

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Hassiba Benbouali de Chlef
Faculté de Génie Civil et d'Architecture
Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Par

HAMIDI Kawthar

Thème :

Développement d'un modèle de l'interface béton-matériau composite: Application au renforcement des structures en béton armé renforcées par FRP

Soutenue le 10/07/2025 devant le jury composé de :

BENNAI Riadh	Professeur	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Président
KROUR Baghdad	Professeur	Université Djillali Liabes de Sidi Bel Abbes	Examineur
BERRADIA Mohammed	MCA	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Examineur
TOUHARI Mahfoud	MCA	Université Djillali Bounaama de Khemis Miliana	Examineur
BOUZIADI Farid	MCA	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Rapporteur
BOULEKBACHE Bensaid	Professeur	Université Hassiba Benbouali de Chlef	Co-Rapporteur

Dédicace

A mes parents,

A mon mari,

A ma princesse Aya,

A mes sœurs et frères,

A mon beau-père et ma belle-mère,

A mes amis et collègues.

Remerciements

Ce travail a été réalisé au sein du Laboratoire des Sciences des Matériaux et Environnement (LSME) à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie).

Je tiens à adresser mes sincères remerciements :

A mon directeur de thèse, Farid BOUZIADI, Docteur à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, pour son accompagnement précieux, ses conseils éclairés et son soutien indéfectible tout au long de cette thèse. Son expertise et sa disponibilité ont été essentielles à l'aboutissement de ce travail.

A mon co-directeur de thèse, Bensaid BOULEKBACHE, Professeur à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, pour son suivi attentif, ses suggestions constructives et son engagement, qui ont grandement contribué à l'amélioration de cette thèse.

Un grand merci à Riadh BENNAI, Professeur à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, pour avoir accepté de présider le jury de soutenance. Mes remerciements vont également aux examinateurs, Baghdad KROUR Professeur à l'Université Sidi Bel Abbes, Mohammed BERRADIA, MCA à l'Université Chlef et Mahfoud TOUHARI, MCA à l'Université Khemis Miliana d'avoir accepté d'examiner cette thèse.

J'ai trouvé au LSME un environnement de travail stimulant et enrichissant. Je tiens à remercier chaleureusement toute l'équipe pour cette ambiance agréable et propice à la recherche.

Enfin, je remercie tout le personnel de la Faculté de Génie Civil et d'Architecture de l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, chercheurs, ingénieurs de laboratoires et personnels administratifs avec qui j'ai eu le plaisir de mener cette thèse.

المُلخَص

تهدف هذه الأطروحة إلى دراسة السلوك الميكانيكي للعوارض الخرسانية المسلحة المعززة بألياف الكربون البوليمرية (*CFRP*) والمُعَرَّضة لاختبار الانحناء رباعي النقاط حتى الفشل. الهدف الأساسي هو تطوير نموذج يعتمد على التحليل غير الخطي بطريقة العناصر المحدودة لفهم آليات الالتصاق والانفصال عند واجهة الخرسانة-*CFRP*. تتم المقارنة بين استراتيجيتين لنمذجة الواجهة: الأولى تفترض الترابط المثالي، بينما تعتمد الثانية على استخدام نموذج المنطقة المتماسكة (*CZM*) مع قوانين سلوك مختلفة للواجهة. تم التحقق من صحة النتائج من خلال مقارنتها بالبيانات التجريبية التي قدمها [1]. Esfahani et al. بالإضافة إلى مقارنتها بتوقعات المعيار ACI 440.2R-08 لتقييم دقة النماذج المختلفة. إلى جانب دراسة الواجهة، تم تحليل عدة عوامل تؤثر على الاستجابة الانحنائية للعوارض المعززة، ومنها: مقاومة الخرسانة للضغط، قطر حديد التسليح، طول *CFRP*، عرض *CFRP*، سمك الألياف *CFRP*، نوع *FRP*، ومعامل المرونة لراتنج إيبوسكي.

أظهرت النتائج أن إدراج السلوك البيئي باستخدام نموذج المنطقة المتماسكة (*CZM*) يعزز دقة المحاكاة، لا سيما في توقع انفصال المواد المركبة (*FRP*). كشفت المقارنة مع ACI 440.2R-08 عن مبالغة في تقدير الحمولة القصوى بنسبة 11.5% مقارنة بالنتائج التجريبية، ونسبة 11% مقارنة بنموذج *CZM*، بينما بلغ الفارق بين النتائج الرقمية والتجريبية 0.5% فقط، مما يؤكد موثوقية نموذج *CZM* المُحقَّق. علاوة على ذلك، تم تعديل وتحسين نموذج *CZM* ليأخذ في الاعتبار تأثير قطر التسليح (العامل الأكثر تأثيراً)، استناداً إلى نتائج الدراسة العددية، مما أدى إلى تحسين تمثيل الظواهر البيئية وزيادة دقة المحاكاة.

الكلمات المفتاحية: روافد بالخرسانة المسلحة، التدعيم بألياف الكربون، نموذج *CZM*، التحليل غير الخطي، ANSYS، سلوك الواجهة، ACI 440.2R-08.

Résumé

Cette thèse porte sur l'étude numérique du comportement des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites en polymère renforcé de fibres de carbone (*CFRP*) et soumises à un essai de flexion en quatre points jusqu'à la rupture. L'objectif principal est de développer un modèle basé sur l'approche de l'analyse non linéaire par la méthode des éléments finis, afin de mieux comprendre les mécanismes d'adhérence et de décollement à l'interface béton-*CFRP*. L'étude compare deux stratégies de modélisation de l'interface : une hypothèse de liaison parfaite et l'utilisation de modèles de zone cohésive avec différentes lois de comportement interfacial. Les résultats obtenus ont été confrontés aux données expérimentales d'Esfahani et al. [1] ainsi qu'à la prédiction de l'ACI 440.2R-08, afin d'évaluer la précision des différentes approches de modélisation. En plus de la modélisation de l'interface, plusieurs paramètres influençant la réponse en flexion des poutres renforcées ont été étudiés : la résistance à la compression du béton, le diamètre des armatures, la longueur, la largeur et l'épaisseur du *CFRP*, le type de *FRP*, et le module d'élasticité de la résine époxy.

Les résultats obtenus montrent que la prise en compte du comportement interfacial par le modèle de zone cohésive (CZM) améliore la précision de la simulation, notamment dans la prédiction du décollement des matériaux composites (*FRP*). La comparaison avec l'ACI 440.2R-08 a révélé une surestimation de la charge ultime de 11.5 % par rapport aux résultats expérimentaux et de 11 % par rapport au modèle CZM, tandis que l'écart entre les résultats numériques et expérimentaux n'est que de 0.5 %, confirmant la fiabilité du modèle CZM validé. Aussi, le modèle de zone cohésive (CZM), une fois validé, a été modifié et amélioré en intégrant l'effet du diamètre des armatures (paramètre le plus influant), basé sur les résultats de l'étude paramétrique. Cette optimisation a permis d'affiner la représentation des phénomènes interfaciaux et d'améliorer la précision des simulations.

Mots-clés : Poutres en béton armé, matériaux composite (*CFRP*), modèle de zone cohésive (*CZM*), analyse non linéaire, ANSYS, comportement interfacial, ACI 440.2R-08.

