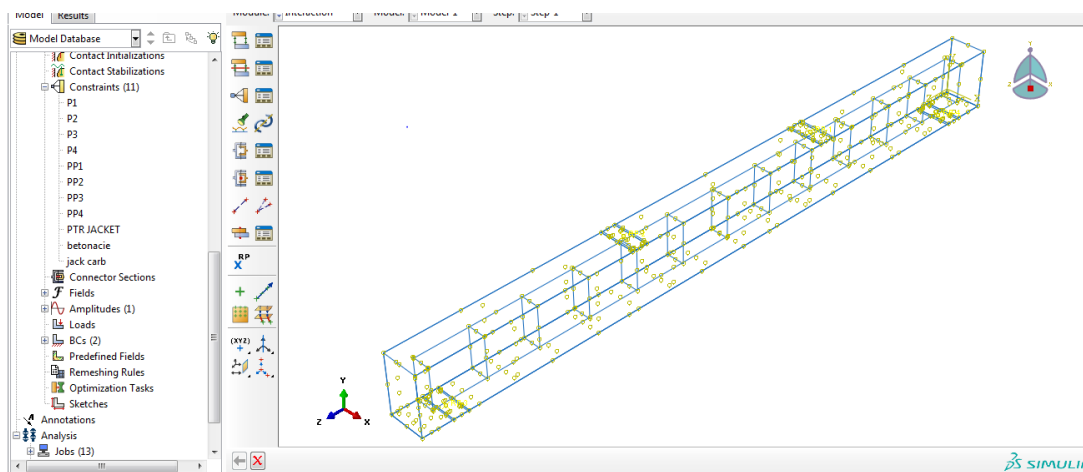


Figure III.12 : Création des interactions

➤ Définition des conditions aux limites et chargement (Module Load)

L'utilisateur définit le système à partir de « **CreateBoundary Condition** » et de « **CreateLoad** ». Les conditions aux limites à appliquer sont les suivantes :

- 1) Appui double.
- 2) Appliquer un chargement statique piloté en déplacement multiplié par l'amplitude qu'on a défini pour avoir un chargement statique.
- 3) Le poids propres de la poutre.

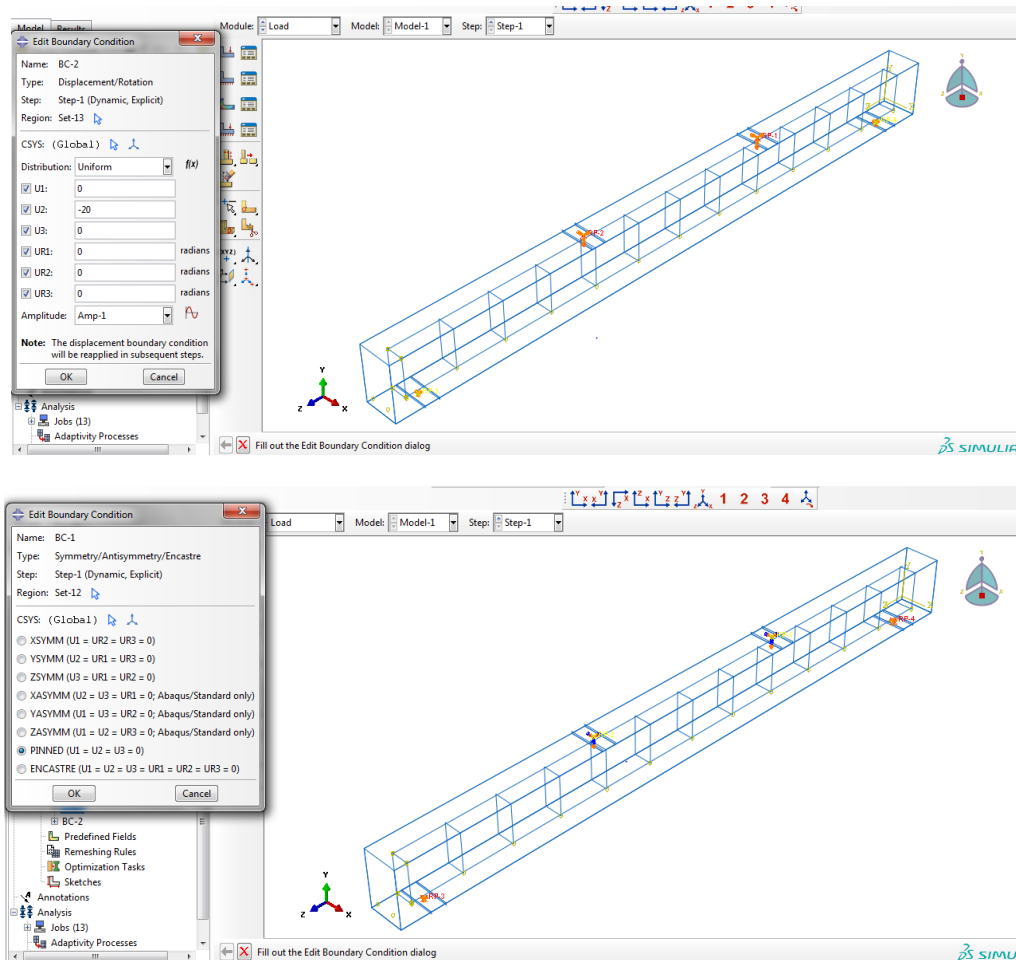
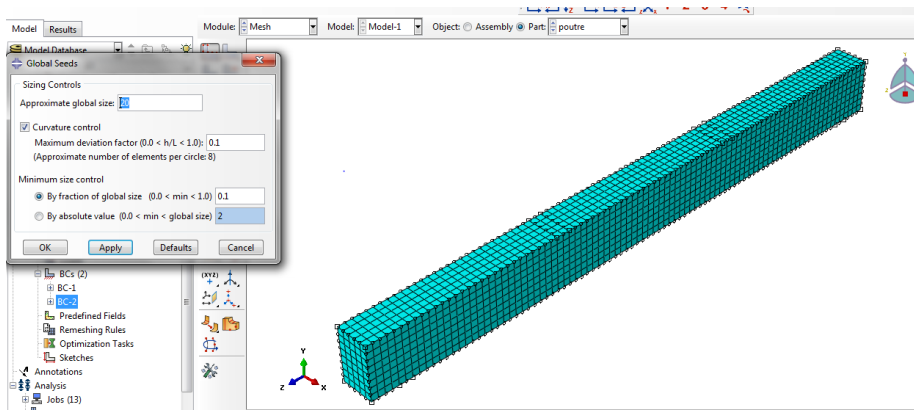


Figure III.13 : chargement de poutre en béton armé.

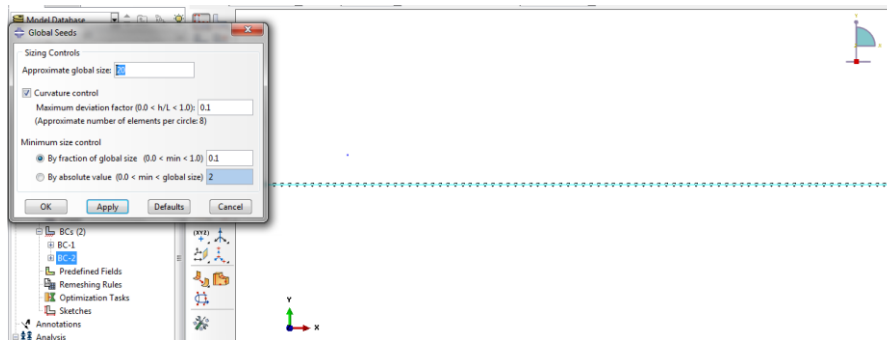
➤ Génération du maillage (Module Mesh)

Le module Mesh contient des outils qui nous permettent de générer un maillage d'éléments finis sur un assemblage dans ABAQUS.

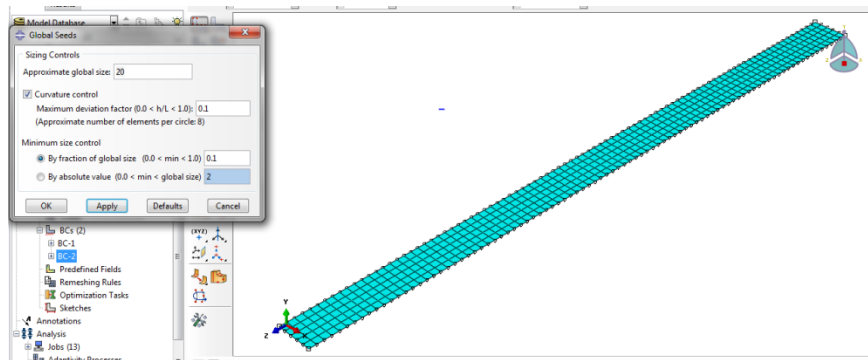
En effet, l'art du maillage repose essentiellement sur deux critères : les éléments de maillage (par exemple, hexaédriques, cubiques, tétraédriques dans « **Mesh contrôle** ») et la complexité topologique de chaque pièce. Plus la difficulté est accrue, plus la couleur se rapproche du rouge et inversement plus le maillage sera aisé, plus la pièce se verra colorée en vert ; il est possible aussi de mailler différemment une même pièce pour mettre en exergue les surfaces les plus déformables.



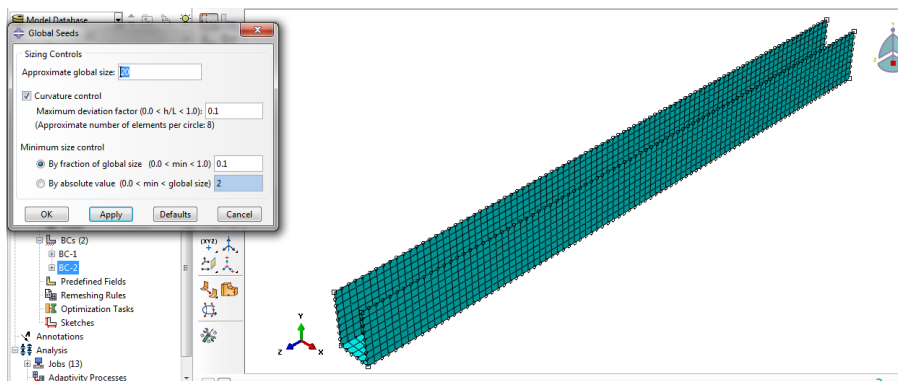
Présentation du maillage de la poutre



Présentation du maillage des barres



Présentation du maillage de la plaque carbone GFRP



Présentation du maillage de la jacket (fibre de verre CFRP)

Figure III.14 : Création du maillage.

➤ Sensibilité de maillage

Une étude de sensibilité du maillage pour la poutre en béton armé renforcée est réalisée, l'objectif est de définir la dimension optimale des éléments finis choisis qui permet de mieux converger vers la solution exacte. À cet effet une étude comparative est réalisée, lors de la simulation, cette dernière est effectuée avec des dimensions variées à savoir : **100 mm, 80 mm, 60 mm, 40 mm, 20 mm, 10 mm**.

La figure ci-dessous montre les résultats obtenus de poutre en béton armé renforcée en flexion en fonction de la dimension de la maille en (mm).

Après observation on constate que les courbes commencent à se stabiliser (force constante) à une valeur approximative de 20 mm. Par conséquent, les éléments poutres sont maillés par des éléments finis de 20 mm dans les trois directions de l'espace, ce qui assure un maillage très raffiné.