Abstract

This thesis focuses on the numerical study of the behavior of reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) composites and subjected to a four-point bending test until failure. The main objective is to develop a model based on the nonlinear finite element method to better understand the adhesion and debonding mechanisms at the concrete-CFRP interface. The study compares two interface modeling strategies: the assumption of perfect bonding and the use of cohesive zone models (CZM) with different interfacial behavior laws. The obtained results were compared with the experimental data of Esfahani et al. [1] as well as the predictions of ACI 440.2R-08 to evaluate the accuracy of the different modeling approaches. In addition to interface modeling, several parameters influencing the flexural response of strengthened beams were studied, including concrete compressive strength, steel reinforcement diameter, length, width, and thickness of CFRP, FRP type, and the elastic modulus of the epoxy resin.

The results show that considering the interfacial behavior using the cohesive zone model (CZM) improves simulation accuracy, particularly in predicting the debonding of composite materials (FRP). The comparison with ACI 440.2R-08 revealed that this approach overestimates the ultimate load by 11.5% compared to experimental results and by 11% compared to the CZM model, while the difference between numerical and experimental results is only 0.5%, confirming the reliability of the validated *CZM* model. Additionally, once validated, the cohesive zone model (*CZM*) was modified and improved by incorporating the effect of steel reinforcement diameter (the most influential parameter) based on the parametric study results. This optimization refined the representation of interfacial phenomena and enhanced simulation accuracy.

Keywords: Reinforced concrete beams, CFRP strengthening, CZM model, Nonlinear analysis, ANSYS, Interfacial behavior, ACI 440.2R-08.

Table des matières

Liste des figures.....	ix
Liste des tableaux.....	xi
Liste des abréviations.....	xii
Introduction générale.....	2
Chapitre 1 : Etude Bibliographique.....	6
1.1 Introduction	6
1.2 Causes de dégradation des éléments en béton armé	6
1.2.1. <i>Corrosion des armatures</i>	6
1.2.2 <i>Cycles de gel-dégel</i>	7
1.2.3 <i>Réaction alcali-silice</i>	8
1.3 Méthodes de renforcement des structures.....	9
1.3.1 <i>Méthodes classiques</i>	9
1.3.2 <i>Méthodes innovantes : Renforcement par matériaux composites</i>	11
1.4 Matériaux composites	11
1.5. Fibres.....	12
1.6 Matrice polymérique	16
1.6.1 <i>Résines thermoplastiques</i>	17
1.6.2 <i>Résines thermodurcissables</i>	17
1.7 Mise en œuvre des composites	18
1.7.1 <i>Collage externe (Externally Bonded)</i>	19
1.7.2 <i>Barres insérées (Near Surface Mounted)</i>	19
1.8 Modes de rupture des poutres en béton armé renforcées par FRP	21
1.8.1 <i>Modes de rupture traditionnelle</i>	21
1.8.2 <i>Modes de rupture prématurée par décollement</i>	21
1.9 Avantages et limites des matériaux composites	23
1.9.1 <i>Avantages des FRP</i>	23
1.9.2 <i>Limites des FRP</i>	24
1.10 État de l'art des applications des FRP en génie civil	24
1.11. Conclusion.....	27
Chapitre 2 : Principes de la simulation numérique par ANSYS.....	29
2.1 Introduction	29
2.2 Méthode des éléments finis	29
2.2.1 <i>Principe de la méthode des éléments finis</i>	29
2.2.2 <i>Résolution numérique par la méthode itérative de Newton-Raphson</i>	30
2.3 Logiciel ANSYS	31
2.3.1 <i>Présentation générale du logiciel ANSYS</i>	31
2.3.2 <i>Phases de simulation par le programme ANSYS®</i>	32
2.3.3 <i>Méthodes disponibles dans ANSYS pour la modélisation des poutres</i>	38
2.4 Modèle de zone cohésive (CZM).....	39
2.4.1 <i>Principe du modèle CZM</i>	39
2.4.2 <i>Paramètres clés du modèle CZM pour l'interface béton-FRP</i>	40
2.4.3 <i>Modèles de lois d'adhérence contrainte-glissement en CZM</i>	40
2.4.4 <i>Avantages et limites du modèle CZM</i>	43
2.4.5 <i>Modèles de modélisation de l'interface béton-FRP avec CZM</i>	44

2.5 Synthèse des modèles numériques des poutres en béton armé renforcées par FRP	48
2.6 Conclusion	51
Chapitre 3 : Modélisation numérique des poutres renforcées par CFRP avec ANSYS	53
3.1 Introduction	53
3.2 Modélisation numérique	53
3.2.1 Description des poutres testées.....	53
3.2.2 Définition des matériaux	54
3.2.3. Plaques de chargement et appuis	68
3.3 Modélisation des contacts et des interactions entre les matériaux	68
3.4 Maillage.....	69
3.5 Conditions aux limites	70
3.6 Conclusion	71
Chapitre 4 : Résultats et discussion	73
4.1 Introduction	73
4.2. Validation du modèle	73
4.3 Calcul selon le code ACI 440.2R-08	77
4.3.1 Détermination de la profondeur de l'axe neutre.....	77
4.3.2 Calcul du moment nominal M_n	78
4.3.3 Détermination de la charge ultime P_u	78
4.4 Modes de fissuration	79
4.5 Analyse du statut de contact à la charge de rupture.....	80
4.6 Distribution des contraintes totales de contact à l'interface béton-résine	81
4.7 Analyse de la distance de glissement à l'interface béton-résine	82
4.8 Critères de rupture.....	82
4.8.1 Contraintes de Von Mises.....	83
4.8.2 Distributions des contraintes et des déformations	84
4.9 Etude paramétrique	87
4.9.1 Effet de la résistance à la compression du béton.....	87
4.9.2 Effet du diamètre des armatures en acier en traction	88
4.9.3 Influence de la longueur du CFRP	89
4.9.4 Influence de la largeur du CFRP.....	90
4.9.5 Effet de l'épaisseur des feuilles de CFRP.....	91
4.9.6 Effet du type de FRP	92
4.9.7 Effet du module d'élasticité de la résine	94
4.10 Développement d'un modèle de la loi d'adhérence contrainte-glissement.....	95
4.11 Conclusion	98
Conclusion générale et perspectives	100
Références bibliographiques.....	102