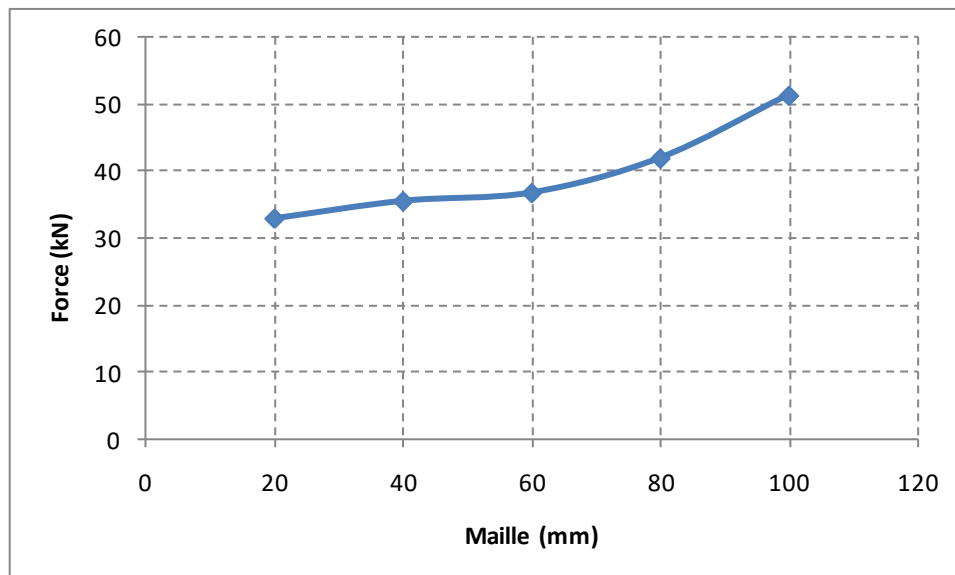




Figure III.15 : sensibilité de maillage

➤ Création du fichier résultats (Module Job)

Le module « job » reprend les caractéristiques de calcul dans le module « **Step** ». Après avoir définie tout le modèle à simuler (géométrie, matériaux, lois de comportements, les chargements...). On lance le calcul après la définition d'un job, en cliquant sur « **Submit** ».

➤ Visualisation des résultats (Module visualization)

L'utilisateur voit le résultat du calcul numérique dans « **Results** » : soit par la visualisation des déformations dans « **Field output** » comme les déformations, les contraintes, la vitesse ou les forces ; soit par les courbes dans « **History Output** » comme l'énergie cinétique ou l'énergie totale de l'ensemble du modèle, l'énergie de dissipation ou des déformations.

On peut visualiser la forme déformée du modèle, en cliquant sur les outils :  ou .

III.3. Modélisation du comportement des matériaux

Pour évaluer la réponse globale d'une structure considérée sous sollicitations extérieures, l'utilisation d'un modèle numérique prédictif s'avère être nécessaire. Dans ce contexte, des modèles éléments finis disponibles dans la littérature pour le béton, acier et les matériaux composites sont utilisés séparément sous sollicitations particulières.

III.3.1. Modèle non linéaire pour béton

La modélisation du béton est bien moins évidente et son comportement mécanique est très difficile à décrire par les logiciels utilisant la méthode des éléments finis. En effet, le modèle numérique utilisé dans notre simulation est « **ConcreteDamagedPlasticity** » intégré dans le code des éléments finis ABAQUS. C'est un modèle couplé (plasticité, endommagement) basé sur l'endommagement en incluant les déformations irréversibles, principalement destiné à une capacité générale d'analyse des structures en béton.

III.3.1.1 Loi du comportement : compression/traction

La théorie de la plasticité est utilisée pour décrire le caractère irréversible des déformations \mathcal{E}^p . La partition de la déformation totale \mathcal{E} est effectuée en une partie élastique et une partie plastique. Les déformations élastiques \mathcal{E}^e mettent en œuvre une énergie dite élastique réversible qui est donc restituée lors de toute décharge, tandis que les déformations plastiques \mathcal{E}^p conduisent à la dissipation d'une énergie irréversible.

$$\mathcal{E} = \mathcal{E}^e + \mathcal{E}^p \quad \text{III. 1}$$

Dans le cadre d'une théorie de petite déformation, le tenseur de déformation \mathcal{E}_{ij} est obtenu à partir du premier gradient du champ de déplacement $\mathbf{u} = (u_x, u_y, u_z)$ tel que :

$$\mathcal{E}_{ij} = \frac{1}{2}(u_{ij} + u_{ji}) \quad \text{III. 2}$$

La relation contrainte-déformation est définie par :

$$\boldsymbol{\sigma} = (1+d)\mathbf{D}_0^{el} : (\boldsymbol{\mathcal{E}} - \boldsymbol{\mathcal{E}}^p) = \mathbf{D}^{el} : (\boldsymbol{\mathcal{E}} - \boldsymbol{\mathcal{E}}^p) \quad \text{III. 3}$$

D'où \mathbf{D}_0^{el} la matrice de rigidité initiale (non endommagée), \mathbf{D}^{el} la matrice de rigidité élastique endommagée.

d est la valeur d'endommagement qui peut prendre des valeurs allant de zéros (matériau non endommagé) à un (matériau complètement endommagé) tel que :

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} \left(\frac{1}{b_t} - 1 \right) + \sigma_c E_c^{-1}} \quad \text{III. 4}$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} \left(\frac{1}{b_t} - 1 \right) + \sigma_t E_c^{-1}} \quad \text{III. 5}$$

Suivant les notions habituelles de la mécanique des dommages continue, la contrainte effective est définie par :

$$\sigma = D_0^{pl} : (\varepsilon - \mathcal{E}^l) \quad \text{III.6}$$

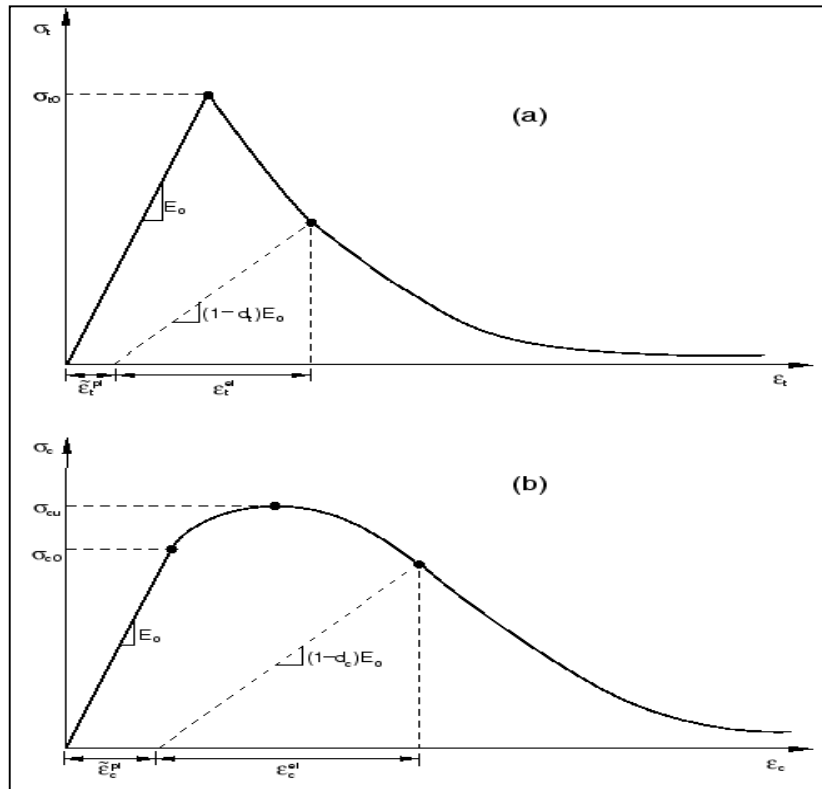


Figure III.16 Reponse du modèle ; a) à la traction simple. b) à la compression simple.

Les taux de déformation plastique équivalents est déterminés par :

$$\mathcal{E}_t^{pl} = \mathcal{E}_{11}^{pl} \quad \text{Uni-axial traction III.7}$$

$$\mathcal{E}_t^{pl} = -\mathcal{E}_{11}^{pl} \quad \text{Uni-axial compression III.8}$$

La réponse dégradée du béton est caractérisée par deux variables de dommage uni-axiales indépendantes d_t et d_c , supposées être en fonction de déformation plastique:

$$d_t = d_t(\tilde{\mathcal{E}}_t^{pl}, \theta, \mathbf{f}_i), \quad 0 \leq d_t \leq 1 \quad \text{III.9}$$

$$d_c = d_c(\tilde{\mathcal{E}}_c^{pl}, \theta, \mathbf{f}_i), \quad 0 \leq d_c \leq 1 \quad \text{III.10}$$

Si E_0 est la rigidité élastique (rigidité initial) du matériau, les relations contraintes déformations sous traction et compression uni axiale sont, respectivement :

$$\sigma_t = (1 - \tilde{d}_t) E_0 (\varepsilon_t - \mathcal{E}_t^{pl}) \quad \text{III.11}$$

$$\sigma_c = (1 - \tilde{d}_c) E_0 (\varepsilon_c - \mathcal{E}_c^{pl}) \quad \text{III.12}$$

Lors des fissures, la surface disponible pour supporter la charge se réduit, ce qui entraîne une augmentation de la contrainte effective de traction et de compression tel que :

$$\tilde{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad \text{III.13}$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0 (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad \text{III.14}$$

Les différentes lois utilisées pour ce modèle sont représentées dans le tableau suivant :

Dénominations	Équations
Contraintes effectives en traction	$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl})$
Contraintes effectives en compression	$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0 (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl})$
Dommages en compression	$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} (1/b_c - 1) + \sigma_c E_c^{-1}}$
Dommages en traction	$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} (1/b_t - 1) + \sigma_t E_c^{-1}}$

Tableau III.3: Les différentes lois utilisées pour le modèle adopté pour le béton

III.3.1.2. Identification des paramètres du modèle.

Les paramètres principaux à définir soigneusement sont : la loi contrainte-déformation (puisque elle permet de calculer les valeurs d'écrouissage [52]) qui correspond au modèle expérimental de **Liang Huang, et al.**[56]. Les paramètres du modèle numérique du béton utilisé dans notre étude numérique sont représentés dans les tableaux suivants :

Paramètres		Dénomination
Notations	Valeur	
f_c (MPa)	41.3	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3 f_c$ (MPa)	12.39	Contrainte élastique en compression
ε_{c1} (‰)	2.2	Déformation au pic en compression
$f_{t0} = 0.6 + 0.06 f_c$ (MPa)	3.078	Contrainte maximale en traction
ε_{tm} (‰)	1.2	Déformation correspondante à f_{t0}
$E = 11000(f_c)^{1/3}$ (MPa)	32000	Module de Young instantané
ν	0.2	Coefficient de poisson

Tableau III.4: Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton

III.3.2. Modélisation de l'acier

L'acier a un comportement élasto-plastique avec écrouissage en compression et en traction. Les paramètres du modèle numérique du l'acier utilisé dans notre étude numérique sont le module d'Young $E = 210000 \text{ MPa}$, coefficient du poisson $\nu = 0.3$ et une contrainte limite de la rupture de 400 MPa .

III.3.3. Modélisation des Composites

Les matériaux composites ont un comportement particulier, ceci est dû essentiellement à deux facteurs : le premier résulte de son comportement anisotrope dans les couches élémentaires et le deuxième facteur dérive de la stratification qui consiste en l'empilement de plusieurs couches. Le but de cette section est de présenter le comportement élastique des matériaux orthotropes utilisés.

Les paramètres du modèle numérique des bandes **GFRP** et **CFRP** utilisé dans notre étude numérique sont représentés dans le **Tableau III.4**:

	Module de Young (GPa)	Densité (kg/m ³)	Coefficient de poisson	Épaisseur (m)
Fibre de verre	79.7	$2.3 \cdot 10^{-6}$	0.31	0.60
Fibre de carbone	221.7	$2.8 \cdot 10^{-6}$	0.31	0.24

Tableau III.5: Paramètres utilisés pour le comportement des bandes CFRP, GFRP

III.4. Modèles et variantes de l'étude

Dans le but de lister les paramètres des matériaux dans le renforcement d'une poutre en béton armé, une étude paramétrique est reliée à la variation du taux d'endommagement du béton est réalisée. Les paramètres pilotant les valeurs des variables d'endommagement du béton sont récapitulés sur le tableau suivant :

Taux d'endommagement	(\emptyset) angle de délitage	(B) paramètre pilotant l'énergie de fissuration	f_{c28} (MPa)
10%	30	30	37.17
20%	28	35	33.04
30%	23	40	28.91
50%	15	45	20.65

Tableau III.6 : Paramètres utilisés dans l'étude de l'effet d'endommagement

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté le code de calcul ABAQUS, en résumant les actions principales à effectuer pour créer nos modèles. Il nous a permis de simuler le comportement non linéaire d'une poutre en béton armé renforcée par des bandes composites en **CFRP** et **GFRP** sous chargement statique.

Les matériaux constitutifs sont modélisés à travers des modèles numériques intégrés dans code ABAQUS à savoir : Un modèle élasto-plastique pour le béton permettant d'évaluer la réponse ultime et de représenter l'évolution des endommagements pour définir le mode de rupture des spécimens considérés ; Un modèle élasto-plastique pour l'acier et un modèle élastique orthotrope pour les composites.

Chapitre IV
Présentation des
résultats et discussions

IV.1 Introduction

À travers ce chapitre nous allons présenter et interpréter les résultats obtenus à l'issue des simulations numériques menées sur le comportement mécanique des poutres en béton armé renforcées par des bandes composites **CFRP**, **GFRP**. Une étude numérique validée par des travaux disponibles dans la littérature est réalisée en utilisant le code ABAQUS. Les résultats de la simulation en termes de comportement global et local sont présentés et discutés, sous forme des graphiques force-déplacement et de cartographies. Les gains en termes de résistance sont aussi quantifiés par la confrontation des courbes de capacité, ceci nous permet de mettre en valeur les apports en fonction du taux d'endommagement.

IV.2 Confrontation et validation du modèle élément fini

Étant donné que notre modèle numérique élément finis proposé et le modèle expérimental tirés de la revue littérature [47] ont la même géométrie et sont constitués de matériaux possédant les mêmes propriétés physiques, nous nous permettons de faire une comparaison entre nos résultats numériques et expérimentaux.

Afin de vérifier la fiabilité de la procédure numérique, nous confrontons nos prévisions qualitatives et quantitatives sur le comportement des structures étudiées avec les observations expérimentales de **LiangHuang et al** [47]. En ce qui concerne l'aspect quantitatif de la confrontation, nous avons choisi de suivre et de comparer l'évolution des paramètres identifiés expérimentalement : déplacement vertical et évolution des capacités portantes.

La **figure (IV-1)** montre l'évolution du chargement extérieur appliqué en (**kN**) en fonction du déplacement vertical à mi-travée (flèche en (**mm**)) jusqu'à la rupture pour les deux spécimens d'étude considérés.

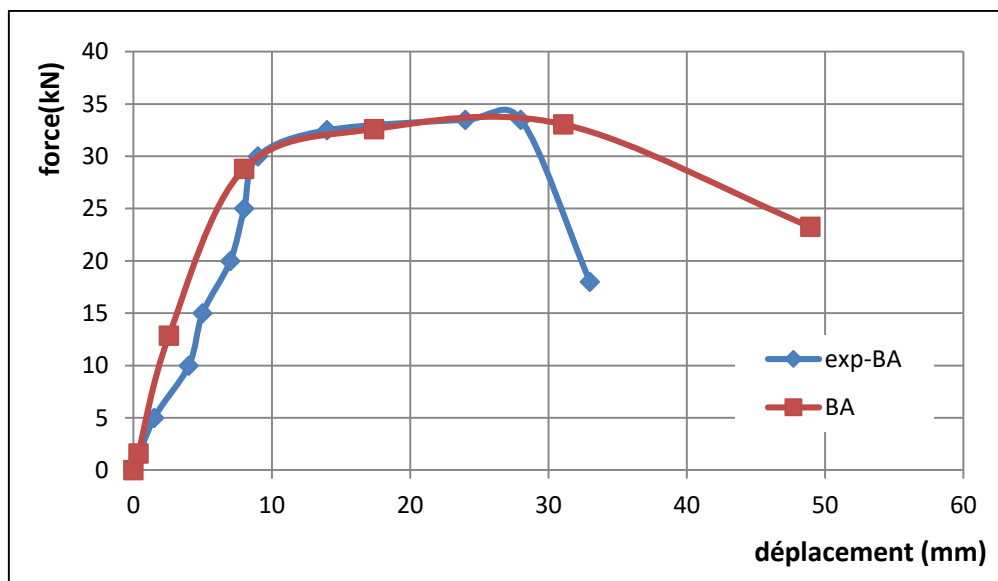


Figure IV.1: Confrontation des courbes (F-U); Validation du modèle non renforcé

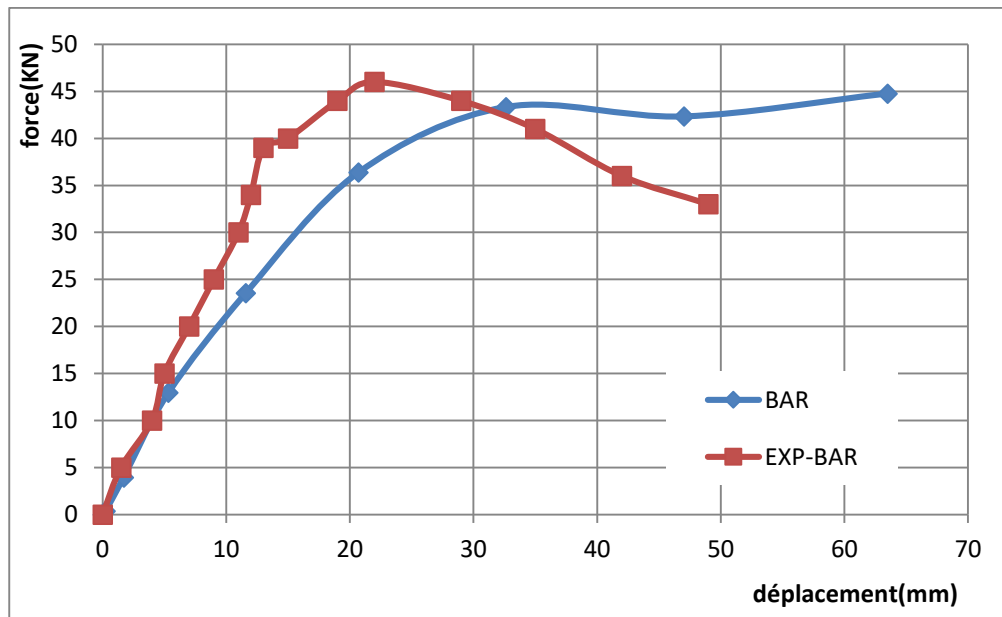


Figure IV.2: Confrontation des courbes (F-U); Validation du modèle renforcé

Nous observons que l'allure du graphe de la simulation numérique présente une bonne correspondance avec l'allure du graphe donné par l'analyse expérimentale de **LiangHuang et al [47]**. Les valeurs de la capacité portante sont sensiblement différentes, pour la poutre en béton armé la charge maximale donnée par la simulation est de **33.04 kN**, cependant la capacité portante moyenne obtenue par les essais et de l'ordre de **33.81kN**. Pour la poutre renforcée la charge maximale donnée par la simulation et de **44.76kN**, cependant la capacité portante moyenne obtenue par les essais et de l'ordre de **47.09 KN**. On constate une bonne corrélation, en effet, la différence entre le modèle numérique et l'analyse expérimentale est inférieure à (<2,5%).

IV.3. Effet de l'endommagement

Cette partie consiste à réaliser une étude paramétrique sur la variation d'endommagement pour le béton et les aciers que ce soit pour les poutres classiques (témoins) ainsi que pour les poutres renforcées avec une jacket de fibre de verre (**GFRP**) et une plaque de fibre de carbone (**CFRP**). À cet effet, on a considéré quatre (4) variantes à savoir :

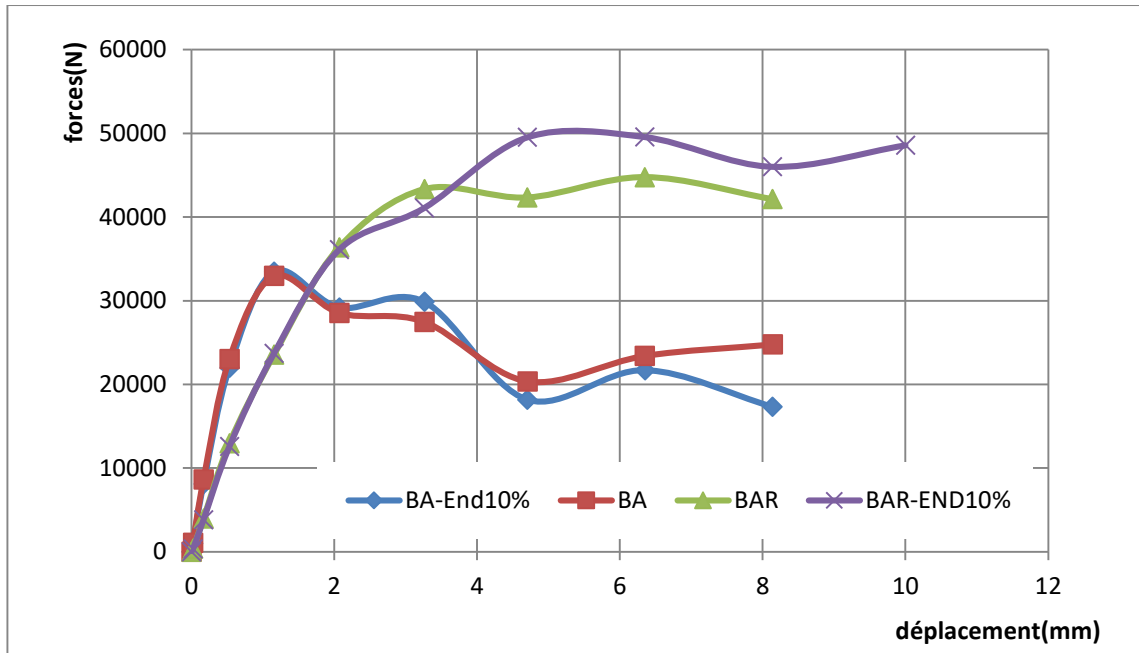
- Une poutre pré-endommagée à 10% ;
- Une poutre pré-endommagée à 20% ;
- Une poutre pré-endommagée à 30% ;
- Une poutre pré-endommagée à 50%.

On a adopté les notations suivantes :

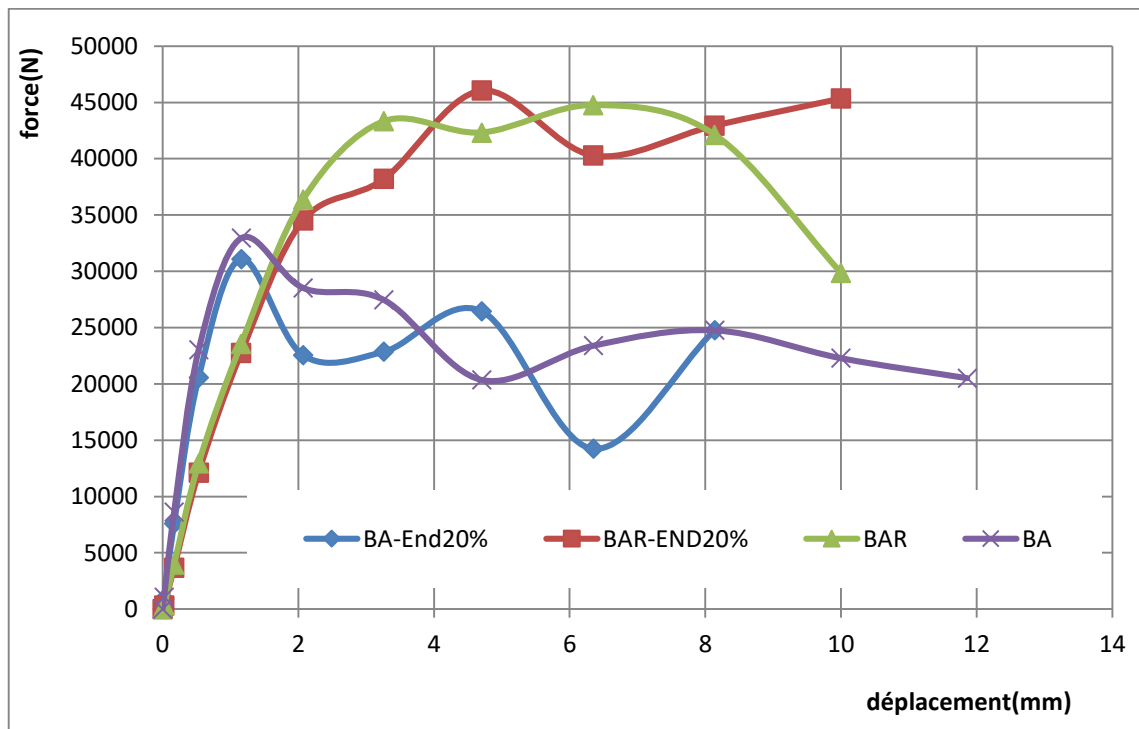
- **(BA)** : Poutre en béton armé sain ;
- **(BAR)** : Poutre en béton armé sain renforcée ;
- **(BA-End)** : Poutre en béton armé pré-endommagée ;
- **(BAR-End)** : Poutre en béton armé pré-endommagée et renforcée.