Liste des figures

Figure 1.1: Dégradation du béton armé due à la corrosion des armatures [14].	7
Figure 1.2: Détérioration avancée du béton armé due aux cycles de gel-dégel [19].	8
Figure 1.3: Fissuration due à la réaction alcali-silice dans le béton [24].	9
Figure 1.4: Renforcement par chemisage en béton.	10
Figure 1.5: Renforcement par béton projeté [32].	11
Figure 1.6: Renforcement des structures en béton par <i>CFRP</i> [37].	11
Figure 1.7: Composants de base des <i>FRP</i> .	12
Figure 1.8 : Fibres de carbone [46].	13
Figure 1.9: Fibres de verre [46].	14
Figure 1.10: Fibre d'aramide.	14
Figure 1.11: Fibres de basalte [53].	15
Figure 1.12: Comparaison entre les systèmes de renforcement EB et NSM en flexion [67].	20
Figure 1.13: Types de décollement du <i>FRP</i> [70].	22
Figure 2.1: Méthode des itérations de Newton-Raphson pour la résolution des non-linéarités structurelles [96].	31
Figure 2.2: Organisation générale du programme ANSYS®.	32
Figure 2.3: Définition du type d'élément dans le programme ANSYS®.	34
Figure 2.4: Définition du module d'élasticité et du coefficient de Poisson du matériau.	35
Figure 2.5: Maillage en éléments finis par le programme ANSYS®.	36
Figure 2.6: Maillage régulier et maillage libre.	36
Figure 2.7: Définition des conditions aux limites.	37
Figure 2.8: Application des charges (a) charges et moments ; (b) Contraintes.	37
Figure 2.9: Exemple de modèle CZM [100].	39
Figure 2.10: Modèle linéaire [101].	41
Figure 2.11: Modèle bilinéaire [101].	42
Figure 2.12: Modèle non linéaire [101].	43
Figure 3.1: Détails de la section transversale et longitudinale de la poutre en béton armé renforcée en flexion par <i>CFRP</i> (dimensions en mm) [1].	54
Figure 3.2: Détails structurels de la poutre B2 modélisée par le programme ANSYS®.	54
Figure 3.3: Élément SOLID65 [129].	56
Figure 3.4: Représentation 3D des contraintes principales dans un élément en béton isotrope selon la loi de Hooke.	57
Figure 3.5: Modèle à trois paramètres [130].	59
Figure 3.6: Diagrammes contrainte-déformation : Modèle de Hognestad modifiée utilisée dans le programme ANSYS® [131].	60
Figure 3.7: Propriétés du béton dans le programme ANSYS.	60
Figure 3.8: Relation contrainte-déformation de l'acier.	62
Figure 3.9: Type d'élément LINK180 [129].	62
Figure 3.10: Modèles de renforcement : (a) modèle discret; (b) modèle étalé [132].	63
Figure 3.11: Renforcement des armatures à l'aide type d'élément LINK180.	63
Figure 3.12: SOLID185 structuré [129].	65
Figure 3.13: SOLID185 [129].	67
Figure 3.14: Modélisation de l'interface résine-béton et <i>CFRP</i> -résine.	68
Figure 3.15: Géométrie de contact : (a) TARGE170 ; (b) CONTA174 [129].	69
Figure 3.16: Maillage et configuration du modèle numérique de la poutre B2 à l'aide du programme ANSYS®.	70

Figure 3.17: Modèle numérique de la poutre (B2) avec les conditions aux limites à l'aide du programme ANSYS®.	71
Figure 4.1: Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques de la poutre B1.	75
Figure 4.2: Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques en utilisant liaison (contact) parfaite de la poutre B2 renforcée par CFRP.	75
Figure 4.3: Comparaison entre résultats expérimentaux et simulations numériques en utilisant les modèles CZM de la poutre B2 renforcée par CFRP.	76
Figure 4.4: Comparaison entre résultats expérimentaux et simulations numériques avec modèles CZM non linéaires de la poutre B2 renforcée par CFRP.	76
Figure 4.5: Mode de fissuration numérique de la poutre B2 obtenu par MEF à l'aide du programme ANSYS®.	79
Figure 4.6: Comparaison des modes de fissuration entre les modèles par éléments finis et la poutre B2.	80
Figure 4.7: État de contact entre la résine et le béton.	81
Figure 4.8: Distribution des contraintes totales de contact à l'interface béton-résine.	81
Figure 4.9: Répartition de la distance de glissement au niveau de l'interface béton-résine.	82
Figure 4.10: Contraintes de Von Mises dans la poutre B2. (a) béton ; (b) armatures d'acier ; (c) résine ; (d) CFRP.	84
Figure 4.11: Distribution des contraintes et des déformations dans le béton pour la poutre B2 : (a) Contrainte normale à la charge ultime (σ_x) (MPa) ; (b) Déformation normale à la charge ultime (ϵ_x).	85
Figure 4.12: Distribution des contraintes et des déformations dans l'armature d'acier pour la poutre B2 : (a) Contrainte normale à la charge ultime (σ_x) (MPa) ; (b) Déformation normale à la charge ultime (ϵ_x).	86
Figure 4.13: Distribution des contraintes et des déformations dans la résine pour la poutre B2. (a) Contrainte de cisaillement à la charge ultime (τ_{xy}) (MPa) ; (b) Déformation de cisaillement à la charge ultime (ϵ_{xy}).	86
Figure 4.14: Distribution des contraintes et des déformations dans CFRP pour la poutre B2: (a) Contrainte de cisaillement à la charge ultime (τ_{xy}) (MPa) ; (b) Déformation de cisaillement à la charge ultime (ϵ_{xy}).	87
Figure 4.15: Courbes charge-déplacement au milieu de la portée de la poutre B2 avec différentes résistances à la compression du béton.	88
Figure 4.16: Courbes de charge et de flèche au milieu de la portée de la poutre B2 pour différents diamètres des armatures d'acier en traction.	89
Figure 4.17: Courbe de charge-déplacement au milieu de la portée de la poutre B2 pour différentes longueurs de CFRP.	90
Figure 4.18: Effet de la largeur du CFRP sur la courbe charge-déplacement pour la poutre B2.	91
Figure 4.19: Effet de l'épaisseur du CFRP sur la courbe charge-déplacement pour la poutre B2.	92
Figure 4.20 : Effet du module d'élasticité de la résine sur la courbe charge-déplacement pour la poutre B2.	94
Figure 4.21: Modèle modifié de loi d'adhérence contrainte-glissement (CZM).	96
Figure 4.22 : Validation du modèle modifié de loi d'adhérence contrainte-glissement.	97

Liste des tableaux

Tableau 1.1: Propriétés mécaniques des composites (<i>GFRP</i> , <i>CFRP</i> , <i>AFRP</i> et <i>BFRP</i>) [54].	16
Tableau 1.2: Comparaison des propriétés des fibres de verre, carbone, aramide et basalte.	16
Tableau 1.3: Propriétés mécaniques et thermiques des résines thermoplastiques et thermodurcissables utilisées dans les <i>FRP</i> .	18
Tableau 2. 1: Catégories des éléments disponibles dans le programme ANSYS®.	33
Tableau 2. 2: Modèles <i>CZM</i> existants pour la relation contrainte de cisaillement-glissem.	46
Tableau 3.1: Caractéristiques mécaniques du béton dans la simulation numérique.	58
Tableau 3.2: Propriétés mécaniques du béton utilisé dans la MEF.	61
Tableau 3.3: Propriétés mécaniques des armatures en acier utilisées dans la modélisation à l'aide le programme ANSYS®.	63
Tableau 4.1: Validation du modèle numérique.	77
Tableau 4.2 : Propriétés mécaniques des différents types de <i>FRP</i> .	92

Liste des abréviations

AFRP : Aramid Fiber Reinforced Polymer (Polymère renforcé de fibres d'aramide)

ANSYS : Analysis System (Logiciel de simulation par éléments finis)

BFRP : Basalt Fiber Reinforced Polymer (Polymère renforcé de fibres de basalte)

CFRP : Carbon Fiber Reinforced Polymer (Polymère renforcé de fibres de carbone)

CZM : Cohesive Zone Model (Modèle de zone cohésive)

EB: Externally Bonded (Renforcement collé en surface)

FRP : Fiber Reinforced Polymer (Polymère renforcé de fibres)