IV.3.1. Poutres avec béton pré-endommagé

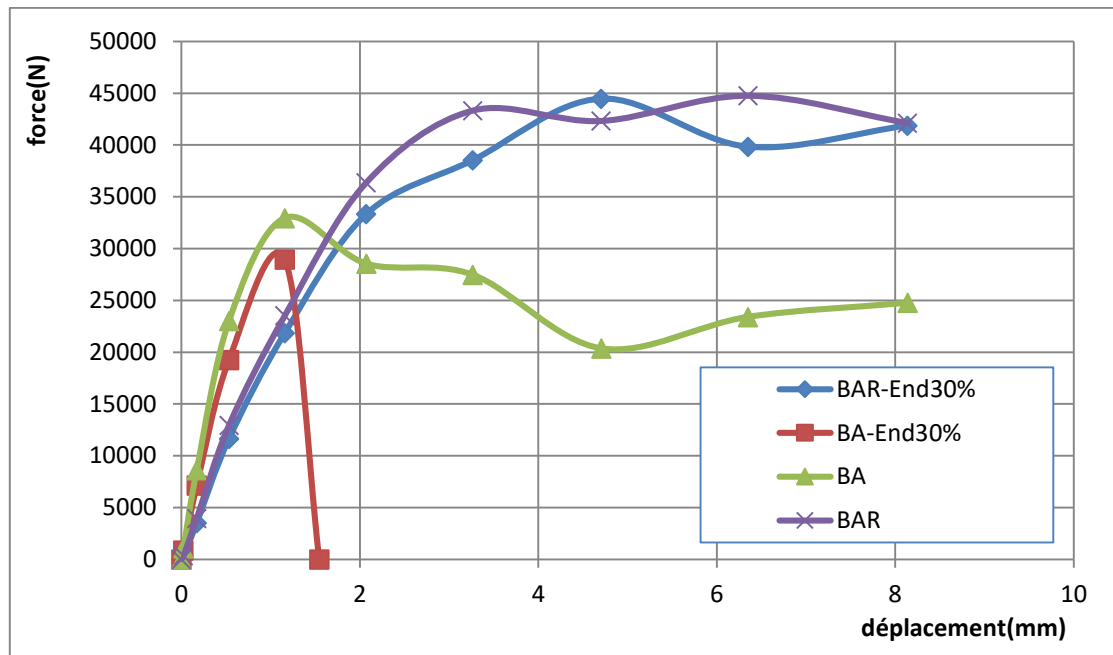
Les figures au-dessous présentent les capacités portantes des différentes variantes d'études sous forme du graphe force en fonction de déplacement. Une étude paramétrique est reliée à la variation du taux d'endommagement du béton est réalisée. Les paramètres pilotant les valeurs des variables d'endommagement du béton sont récapitulés sur le **tableau III.5** du chapitre précédent.



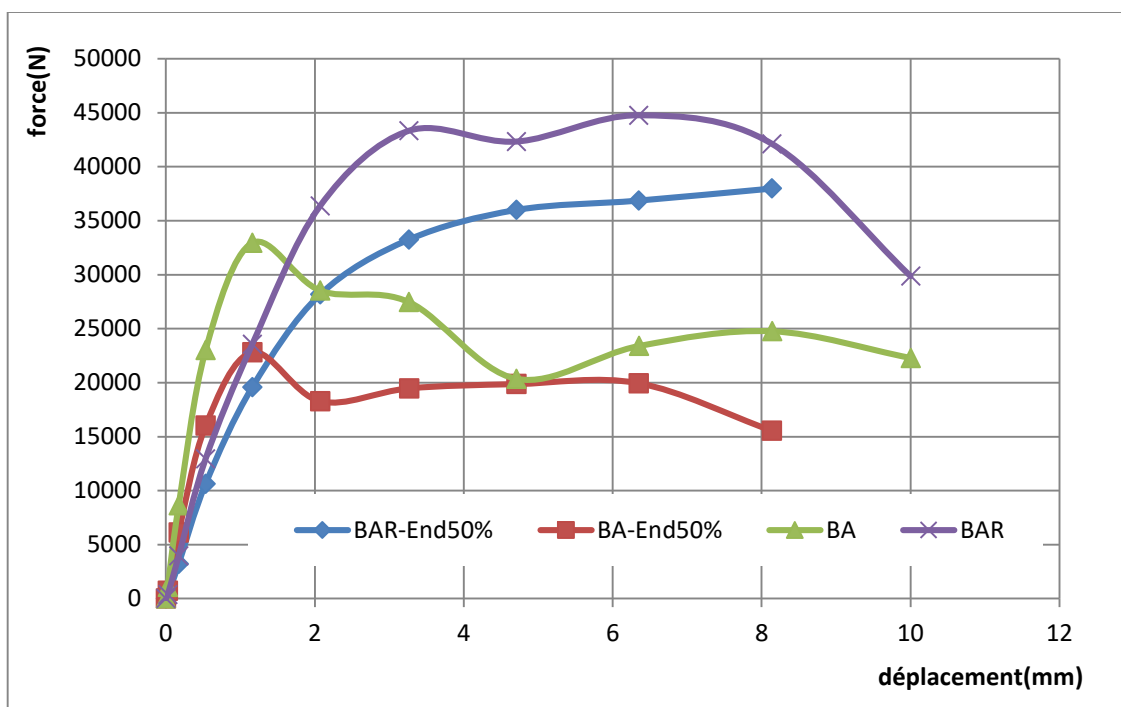
Courbe de capacité portante des poutres pré-endommagées à 10%



Courbe de capacité portante des poutres pré-endommagées à 20%



Courbe de capacité portante des poutres pré-endommagées à 30%



Courbe de capacité portante des poutres pré-endommagées à 50%

Figure IV.3: Résultat de l'effet d'endommagement du béton en termes de capacité portante.

L'analyse des résultats en termes de courbe force-déplacement (**la figure IV.3**), montre clairement l'amélioration en termes de résistance de poutre renforcée par des bandes **GFRP** comparativement à la poutre de référence en béton armé, qui représente une résistance de **33.04 kN**. La poutre renforcée pré-endommagée de **10%** présente une résistance maximale de **33.46 kN** avec un apport (gain de résistance) de **53.14%**.

Par contre le modèle de **20%**, atteint une résistance de **46.06kN** avec un apport de **48.19%**. La poutre renforcée pré-endommagée de **50%** présente une valeur de résistance minimale par rapport aux variables de **10%** et **20%** qu'est de **38.78 KN** et de rapport de **69.75%**. le taux d'endommagement de **10%** plus élevé par rapport ou témoin, les autres taux sont inférieure par rapport ou témoin donc la meilleur résistance si 10%.

Ces différents apports sont quantifiés comme suit :

$$\text{L'apport} = (\text{Capacité de poutre renforcé} / \text{Capacité de poutre en béton armé}) - 1) * 100$$

La comparaison des résultats de cette série montre que la variation d'endommagement des zones tendues à un effet considérable sur la résistance des poutres en béton armé renforcées. En effet, la meilleure configuration en termes d'apport est donnée par une variable d'endommagement de **10%**. On remarque que dans les poutres renforcées pré-endommagées à 30% et 50% sont caractérisées par une rupture prématurée.

Le **tableau IV.1** suivant représente la résistance des poutres pré-endommagées. L'apport en termes de résistance augmente proportionnellement avec le taux d'endommagement. En effet un béton endommagé permet la conjugaison des performances des matériaux composites.

Taux d'endommagement du béton	Poutres en BA pré-endommagées (kN)	Poutres en BA renforcées pré-endommagées (kN)	L'apport en résistance(%)
10%	33.46	51.24	53.14
20%	31.08	46.06	48.19
30%	28.95	44.44	53.5
50%	22.81	38.72	69.75

Tableau IV.1: la résistance de variable de l'endommagement.

- **Cartographies d'endommagement**

Les cartographies de la **Figure IV.4** illustrent l'état d'endommagement en traction des poutres en BA renforcées pré-endommagées et des Poutres en BA pré-endommagées.

Poutres en béton armé renforcées	Poutres en béton armé
-----------------------------------------	------------------------------

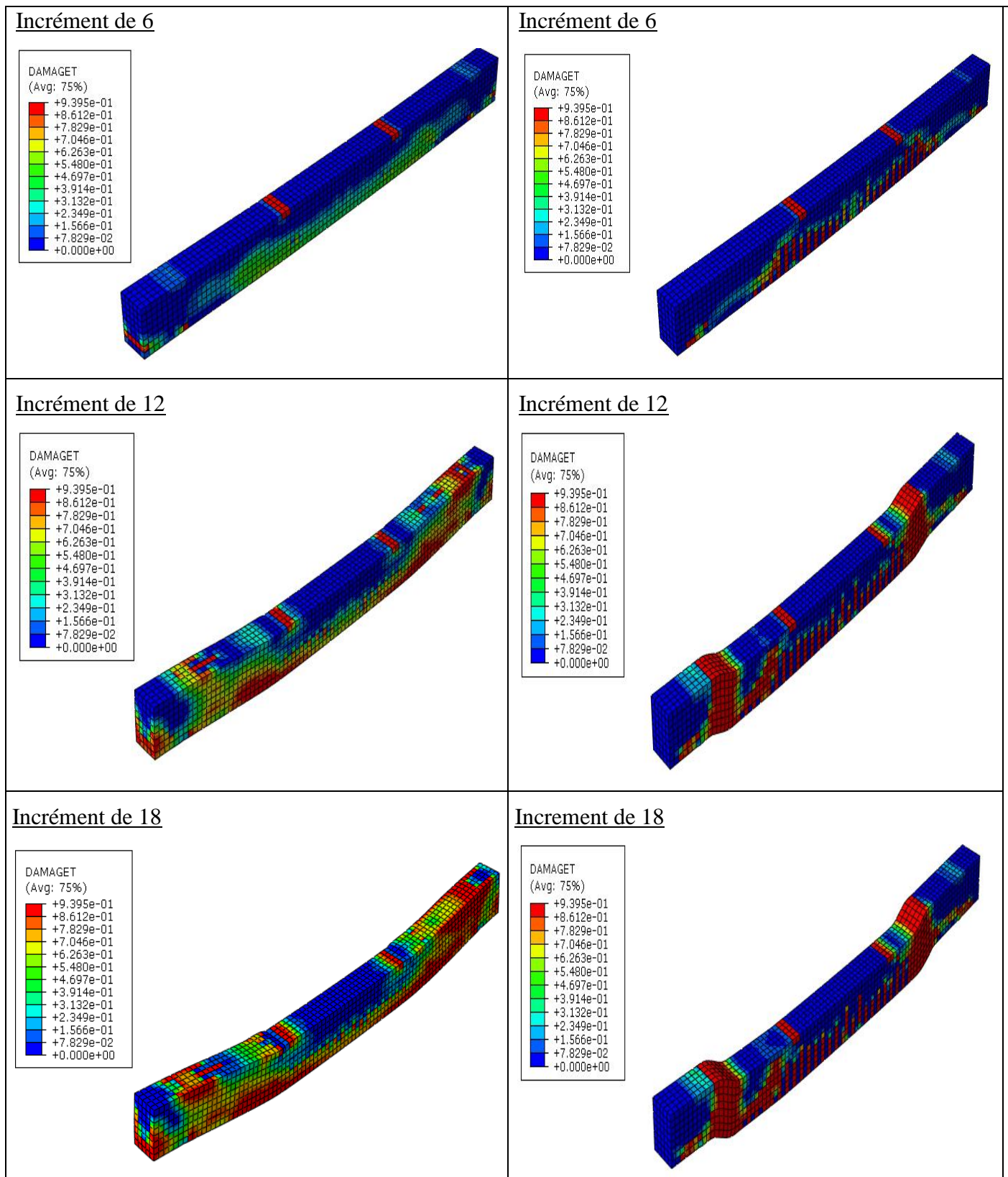


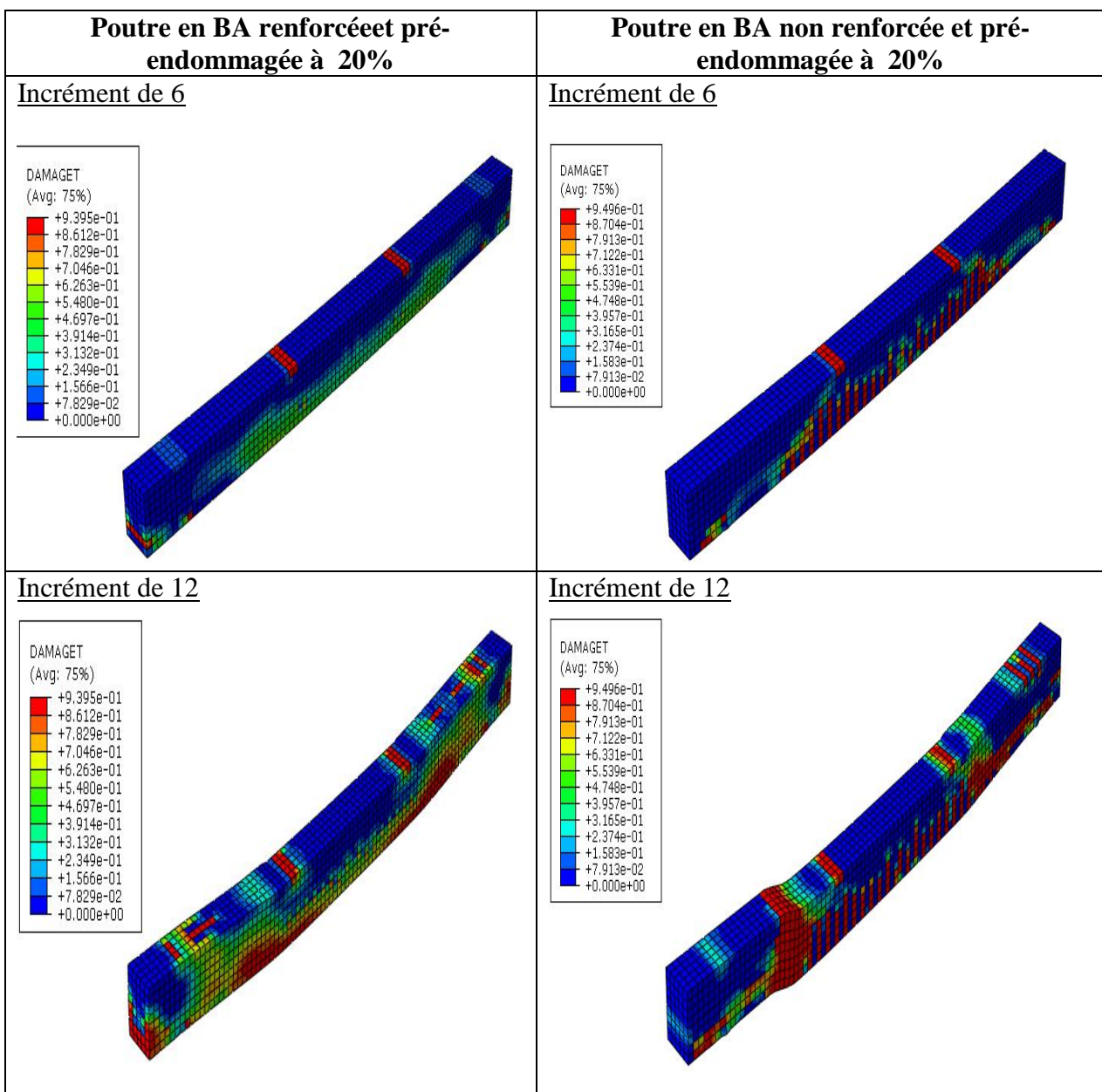
Figure IV.4: Comparaison des évolutions des dommages en traction

La Figure IV.3 illustre l'état d'endommagement en traction de poutre en béton armé témoin et renforcé par des bandes GFRP et CFRP. Sous le même taux de chargement, la poutre en

béton armé connaît un endommagement plus important qui se propage sur la zone tendue comparativement aux poutres renforcées.

Nous constatons que les poutres en béton armé renforcées par des bandes GPRF et CPRF et pré-endommagées sont accompagnées par une diminution des dommages, ceci explique l'augmentation du rapport de résistance des poutres renforcées à un niveau d'endommagement élevé.

Les variables de l'endommagement en traction prennent des valeurs allant de 0 (les poutres sont dans un état non fissuré) jusqu'à 1 (la rupture finale de l'élément). Selon la courbe de la variation des dommages en fonction de la force (**Figure IV.5**),



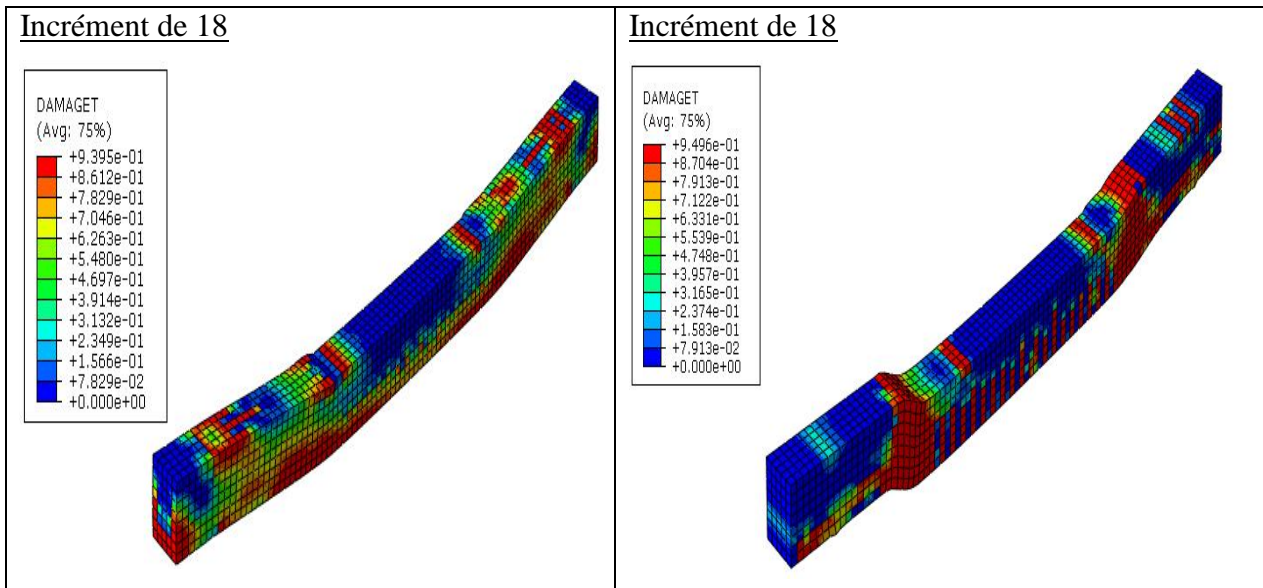


Figure IV.3 (Suite) : Comparaison de l'évolution des dommages en traction des poutres pré-endommagées

- Confrontation des courbes forces-dommages en traction :

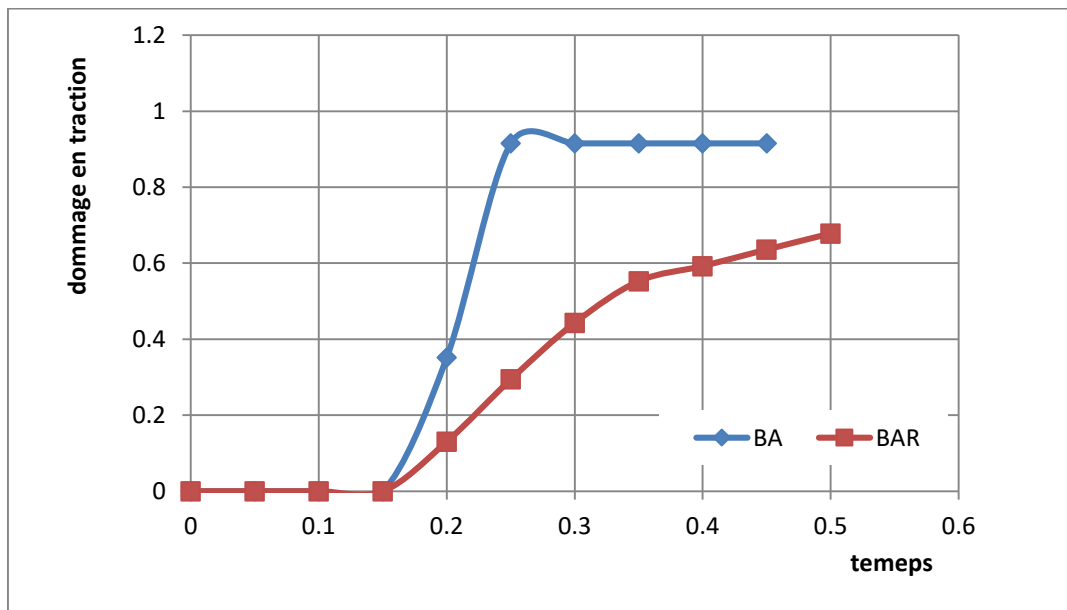


Figure IV. 5 : Confrontation des courbes forces-dommages en traction : poutre en BA vs. Poutre en BA renforcée.