GFRP : Glass Fiber Reinforced Polymer (Polymère renforcé de fibres de verre)

IC Debonding: Intermediate Crack Debonding (Décollement par fissure intermédiaire)

MEF : Méthode des Eléments Finis

NSM : Near Surface Mounted (Renforcement encastré près de la surface)

S : Glissement local

τ : Contrainte d'adhérence

f_c : Résistance en compression

f_t : Résistance en traction

E_c : Le module d'élasticité du béton

t_c : Epaisseur effective de béton

G_c : Module de cisaillement de béton

t_f : Epaisseur de FRP

E_f : Module d'élasticité de FRP

t_a : Epaisseur d'adhésif

E_a : Module d'élasticité d'adhésif

G_a : Module de cisaillement d'adhésif

β_w : facteur de largeur

β_c : facteur d'influence du béton

b_c : largeur du prisme en béton

b_f : largeur du FRP

G_f : Energie de rupture interfaciale

k_a : Rigidité au cisaillement de l'adhésif

k_c : rigidité au cisaillement de béton

R^2 : Coefficient de détermination

Mean : Moyenne des rapports prédits/mesurés

SD : Écart-type

COV: Coefficient de variation

RMSE: Erreur quadratique moyenne

Introduction générale

Introduction générale

Le renforcement et la réhabilitation des structures en béton armé constituent aujourd'hui des enjeux majeurs dans le domaine du génie civil et travaux publics. L'augmentation des charges, l'évolution des normes de sécurité, la détérioration des infrastructures et la nécessité d'une durabilité accrue imposent aux ingénieurs de développer des solutions innovantes et efficaces pour prolonger la durée de vie des structures existantes. Parmi les techniques disponibles, l'utilisation des polymères renforcés de fibres (*FRP*) s'est imposée comme une alternative prometteuse grâce à leurs propriétés mécaniques remarquables, leur légèreté et leur résistance à la corrosion [2].

Les matériaux composites constitués d'une matrice polymère renforcée par des fibres, offrent d'excellentes performances pour le renforcement des structures en béton armé. Leur efficacité dans l'amélioration de la résistance en flexion et au cisaillement des poutres en béton armé a été largement démontrée par des études expérimentales et analytiques [3]. Cependant, la compréhension des mécanismes d'adhérence et des modes de défaillance à l'interface béton-*FRP* reste un défi majeur en ingénierie des structures renforcées.

Dans cette optique, la modélisation numérique constitue un outil puissant permettant d'analyser le comportement des structures renforcées en *FRP* sous différentes conditions de chargement. La méthode des éléments finis (MEF) est particulièrement adaptée à cette problématique, car elle permet de simuler avec précision les interactions complexes entre le béton, l'acier et les matériaux composites. Parmi les approches de modélisation disponibles, le modèle de zone cohésive (*CZM*) s'avère particulièrement efficace pour représenter les phénomènes d'adhérence et de décollement à l'interface entre le béton et les *FRP* [4].

L'objectif principal de cette thèse est de développer un modèle numérique avancé pour analyser le comportement des poutres en béton armé renforcées avec des *FRP*, en mettant un accent particulier sur l'étude des interactions interfaciales et des

mécanismes de défaillance. Pour atteindre cet objectif, la démarche adoptée s'articule autour des axes suivants :

1. Étude expérimentale de référence : Une analyse approfondie de la littérature a été réalisée afin d'identifier une base de données expérimentale fiable. Les travaux expérimentaux d'Esfahani et al. [1] ont été retenus comme référence pour la validation des modèles numériques développés dans cette étude.
2. Modélisation numérique initiale : La poutre de l'étude expérimentale a été modélisée en utilisant la méthode des éléments finis par logiciel ANSYS, en considérant d'abord une liaison parfaite entre le béton et le matériaux composite *FRP*, puis en intégrant un modèle de zone cohésive (*CZM*) pour simuler l'adhérence et les mécanismes de rupture.
3. Validation du modèle *CZM* : Une comparaison entre les résultats numériques et les données expérimentales a été réalisée afin de valider le modèle *CZM* utilisé pour représenter le comportement interfacial béton-*FRP*.
4. Étude paramétrique : Une analyse de sensibilité a été menée sur plusieurs paramètres influents, tels que la rigidité et la ténacité de l'interface, afin d'évaluer leur impact sur la réponse structurale de la poutre renforcée par matériaux composite (*CFRP*).
5. Développement et amélioration du modèle *CZM* : À partir des résultats de l'étude paramétrique, le modèle *CZM* validé a été modifié et optimisé pour mieux représenter les phénomènes interfaciaux et améliorer la précision des simulations.
6. Validation finale du modèle amélioré : Le modèle final a été confronté aux résultats expérimentaux afin de vérifier son efficacité et sa capacité à reproduire fidèlement le comportement des poutres renforcées par *FRP*.

Le contenu de cette thèse est structuré en quatre chapitres principaux :

Le premier chapitre dresse un état de l'art détaillé sur les *FRP* et leur application dans le renforcement des structures en béton armé. Il met en évidence les avantages et les limites de ces solutions, ainsi que les mécanismes d'adhérence et de défaillance associés aux interfaces béton-*FRP*.

Le deuxième chapitre présente les principes fondamentaux de la méthode des éléments finis et son implémentation dans le logiciel ANSYS. Une attention particulière

est accordée au modèle *CZM*, qui permet de simuler les phénomènes d'adhérence et d'endommagement à l'interface entre le béton et les matériaux composites *FRP*.

Le troisième chapitre expose en détail la procédure de modélisation des poutres renforcées par les matériaux composites (*CFRP*), en décrivant les choix des matériaux, des éléments finis, des conditions aux limites et des paramètres du *CZM*. La modélisation est réalisée en considérant à la fois une liaison parfaite et l'utilisation du modèle *CZM* pour représenter les interactions interfaciales.

Le quatrième chapitre est consacré à la validation du modèle *CZM* à partir des résultats expérimentaux de référence. Ensuite, une comparaison avec la prédiction de l'ACI 440.2R-08 est réalisée, afin d'évaluer la cohérence des résultats obtenus et de situer l'approche développée par rapport aux méthodes conventionnelles. Par la suite, une étude paramétrique est menée afin d'analyser l'influence des propriétés des matériaux et des paramètres d'adhérence sur la réponse structurale. Enfin, le modèle *CZM* est amélioré et optimisé pour fournir une représentation plus précise du comportement des poutres renforcées.

Une conclusion générale des résultats obtenus présentés à la fin du travail. Des perspectives de recherches sur développement d'un modèle de l'interface béton-matériau composite.

Chapitre 1
Etude bibliographique

Chapitre 1 : Etude Bibliographique

1.1 Introduction

Les structures en béton armé constituent l'un des piliers fondamentaux de la construction moderne en raison de leur solidité. Cependant, ces structures peuvent se détériorer au fil du temps sous l'effet de divers facteurs tels que la corrosion des armatures, les cycles gel-dégel, les charges accrues ou encore les événements sismiques [5-7]. Ces dégradations compromettent non seulement la sécurité des ouvrages, mais également leur durabilité et leur performance.

Pour répondre à ces enjeux, plusieurs méthodes de renforcement ont été développées, allant des techniques classiques, comme l'augmentation des sections de béton, à des approches innovantes. Parmi ces dernières, l'utilisation des polymères renforcés de fibres (*FRP*) s'impose comme une solution fiable et performante [8, 9]. Ces matériaux se distinguent par leur légèreté, leur résistance exceptionnelle et leur simplicité d'application, permettant ainsi d'améliorer considérablement les capacités des structures tout en limitant les coûts. Cette avancée technologique ouvre de nouvelles perspectives pour prolonger la durée de vie et optimiser les performances des ouvrages existants.

1.2 Causes de dégradation des éléments en béton armé

Les éléments en béton armé peuvent se dégrader avec le temps sous l'effet de plusieurs facteurs. Parmi les causes les plus fréquentes, on trouve la corrosion des armatures, les cycles de gel et dégel, la réaction alcali-silice, la carbonatation, les attaques chimiques, les surcharges, les erreurs de construction ou les effets de l'environnement. Dans ce travail, on s'intéresse principalement à trois causes de dégradation : la corrosion des armatures, les cycles de gel-dégel et la réaction alcali-silice.

1.2.1. Corrosion des armatures

La corrosion des armatures est l'un des principaux facteurs de dégradation du béton armé, résultant principalement de l'infiltration de l'eau et des ions chlorure qui

atteignent l'acier et déclenchent une réaction électrochimique [10, 11]. Ce processus entraîne la formation de rouille, dont l'expansion génère des contraintes internes, provoquant des fissures et l'éclatement du béton. En parallèle, la réduction progressive de la section des armatures diminue leur capacité portante et affaiblit la structure [11-13]. De plus, la corrosion altère l'adhérence entre l'acier et le béton, compromettant ainsi le bon transfert des efforts mécaniques. La figure 1.1 illustre les différents aspects de la dégradation des éléments en béton armé due à la corrosion des armatures.



Figure 1.1: Dégradation du béton armé due à la corrosion des armatures [14].

1.2.2 Cycles de gel-dégel

Les cycles de gel et de dégel constituent un facteur majeur de dégradation du béton armé, en particulier dans les régions soumises à des variations climatiques importantes. Ce phénomène se produit lorsque l'eau infiltrée dans les pores et les fissures du béton gèle sous l'effet des basses températures. En se transformant en glace, l'eau augmente de volume d'environ 9 %, exerçant ainsi une pression interne sur la structure du béton. À mesure que la température remonte, la glace fond et l'eau peut pénétrer plus profondément dans la structure, répétant ce cycle destructeur [15-18].

Avec le temps, cette alternance entre gel et dégel entraîne la formation de microfissures qui s'élargissent progressivement, réduisant la cohésion du matériau et favorisant l'écaillage de la surface du béton. Ce processus fragilise la structure et augmente sa porosité, facilitant ainsi l'infiltration de nouveaux agents agressifs, tels que les chlorures et les sulfates, qui accélèrent la corrosion des armatures et compromettent

davantage la durabilité du béton armé [15]. La figure 1.2 illustre la détérioration avancée du béton armé due aux cycles de gel-dégel.



Figure 1.2: Détérioration avancée du béton armé due aux cycles de gel-dégel [19].

1.2.3 Réaction alcali-silice

La réaction alcali-silice est un phénomène de dégradation interne du béton qui se produit lorsque les alcalis présents dans le ciment réagissent avec certains granulats siliceux réactifs en présence d'humidité. Cette réaction chimique entraîne la formation d'un gel expansif qui, en absorbant l'eau, augmente de volume et exerce une pression interne sur la matrice du béton [20, 21].

Les effets de la réaction alcali-silice se manifestent généralement par l'apparition de fissures en réseau à la surface du béton, accompagnées d'un gonflement progressif de la structure. Avec le temps, ces fissures s'élargissent et compromettent la cohésion du béton, favorisant l'infiltration de l'eau et d'autres agents agressifs, comme les chlorures et les sulfates, qui accélèrent la corrosion des armatures et la dégradation globale de l'ouvrage [22, 23]. La figure 1.3 illustre la fissuration due à la réaction alcali-silice dans le béton.



Figure 1.3: Fissuration due à la réaction alcali-silice dans le béton [24].

1.3 Méthodes de renforcement des structures

Le renforcement des structures en béton armé vise à prolonger leur durée de vie et à garantir leur sécurité face aux charges et aux conditions environnementales. Voici une présentation détaillée des méthodes classiques et innovantes de renforcement des structures en béton armé.

1.3.1 Méthodes classiques

1.3.1.1 Chemisage en béton armé

Le chemisage en béton armé est une technique de renforcement qui consiste à ajouter une couche supplémentaire de béton armé autour de l'élément existant, généralement sous forme de revêtement. Cette méthode est particulièrement efficace pour augmenter la section transversale d'un élément structurel, ce qui améliore considérablement sa capacité portante et sa résistance aux charges. Elle est souvent utilisée pour renforcer des structures anciennes ou pour remédier à une insuffisance de résistance dans des éléments tels que les poutres et les fondations. Toutefois, bien que cette technique présente des avantages significatifs, notamment une meilleure adaptation aux charges et une durabilité accrue, elle présente aussi certains inconvénients. L'augmentation du poids de la structure peut constituer une contrainte, et sa mise en œuvre nécessite un temps relativement long, ce qui peut impacter la faisabilité du projet en termes de coût et de délais [25-27]. La figure 1.4 représente le renforcement des poteaux par chemisage en béton.



Figure 1.4: Renforcement par chemisage en béton.

1.3.1.2 Béton projeté

Le béton projeté est une technique de renforcement consistant à projeter du béton à haute pression sur une surface, formant ainsi une couche adhérente et homogène. Cette méthode est particulièrement adaptée aux structures nécessitant une augmentation de l'épaisseur de paroi ou une réparation rapide, notamment dans des environnements difficiles d'accès comme les tunnels, les réservoirs ou les parois rocheuses. Grâce à son application rapide et à sa capacité à adhérer sur des surfaces verticales ou inclinées, le béton projeté offre une solution efficace et durable pour le renforcement des structures. Cependant, son utilisation requiert une équipe spécialisée et un équipement adapté, ce qui peut en augmenter le coût. De plus, la finition obtenue est parfois moins soignée que d'autres techniques de renforcement, nécessitant éventuellement des retouches pour des exigences esthétiques ou fonctionnelles [28-31]. La figure 1.5 illustre l'application du béton projeté pour le renforcement des structures en béton armé.



Figure 1.5: Renforcement par béton projeté [32].

1.3.2 Méthodes innovantes : Renforcement par matériaux composites

Le renforcement par les *FRP* est une technique moderne et efficace qui consiste à coller des feuilles ou des bandes de *FRP* sur la surface du béton afin d'améliorer ses performances mécaniques (Figure 1.6). Grâce à leur haute résistance à la traction et leur légèreté, les *FRP* permettent de renforcer les structures sans en augmenter significativement le poids, ce qui les rend particulièrement adaptés aux poutres, colonnes et dalles nécessitant un renforcement ciblé. De plus, leur flexibilité d'application permet une adaptation aisée aux surfaces irrégulières, facilitant ainsi leur mise en œuvre. Toutefois, cette technologie présente certains inconvénients, notamment un coût plus élevé par rapport aux méthodes traditionnelles et la nécessité d'un entretien spécifique pour garantir la durabilité des matériaux composites face aux conditions environnementales [33-36].