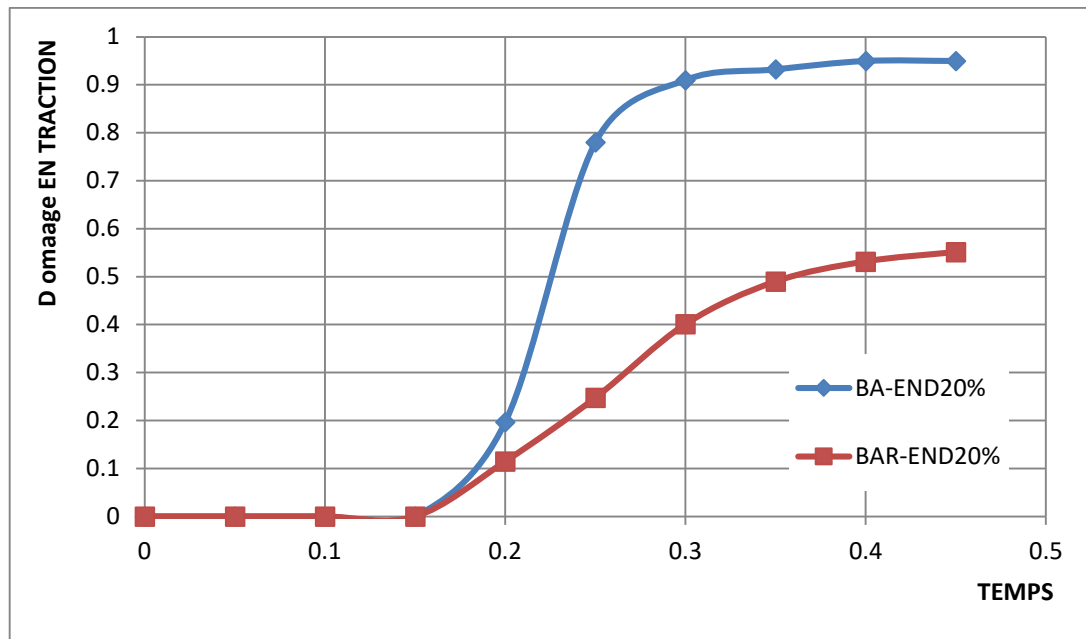


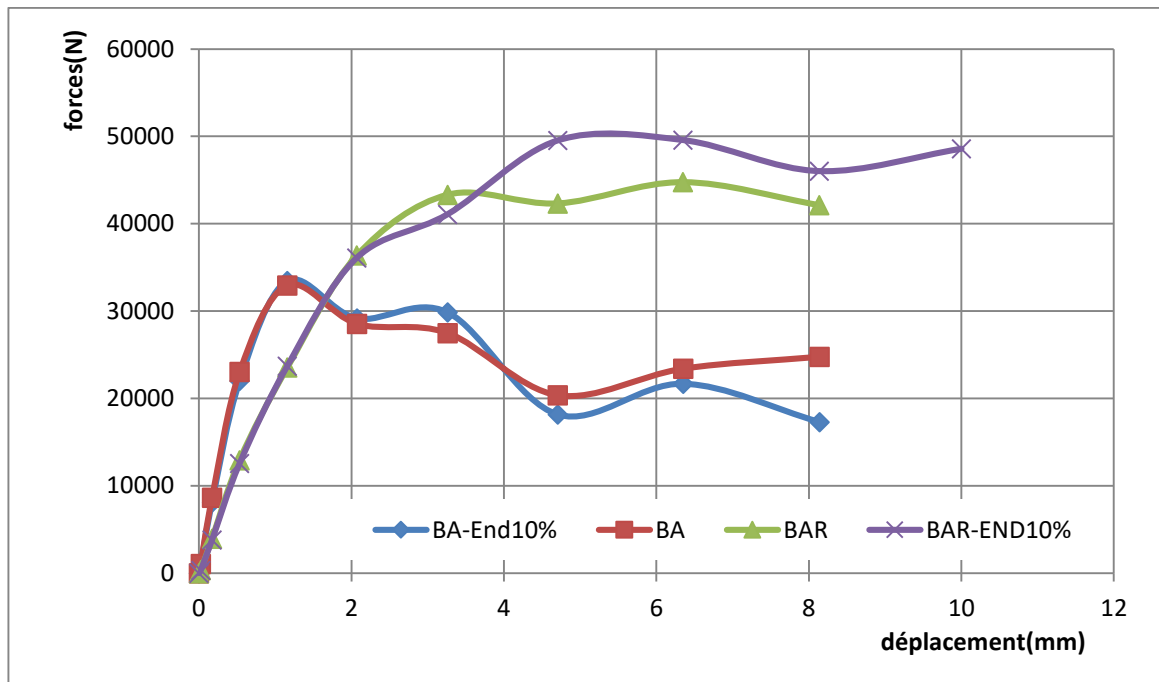
Figure IV.6: Confrontation des courbes forces-dommages en traction ; poutre en BA vs. Poutre en BA renforcée pré-endommagée à 20%.

L'apparition des fissures de traction sur un même nœud choisi sur la zone tendue de la poutre de référence correspond à un chargement extérieur de **0.15**, tandis que cette dernière apparaisse pour un incrément de charge de **0.3**. Pour un incrément de charge de **0.4** par exemple, la poutre non renforcée est **95 %** endommagée, pour le même incrément de charge on a un dommage de **50%** pour la poutre renforcée par des composites.

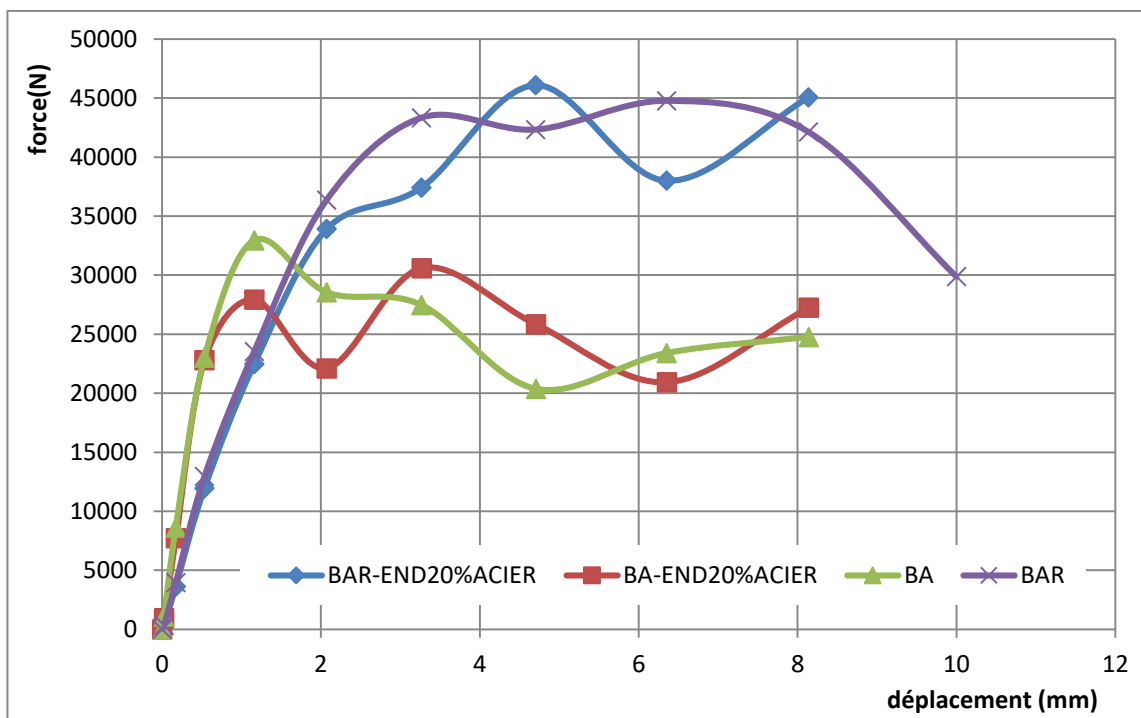
On remarque que les variables d'endommagement des poutres non renforcées sont remarquablement plus élevées que celles des poutres renforcées.

IV.3.2. Poutres avec acier et béton pré-endommagés

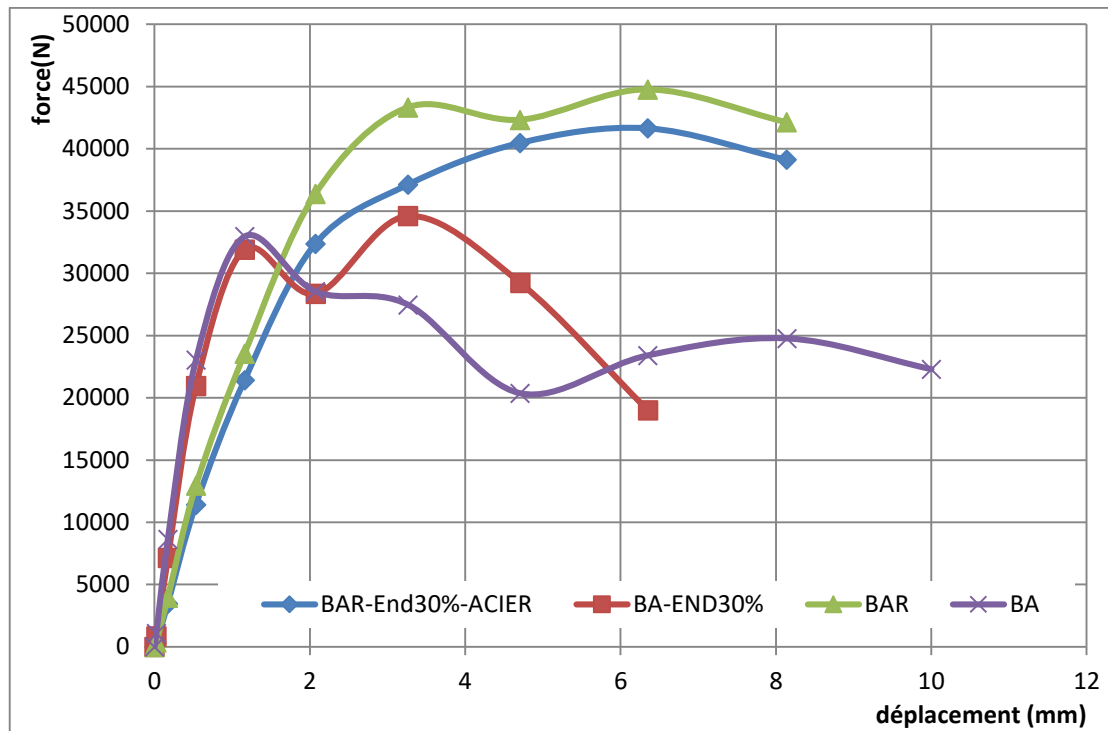
Dans cette partie on a présenté les résultats de la simulation numérique en considérant à la fois le béton et l'acier pré-endommagés. Une étude paramétrique est liée à la variation du taux d'endommagement du béton et de l'acier est réalisé. Les figures ci-dessous représentent les capacités portantes des différentes variantes d'études sous forme de graphe force en fonction de déplacement.



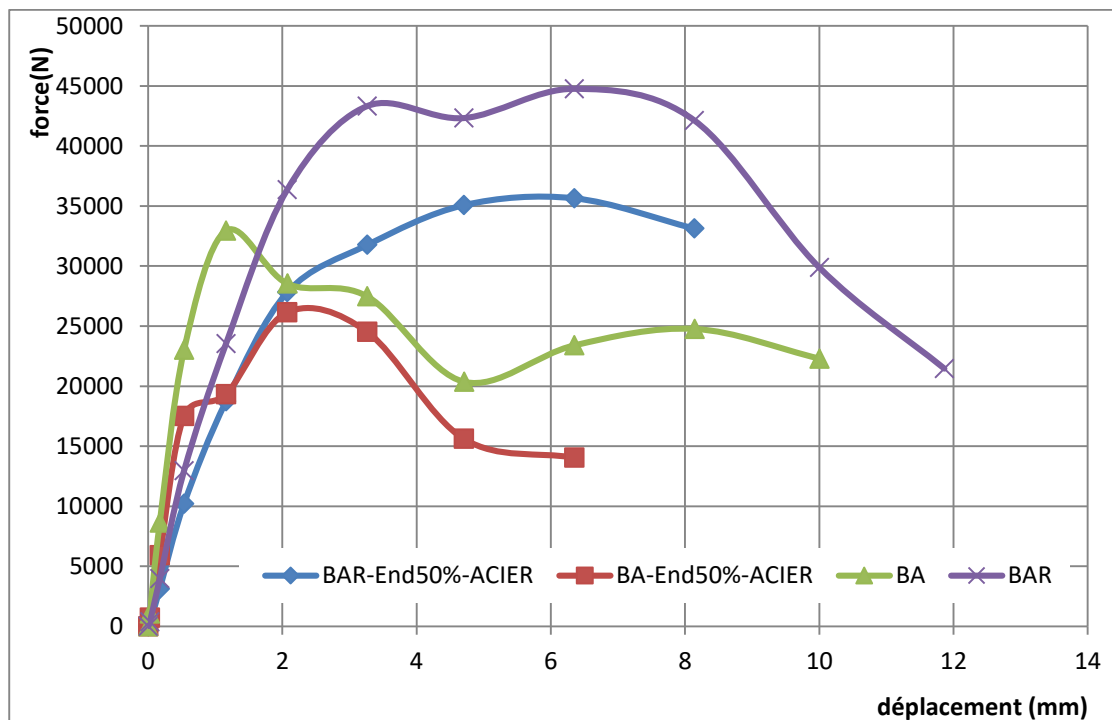
Courbe forces-déplacements : poutre en BA renforcée et non renforcée endommagée à 10%



Courbe forces-déplacement : poutre en BA renforcée et non renforcée endommagées à 20%



Courbe force-déplacement : poutre en BA renforcée et non renforcée endommagées à 30%



Courbe forces-déplacement : poutre en BA renforcée et non renforcée endommagées à 50%

Figure IV.7 : Résultat de l'effet d'endommagement du béton et de l'acier en termes de capacité portante.

Les résultats numériques ont montré une augmentation de la résistance des poutres renforcées comparativement aux poutres non renforcées pour les différents taux d'endommagement considérés. Le **tableau IV.3** suivant représente la résistance des poutres pré-endommagées.