Figure 1.6: Renforcement des structures en béton par *CFRP* [37].

1.4 Matériaux composites

Les *FRP* sont largement utilisés en génie civil et travaux publics pour le renforcement des structures en béton armé ou précontraint. Ils se composent de fibres, telles que le carbone, le verre, l'aramide ou le basalte, qui assurent la résistance

mécanique, et d'une matrice polymère, généralement à base de résine époxy, qui lie et protège les fibres. Cette combinaison confère aux *FRP* des propriétés remarquables, notamment une légèreté, une haute résistance à la traction et une grande durabilité, ce qui en fait une solution idéale pour renforcer les poutres, colonnes et dalles tout en prolongeant la durée de vie des ouvrages. Dans la section suivante, nous examinerons plus en détail la composition des *FRP*, en mettant en évidence le rôle des fibres et de la matrice polymère [36, 38, 39]. La figure 1.7 montre les composants de base des matériaux composites *FRP*.

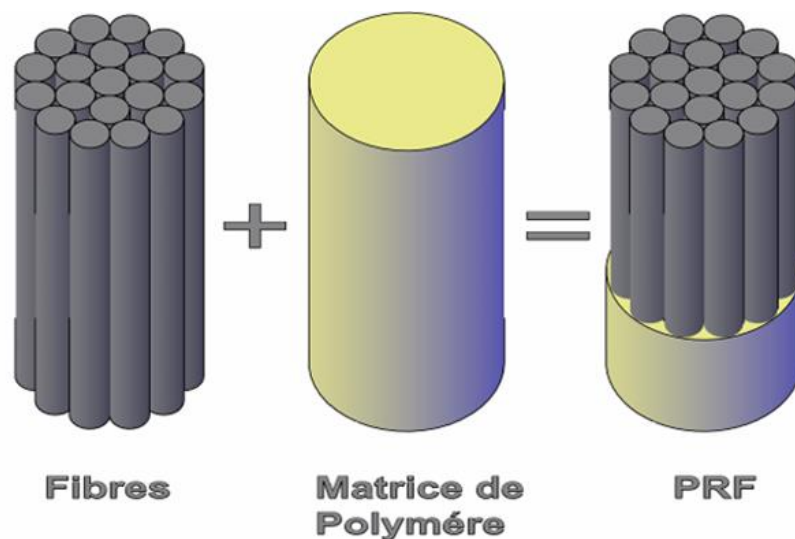


Figure 1.7: Composants de base des *FRP*.

1.5. Fibres

Les fibres sont des éléments essentiels des matériaux composites, jouant un rôle clé dans le renforcement mécanique. Elles sont utilisées pour améliorer la résistance, la rigidité et la durabilité des structures tout en maintenant une légèreté optimale. Parmi les fibres les plus courantes, on trouve le carbone, le verre, l'aramide et le basalte, chacune offrant des propriétés spécifiques adaptées à des applications variées. Grâce à leur capacité à supporter de fortes charges et à résister à des conditions environnementales sévères [40].

1.5.1 Fibres de carbone

La fibre de carbone est un matériau composite de haute performance, composé principalement d'atomes de carbone à plus de 90 % (Figure 1.8). Elle se distingue par sa légèreté, étant environ cinq fois moins dense que l'acier, tout en offrant une résistance

mécanique et une rigidité supérieure à celles de l'acier, ce qui la rend idéale pour des applications exigeant un rapport résistance/poids élevé. Sa résistance à la traction est exceptionnelle, mais elle présente une fragilité sous compression, en particulier dans le sens de la longueur, ce qui limite son utilisation dans certaines applications [41-43].

Produite par la carbonisation de fibres de polyacrylonitrile, elle existe en deux catégories principales: la fibre à haute résistance, obtenue à des températures allant de 1000 à 1500 °C, et la fibre à haut module, produite à des températures comprises entre 1800 et 2000 °C, qui offre une rigidité accrue [43, 44]. En plus de ses propriétés mécaniques remarquables, la fibre de carbone a une bonne résistance à la corrosion et une faible conductivité thermique, ce qui en fait un matériau durable, particulièrement adapté dans des domaines tels que l'aéronautique, l'automobile de haute performance, les équipements sportifs et certaines structures de construction avancées. Cependant, son coût élevé peut limiter son utilisation dans certaines industries [45].



Figure 1.8 : Fibres de carbone [46].

1.5.2 Fibre de verre

La fibre de verre est un matériau composite constitué de filaments de verre, généralement produits par fusion et extrusion de silice et d'autres éléments. Elle est très utilisée dans les applications industrielles et dans le génie civil en raison de sa résistance mécanique, de sa légèreté et de sa durabilité (Figure 1.9). Comparée à la fibre de carbone, la fibre de verre est moins résistante à la traction, mais elle offre de bonnes performances à un coût inférieur. Elle est également résistante à la corrosion, aux intempéries et aux produits chimiques, ce qui la rend adaptée aux environnements agressifs. Bien que plus lourde que la fibre de carbone, elle présente une bonne capacité d'absorption des chocs et des impacts, ce qui en fait un choix populaire pour le

renforcement des structures, notamment pour les applications nécessitant un matériau non métallique [47, 48].



Figure 1.9: Fibres de verre [46].

1.5.3 Fibre d'aramide

Les fibres d'aramide (figure 1.10), telles que le Kevlar et le Twaron, sont des fibres synthétiques reconnues pour leur combinaison de résistance mécanique, de rigidité et de légèreté. Elles présentent une excellente résistance à l'impact et une densité de 1.44 g/cm^3 , ce qui les rend plus légères que la fibre de verre, mais plus denses que la fibre de carbone. Ces fibres sont également résistantes à la chaleur (jusqu'à $200\text{-}250 \text{ }^\circ\text{C}$) et aux produits chimiques, bien que leurs performances puissent se détériorer dans des conditions fortement acides ou basiques. Elles sont particulièrement adaptées aux applications nécessitant une haute résistance à la traction et une durabilité, telles que dans les secteurs de la sécurité et du génie civil [49-51].



Figure 1.10: Fibre d'aramide.

1.5.4 Fibre de basalte

La fibre de basalte est un matériau innovant issu de la roche volcanique basaltique, obtenue par fusion à 1500 °C et extrusion en filaments continus. Écologique et sans ajout de produits chimiques, elle combine une bonne résistance mécanique, thermique et chimique, offrant une excellente durabilité dans des environnements extrêmes (Figure 1.11). Naturellement inflammable et résistante à la corrosion, elle conserve ses propriétés à haute température et résiste aux produits chimiques agressifs. Utilisée dans la construction, l'aérospatiale, les infrastructures marines et les équipements sportifs, elle est également appréciée pour ses propriétés isolantes thermiques et acoustiques. Avec un coût modéré et des performances supérieures à celles de la fibre de verre, elle constitue une alternative compétitive et durable, adaptée à de nombreuses applications modernes [52].



Figure 1.11: Fibres de basalte [53].

De Plus, les fibres de verre, de carbone, d'aramide et de basalte possèdent des propriétés mécaniques distinctes qui influencent leur utilisation dans les matériaux composites et les applications structurelles. Chaque type de fibre se différencie par sa résistance à la traction, son module d'élasticité, sa densité et sa durabilité, ce qui conditionne son choix en fonction des exigences spécifiques des projets d'ingénierie.

Le tableau 1.1 présente les propriétés mécaniques de ces fibres, mettant en évidence leurs performances en termes de rigidité et de résistance mécanique. Afin d'approfondir cette analyse, le Tableau 1.2 compare les caractéristiques des différentes fibres.

Tableau 1.1: Propriétés mécaniques des composites (*GFRP*, *CFRP*, *AFRP* et *BFRP*) [54].

Propriétés mécaniques	<i>GFRP</i> (Fibre de verre)	<i>CFRP</i> (Fibre de carbone)	<i>AFRP</i> (Fibre d'aramide)	<i>BFRP</i> (Fibre de basalte)
Densité (g/cm ³)	2.11-2.70	1.55-1.76	1.28-2.60	2.15-2.70
Résistance à la traction (MPa)	480-1600	1700-3700	1700-2500	1000-1600
Module d'élasticité (GPa)	35-50	120-580	40-120	45-60
Allongement à la rupture (%)	1.2-3.1	0.5-1.9	1.9-4.4	1.6-3.0

Tableau 1.2: Comparaison des propriétés des fibres de verre, carbone, aramide et basalte

Propriétés	Fibre de verre	Fibre de carbone	Fibre d'aramide (ex. Kevlar)	Fibre de basalte
Propriétés mécaniques	Modérées en résistance et rigidité	Très haute résistance et rigidité	Très haute résistance à la traction, faible rigidité	Propriétés intermédiaires entre verre et carbone
Coût	Relativement bas	Très élevé	Relativement élevé	Moins coûteuse que le carbone et l'aramide
Poids	Modéré (plus lourd que carbone)	Très léger	Léger, comparable au carbone	Plus lourd que carbone et aramide, similaire au verre
Durabilité	Bonne résistance aux intempéries et produits chimiques	Sensible à l'humidité, bonne résistance chimique	Excellente résistance à l'impact et à l'abrasion, sensible à haute température	Bonne résistance aux conditions climatiques et produits chimiques
Température	Sensible aux températures élevées	Sensible aux hautes températures	Sensible aux températures élevées et aux acides	Excellente résistance à la chaleur
Applications typiques	Construction navale, automobile, aéronautique	Aéronautique, automobile hautes performances, équipements sportifs	Gilets pare-balles, aviation, équipements de protection	Construction, infrastructures, applications aérospatiales

1.6 Matrice polymérique

La matrice joue un rôle crucial dans les matériaux composites, agissant comme un liant pour maintenir les fibres de renforcement en place et garantir la cohésion du matériau. Elle répartit les contraintes appliquées, protège les fibres des agressions extérieures et assure leur alignement. Elle est divisée en deux catégories : les résines

thermoplastiques et les résines thermodurcissables, chacune ayant des caractéristiques et des avantages spécifiques en fonction des applications [55].

Le tableau 1.3 compare les propriétés mécaniques et thermiques des résines thermoplastiques et thermodurcissables utilisées dans les matériaux composites *FRP*. Il met en évidence les différences en termes de densité, résistance à la traction, module d'élasticité, allongement à la rupture et température de service.

1.6.1 Résines thermoplastiques

Les résines thermoplastiques sont des polymères qui deviennent malléables ou plastiques lorsqu'elles sont chauffées et retrouvent leur forme initiale lorsqu'elles refroidissent. Cette réversibilité thermique leur confère une grande flexibilité, particulièrement utile dans des domaines où la possibilité de recycler et de reformer les matériaux est primordiale, comme dans la construction durable. En génie civil, ces résines sont largement utilisées dans des applications où des modifications ou des ajustements peuvent être nécessaires après la production, car elles peuvent être chauffées, reformées et refroidies sans perte significative de leurs propriétés [56].

Un avantage majeur des résines thermoplastiques est leur capacité à être soudées, ce qui facilite la fabrication de structures composites de grande taille ou permet des réparations efficaces. De plus, leur résistance à l'humidité et aux produits chimiques les rend adaptées pour des environnements corrosifs. Les résines thermoplastiques couramment utilisées comprennent le polyéthylène, le polypropylène, le polyamide et le polyéthylène téréphtalate, chacun offrant des caractéristiques distinctes en termes de résistance mécanique, de résistance thermique et de durabilité. En conclusion, ces résines sont particulièrement intéressantes pour des projets en génie civil où la flexibilité de traitement et la réutilisation des matériaux sont des priorités [57, 58].

1.6.2 Résines thermodurcissables

Contrairement aux résines thermoplastiques, les résines thermodurcissables subissent une transformation irréversible lorsqu'elles sont chauffées, créant des liaisons tridimensionnelles entre les molécules de la résine. Cette réticulation chimique confère aux *FRP* des propriétés mécaniques supérieures et une excellente stabilité dimensionnelle. Ces résines sont particulièrement adaptées aux applications en génie civil nécessitant une haute résistance mécanique et une grande durabilité. Leur rigidité

et leur résistance prolongée aux charges mécaniques, aux conditions environnementales et aux contraintes chimiques en font un choix privilégié pour des projets exigeants [59].

Les types de résines thermodurcissables couramment utilisés dans les *FRP* incluent l'époxy, le polyester insaturé et le vinylester. Parmi eux, les résines époxy sont particulièrement reconnues pour leur excellente adhérence aux fibres de renfort, leur résistance à la corrosion et leur faible retrait lors de la polymérisation. Ces caractéristiques font des résines époxy un choix idéal pour des applications nécessitant une précision dimensionnelle élevée et une adhésion de haute qualité. Ces résines sont donc largement utilisées dans des applications où la durabilité et la résistance à des conditions sévères sont essentielles [60].

Tableau 1.3: Propriétés mécaniques et thermiques des résines thermoplastiques et thermodurcissables utilisées dans les *FRP*.

Type de résine	Densité (g/cm ³)	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Allongement à la rupture (%)	Température de service (°C)
Thermoplastiques					
Polyéthylène	0.94-0.97	20-40	0.2-1.0	100-600	-50 à 80
Polypropylène	0.90-0.92	25-40	1.0-1.5	200-700	-20 à 120
Polyamide (PA, Nylon)	1.10-1.15	50-90	2.0-4.0	20-300	-40 à 150
Polyéthylène téréphtalate	1.30-1.40	50-80	2.5-4.0	50-300	-40 à 120
Thermodurcissables					
Époxy	1.10-1.30	70-120	2.5-4.0	1-5	-50 à 150
Polyester insaturé	1.20-1.50	40-90	2.0-4.5	2-5	-30 à 100
Vinylester	1.10-1.40	70-100	3.0-4.0	3-7	-50 à 120

1.7 Mise en œuvre des composites

La mise en œuvre des *FRP* est une étape cruciale pour garantir leurs performances optimales et leur durabilité dans les applications structurelles. Elle commence par le choix des matériaux, notamment des fibres (carbone, verre, aramide, basalte) et des matrices polymériques (thermodurcissables ou thermoplastiques), en fonction des exigences mécaniques et environnementales. La préparation des matériaux, incluant l'imprégnation correcte des fibres par la matrice, est essentielle pour assurer une bonne adhésion et un transfert efficace des charges. Différentes techniques de fabrication,

telles que la pultrusion, l'enroulement filamentaire, la stratification manuelle et le moulage sous vide, sont utilisées selon les besoins spécifiques. Dans les applications sur site, comme le renforcement ou la réparation, les composites sont souvent collés à l'aide d'adhésifs époxydiques pour garantir une application uniforme et durable. Un contrôle qualité rigoureux, incluant des inspections visuelles et des tests mécaniques, permet de vérifier l'intégrité des pièces. Enfin, les considérations environnementales, telles que la gestion des déchets et le recyclage, sont intégrées tout au long du processus pour minimiser l'impact environnemental.