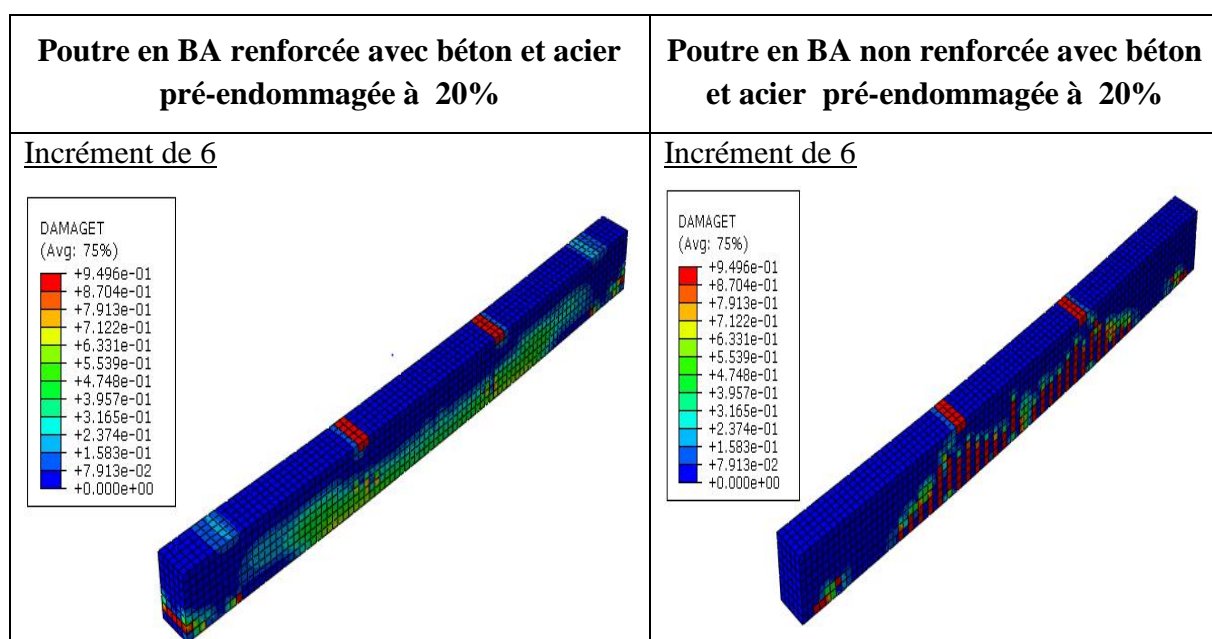
Taux d'endommagement du béton et d'acier	Poutres en BA pré-endommagées (kN)	Poutres en BA renforcées pré-endommagées (kN)	L'apport en résistance (%)
10%	32.94	50.30	52.70
20%	30.59	46.10	50.70
30%	34.61	42.46	22.68
50%	26.51	36.72	38.51

Tableau IV.2: Résultats en termes d'apport de capacité :béton et acier endommagés

D'après la comparaison entre la résistance de la poutre en béton armé qui est de **33.04 kN** et celle de la poutre renforcée pré-endommagée à **10%** qui est de **50.30kN** on voit que l'apport en résistance augmente jusqu'à **52.70%**. Le spécimen pré-endommagé de **20%** représente une résistance de **46.10kN** voir un apport de **50.70%** ; le spécimen pré-endommagé de **30%** avec une résistance de **28.52kN** et un apport de **22.68%**. La résistance minimale est obtenue sur le spécimen pré-endommagée à **50%** qui est de **36.72kN** et un apport de **38.51%**.

La comparaison des résultats de cette série montre que la variation du taux d'endommagement a un effet considérable sur la résistance des poutres en béton armé renforcées par des bandes **GFRP** et **CFRP** placées suivant les bielles de rupture. En effet, la meilleure configuration est donnée par une variante d'endommagement de 10%. Le modèle élément fini proposé pour la modélisation du comportement mécanique du béton permet de représenter l'évolution des fissures (propagation des fissures) dans les éléments considérés. Une analyse des processus de fissuration et des modes de rupture est réalisée, à travers l'évolution des dommages en traction dans les poutres renforcées, pour différents taux de chargements appliqués. Les résultats sont représentés par les cartographies des **figures (IV.7)**

- **Cartographie des endommagements**



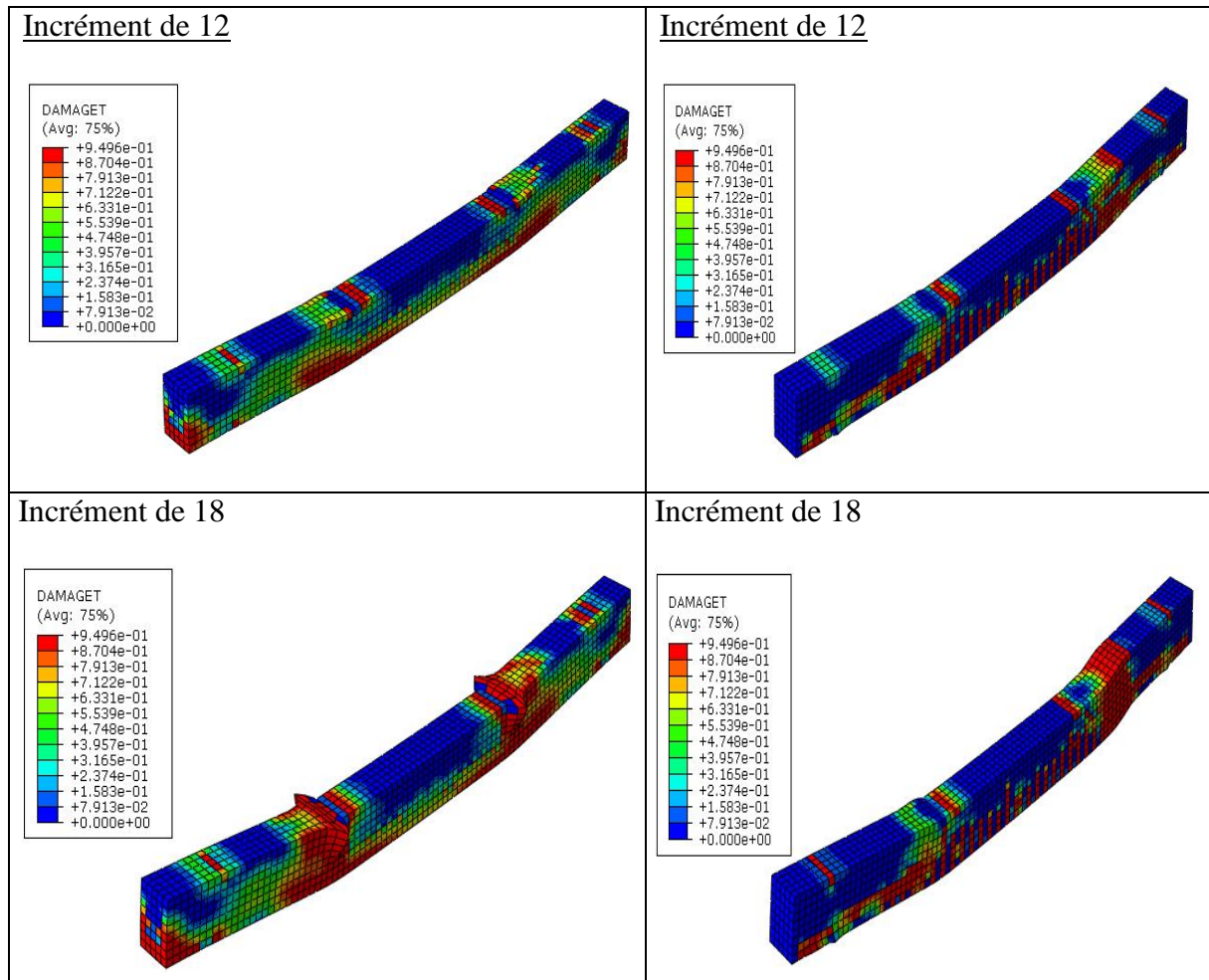


Figure IV.8: Représentation de l'évolution des dommages dus à la traction des poutres à base de béton et acier pré-endommagés

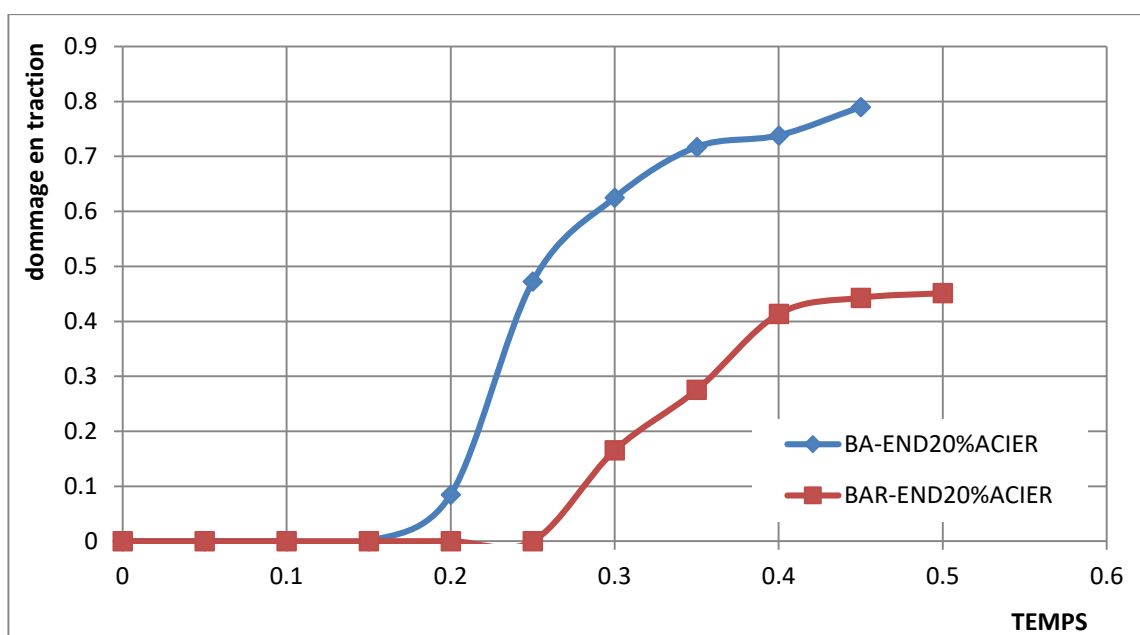


Figure IV.9: Confrontation des courbes forces- dommages : Poutre en BA vs. Poutre en BA renforcée pré-endommagée à 20%

Nous constatons qu'au cours de l'augmentation du chargement extérieur appliqué, les dommages se développent progressivement tout le long des poutres, si on analyse d'une manière précise l'état de l'endommagement on remarque qu'à un même taux de chargement et au même endroit, ceux des poutres de référence en béton armé sont plus importants que ceux de la poutre renforcée. Des microfissures de flexion apparaissent en premier lieu dans la zone tendue pour des chargements assez modérés, suivies des premières fissures de cisaillement à pour toutes les configurations d'endommagement considérées.

L'augmentation du pourcentage de l'endommagement du béton et de l'acier entraîne une diminution significative de l'apport de résistance. En effet la plastification des aciers conduit vers une rupture fragile des poutres endommagées.

Les variables de l'endommagement en traction prennent des valeurs allant de 0 (les poutres sont dans un état non fissuré) jusqu'à 0.8, selon la courbe de la variation des dommages en fonction de la force (**Figure IV.8**).

L'apparition des fissures de traction sur un même nœud choisi sur la zone tendue de la poutre de référence correspond à un chargement extérieur de **0.15**, tandis que cette dernière apparaisse pour un incrément de charge de **0.25**. Pour un incrément de charge de **0,4** par exemple, la poutre non renforcée est **85 %** endommagée, pour le même incrément de charge on a un dommage de **40 %** pour la poutre renforcée par des composites.

IV.4 Conclusion

Les différents résultats obtenus montrent que le renforcement par les matériaux composites engendre un apport considérable en termes de capacité portante des poutres en béton armé sous chargement statique. L'analyse de ces résultats confirme que les bielles de rupture sont de flexion et/ou de cisaillement. En effet les conclusions suivantes sont tirées :

- Un gain en termes de capacité de l'ordre de 35.47%, pour une poutre renforcée sans endommagement initial ;
- Un gain maximum en termes de capacité de l'ordre de 48.19%, pour une poutre renforcée à base de béton pré-endommagé ;
- Un maximum gain en termes de capacité de l'ordre de 50.70%, pour une poutre renforcée à base de béton et d'acier pré-endommagés ;
- Une réduction significative de la vitesse et du taux de propagation des fissures de flexion et de cisaillement.

Conclusion général

Les différents séismes qui ont touché plusieurs pays à travers le monde, ont montré l'urgence de développer des techniques de réhabilitation permettant de redonner aux structures des capacités nécessaires pour résister aux sollicitations diverses. Dans cette démarche, notre travail de mémoire entrepris, s'inscrit dans la contribution des matériaux composites dans le confortement des poutres en béton armé sous charges statiques monotones renforcées en flexion et en cisaillement par des bandes composites **CFRP, GFRP**.

En effet, les objectifs de cette étude étaient de mettre en évidence à travers une simulation numérique l'effet de l'endommagement initial sur le comportement des éléments renforcés et pré-endommagés. La discussion des différents résultats obtenus dans ce travail de recherche, en termes de comportement global (courbes de capacité) et local (visualisation des endommagements) des différentes configurations de renforcement considérées a permis de lister les conclusions suivantes :

- Le renforcement par collage de matériaux composites permet d'améliorer considérablement la résistance des poutres en béton armé conçues à base de matériaux sains ou pré-endommagés ;
- L'apport du renforcement en termes de résistance augmente proportionnellement avec le taux d'endommagement. En effet, un béton endommagé permet la conjugaison des performances des matériaux composites ;
- L'augmentation du taux d'endommagement du béton et de l'acier entraîne une diminution significative de l'apport de résistance. En effet, la plastification des aciers conduit vers une rupture fragile des poutres endommagées ;
- Les poutres en béton armé renforcées par des bandes GPRF et CPRF et pré-endommagées sont caractérisées par une diminution des dommages, ceci explique l'augmentation du rapport de résistance des poutres renforcées à un niveau d'endommagement élevé.

L'analyse des différents résultats obtenus montre que des études complémentaires devraient être réalisées pour confirmer et améliorer ces résultats. Par conséquent, pour la suite du travail, nous proposons les perspectives suivantes :

- Tenir en compte l'adhérence entre les matériaux composites, béton et acier, à travers des modèles de glissement et de contact ;
- Modéliser une poutre sous chargement sismique réel, de type cyclique monotone, ou par l'intégration d'un accélérogramme.

***Références
bibliographiques***

- [1] **J.M. Berthelot (2005)**, « *Matériaux composites, comportement mécanique et analyse des structures* » Edition. Lavoisier, ISBN: 2-7430-0771-0. pp 72
- [2] **Abdelmadjid SI SALEM (2016)** ; *Développement d'une poutre en béton-composite : analyse expérimentale et modélisation* ; Thèse de doctorat de l'université de Tizi Ouzou
- [3] **ACI Committee 544. (1988)** “*Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete*”, ACI Structural Journal, Vol. 85, No. 5, pp. 563-580.
- [4] **ZIDANI M'hamed Berrezoug (2016)** ; *Simulation Par Éléments Finis Des Poutres En Béton Armé Renforcées Par Des Plaques FRP* ; Thèse de doctorat l'université de SIDI BEL ABBES
- [5] **M. ADAM M. NEVILLE (2000)**, “*propriétés des bétons* ”, Eyrolles, Paris, (septembre2000).
- [6] **M. Joseph ABSI et M. Nicolas TESSIER-DOYEN (2009)** ; *Influence de l'endommagement sur les propriétés d'élasticité de matériaux modelés : approche numérique et expérimentale* ; Thèse de doctorat de l'université de LIMOGES
- [7] **T. Hassaine Daouadji (2013)** : “*analytical analysis of the interfacial stress in damaged reinforced concrete beams strengthened by bonded composite plates*” Strength of Materials, Vol. 45, No. 5, September.
- [8] **A.A. Griffith (1921)**, *The phenomenon of rupture and flow in solids*, Philosophical Transactions of the Royal Society (London), A221 (1921)163-198.
- [9] **M. Boulal, S. Barouki et I. Moukadem, (2001)** “*Endommagement de béton comparaison entre deux modèles*”, Mémoire de Master de l'université Africain d'Adrar
- [10] **Nisitani T., Teranishi T., Seimoto, A., Fukuyama, K. (2000)**, « *The versatility of the method of K_I , K_{II} analysis by FEM based on the stress value at a crack tip* », Fracture and strength of solids, vol 183-187, pp 553-558.
- [11] **Abdelhakim BEDDIAR (2004)** ; *Renforcement des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites* ; Mémoire de Magister de l'université de BISKRA
- [12] **KHERBOUCHE LAAZIZ (2010)** ; *Introduction aux modélisations et aux méthodes de calcul des matériaux composites*. Mémoire de Magister de l'université de BISKRA.
- [13] **Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T. et Lam, L. (2002)**. “*FRP strengthened RC structures*”, John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK, 245p.
- [14] **M. LACENE NECER Mohammed M. ELOUALI Ahmed ; (2013)**, *Étude technique et analyse statique non linéaire d'un bâtiment R+7 en béton armé* ; Mémoire de Magister de l'université de TLEMCEM

- [15] **M. Mosbah (2017)** ; *Redistribution des efforts dans les poutres hyperstatiques soumises aux charges statiques concentrées* ; Mémoire de Master de l'université de Oum El Bouaghi
- [16] **Drouna Karima (2002)** *Évaluation des performances parasismiques des portiques en B.A renforcés par chemisages en béton armé et par bandage en CFRP*, Mémoire de Magister de l'université de Constantine ,146 page
- [17] **BENMILOUD Meriam (2001)** ; *application de la mécanique de rupture sur le comportement des poutres en béton armé renforcées par collage des plaque d'acier* ; Mémoire d'ingénieur d'état de l'université de LAGHOUAT
- [18] **Mahboub Lotfi Moulessechool Sid Ahmed (2003)**, *étude des systèmes de contreventements des structures en béton armé par matériaux composites*, Mémoire de Master en Civil Spécialité : ingénieries des structures ; 113pages
- [19] **Carolin, A. (2003)**. "*Carbon fibre reinforced polymers for strengthening of structural elements*", Doctorate Thesis, Lulea University of Technology, 178 p.
- [20] **RPA, (2003)**. "*REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003*"
- [21] **Tripi J.M., Bakis C.E., Roothby T.E., Nanni A (2001)**. « *Deformation in concrete with external CFRP sheet reinforcement* » ASCE, J.Comp. for constr 103(7):1461-1476
- [22] **McKenna J.K., Erki M.A (1994)**. « *Strengthening of R.C. flexural members using externally applied steel plates and fibre composite sheets* » Canadian journal of civil engineering, feb.1994, pp.16-23
- [23] **Charif A (1983)**.. "*Structural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates*".P.h.D thesis. Sheffield Univ.
- [24] **Al-Sulaimani G.J., Sharif A., Basunbul I.A., Baluch M.H., Ghaleb B.N. (1994)** « *Shear repair for R.C by fibre glass plate bonding* » ACI structural journal, July- Aug. 1994 pp. 458-461.
- [25] **Raouf M., El-Rimaoui J.A., Hassanen M.A.H, (2000)** « *Theoretical and experimental study on externally plated R.C. beams* », Engineering structures, Vol. 22, 2000, pp.85-101
- [26] **Hussain M., Sharif A., Basunbul I.A., Baluch M.H., Al-Sulaimani G.J. (1995)**. « *Flexural behaviour of precracked RC beams strengthened externally by steel plates* » ACI structural journal, 1995, pp.14-22
- [27] **Mayo R., Nanni A., Gold W., Baker M. (1999)** « *strengthening of bridge G270 with externally-bonded CFRP reinforcement* » ACI SP-188, Proc., 4th international symposium on FRP for reinforcement of concrete structures (CFPRCS 4), Baltimore, MD, Nov.1999, pp.429-440

- [28] AOYAMA H., OTANI S., KITAYAMA K (1988), “*Design criteria for reinforced Interior Beam-Column Connections*”, Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. IV, Tokyo, 1988, p.615-620
- [29] Drouna Karima (2012), *Évaluation des performances parasismiques des portiques en B.A renforcés par chemisages en béton armé et par bandage en CFRP*, Mémoire de Magistères de l’université de Constantine, 146 pages
- [30] Brown et al, (1977) “*shear requirements for load reversals on RC members*”, journal of structural division, 103(7):1461-1476, 1977
- [31] AFGC (2003), *Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites*, Recommandations provisoires, décembre 2003.
- [32] FIB bulletin 14 (2001), *Externally bonded FRP reinforcement for RC structures- Technical report on the Design and use of externally bonded fibres reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures*, July 2001.
- [33] Bertero et al, (1983) “*Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitation*”, University of California, rapport no UCB/EFRC-83/23 of the national Science foundation, 1983.
- [34] Lynda CHERIFI, (2014) “*Influence de la disposition du renforcement en matériau composite dans les zones nodales d’un portique étagé en béton armé*”, Mémoire de Master de l’université de Tizi Ouzou, Pages 83
- [35] Mahboub Lotfi Mr Moulessehoool Sid Ahmed ; (2009), *étude des systèmes de contreventements des structures en béton armé par matériaux composites*, Mémoire de Master : ingénieries des structures ; 113 pages
- [36] Aboutaha, R.S., Engelhardt, M.D., Jirsa, J.O., and Kreger, M.E (1996). “*Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets.*” ACI Structural J., 96(1),
- [37] Nekmouche A, Kezmane A, ChérifiL, Boukais S (2014) « *Simulation numérique d’un portique en béton armé renforcé par collage des plaques composites* » CMMS14 Le 13-14 novembre 2014.999
- [38] M. BOUMAAZA S. et al. (2015) « *Réhabilitation des Poutres en Béton Armé Rompues au Cisaillement à l’aide des Matériaux Composites* » 22ème Congrès Français de Mécanique Lyon.
- [39] Steiner, W. (1996) “*Strengthening of structures with FRP strips*” In: EI-Badry, M.M. (Ed.), *Advanced Composite Materials in Bridges and Structures*, Canadian Society for Civil Engineering, Montreal, pp. 407-417.
- [40] Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T. et Lam, L. (2002) “*FRP strengthened RC structures*”, John Wiley& Sons, Ltd, Chichester, UK, 245 p.

- [41] **Mukhopadhyaya, P., Swamy, N., et Lynsdale, C. (1998)** “*Optimizing structural response of beams strengthened with GFRP plates*”, *Journal of Composites for Construction*, ASCE, Vol. 2, No. 2, pp. 87-95
- [42] **Sun C. T. and Jianxin Tao, (1998)**, *Prediction of failure envelopes and stress/strain behaviour of composite laminates*, *Composites Science and Technology*, Volume 58, Issue 7, July 1998, Pages 1125-1136
- [43] **M. DAVID, E (1999)**., *Comportement mécanique de poutres en béton armé renforcées ou réparées par collage de matériaux composite, Étude expérimentale et modélisation*, Thèses de Doctorat, Spécialité génie civil, Université d’Artois, France
- [44] **Malek A.M., Saadatwonesh H. and Ehserin M.R (1998)**, « *Prediction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plates due to stress-concentration at the plate end* » *ACI Structural journal*, Mar.-Apr., , pp 142-152.
- [45] **AIT TALEB SOUAD (2016)**; *Analyse du comportement des poutres non- homogènes renforcées par des plaques composites* ; Thèse de doctorat de l’université de Tizi Ouzou
- [46] **Philippe LAMOTHE (1999)** « *essais de renforcement avec des matériaux composites pour des poutres de pont en béton armé* » thèse doctorat université de SHARBROOKE 1999.
- [47] **Liang Huang, Chen Zhang, Libo Yan, Bohumil Kasal (2018)**: *Flexural behavior of U-shape FRP profile-RC composite beams with inner GFRP tube confinement at concrete compression zone*, *Composite Structures* 184 (2018) 674–687 675.
- [48] **B. Hu, et al. (2019)**, *Experimental and theoretical investigation on the hybrid CFRP-ECC flexural strengthening of RC beams with corroded longitudinal reinforcement* *Engineering Structures* 200 109717
- [49] **K. Rashid, et al. (2019)**, *Experimental and analytical study on the flexural performance of CFRP b strengthened RC beams at various pre-stressing levels* *Composite Structures* 227 1113232
- [50] **T. Jirawattanasomkul, et al. (2020)**, *Structural behaviour of pre-damaged reinforced concrete beams strengthened with natural fibre reinforced polymer composites* *Composite Structures* 244 (2020) 1123093
- [51] **J.-Y. Lee et al. (2012)** *Effective strain of RC beams strengthened in shear with FRP/Composites: Part B* 43 (2012) 754–765