Les techniques de mise en œuvre des renforcements en matériaux composites pour la réparation et le renforcement des structures en béton armé sont variées. Parmi celles-ci.

1.7.1 Collage externe (Externally Bonded)

Le collage externe (*Externally Bonded*, EB) est une technique qui consiste à appliquer des plaques ou bandes de matériaux composites, comme le *FRP*, sur la surface extérieure d'une structure en béton. Cette méthode repose sur l'adhésion entre la surface du béton et la couche de matériau composite, généralement réalisée à l'aide de résines époxy. Le collage externe est couramment utilisé pour renforcer des éléments en béton armé soumis à des sollicitations en flexion, en traction et en compression, en augmentant ainsi leur capacité portante [61-63].

L'un des avantages majeurs du collage externe est sa simplicité d'application, ne nécessitant pas d'interventions complexes sur la structure existante. Il peut être mis en œuvre rapidement et ne perturbe pas l'utilisation du bâtiment ou de la structure en béton armé. Cependant, cette technique présente des inconvénients, notamment la possibilité de délamination entre le composite et le béton, surtout en cas de défaillance de l'adhésion ou d'exposition à des conditions environnementales extrêmes, comme l'humidité ou des températures élevées [64].

1.7.2 Barres insérées (Near Surface Mounted)

La technique des barres insérées (*Near Surface Mounted*, NSM) consiste à insérer des barres de matériaux composites dans des canaux réalisés à même la surface du béton. Ces canaux sont généralement découpés à l'aide de machines spécifiques, puis les bandes composites, souvent sous forme de barres ou de plaques, sont insérées dans ces canaux

et recouvertes d'un mortier de réparation ou d'une résine spéciale. Contrairement au collage externe, la lamelle insérée est partiellement immergée dans le béton, ce qui offre une meilleure adhésion [65].

Cette méthode présente plusieurs avantages par rapport au collage externe. D'une part, elle réduit les risques de délamination, car la bande composite est encastrée dans la structure en béton armé et protégée par la couverture du béton. D'autre part, elle permet une meilleure distribution des contraintes dans la structure en béton armé, notamment en flexion. De plus, la technique des lamelles insérées est moins susceptible d'être affectée par les variations de température et d'humidité, car le composite est partiellement intégré au béton armé. Cependant, elle nécessite des équipements plus sophistiqués pour la découpe des canaux, ce qui peut rendre la mise en œuvre plus complexe et coûteuse. Cette méthode est particulièrement efficace pour les structures soumises à des sollicitations importantes ou pour des applications où l'esthétique de la structure doit être préservée, car les lamelles sont souvent moins visibles que les renforts externes [66].

La figure 1.12 montre la comparaison entre les systèmes de renforcement *EB* et *NSM* en flexion.

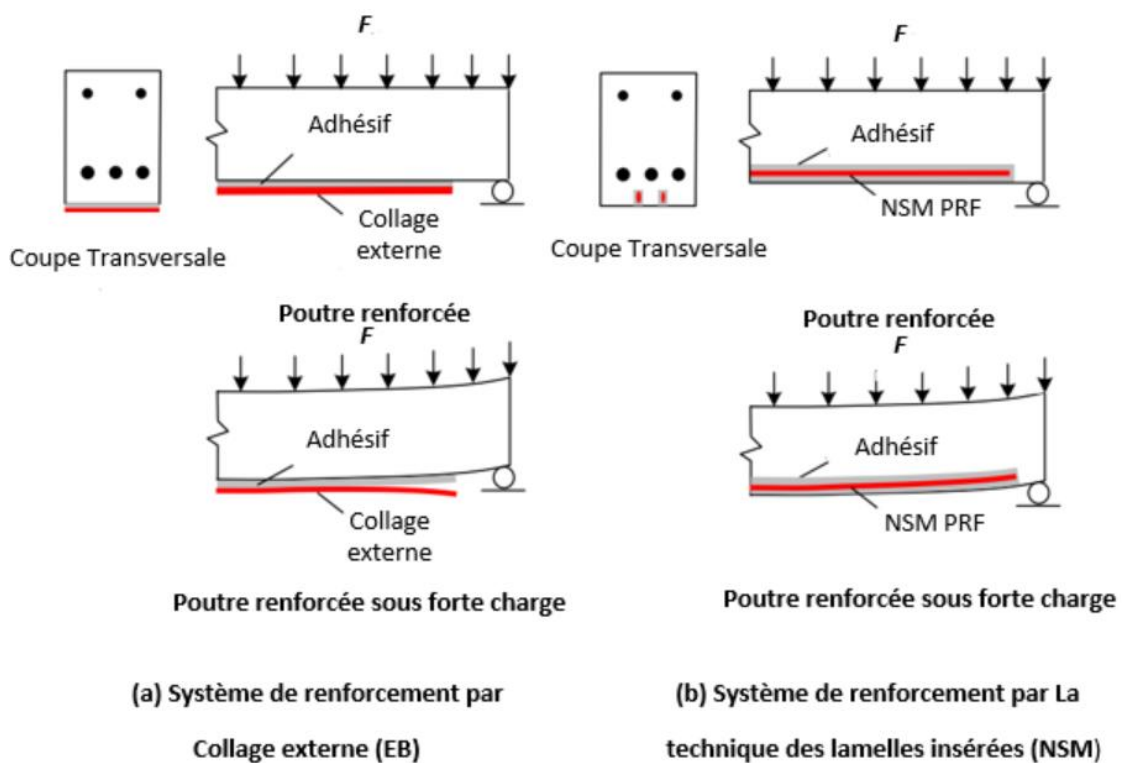


Figure 1.12: Comparaison entre les systèmes de renforcement EB et NSM en flexion [67].

1.8 Modes de rupture des poutres en béton armé renforcées par FRP

Les poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites *FRP* sont sujettes à plusieurs modes de rupture, dont le décollement entre le *FRP* et le béton, qui constitue un facteur limitant majeur de l'efficacité du renforcement. Pham et Al-Mahaidi [68] ont identifié plusieurs types de rupture, parmi lesquels: (1) le décollement interfacial à l'extrémité de la plaque, (2) le décollement par fissuration diagonale critique (*CDC debonding*), (3) le décollement interfacial induit par une fissure en flexion ou en cisaillement intermédiaire (*IC debonding*), ainsi que (4) la séparation du revêtement en béton. Hollaway et Teng [69] ont classé ces modes de rupture en deux grandes catégories :

1.8.1 Modes de rupture traditionnelle

Les modes de rupture traditionnelle des poutres en béton armé renforcées par *FRP* sont similaires à ceux des poutres non renforcées et incluent principalement l'écrasement du béton, la rupture du *FRP* et la rupture par cisaillement. L'écrasement du béton se produit lorsque la zone comprimée dépasse sa capacité maximale, entraînant une défaillance fragile. La rupture du *FRP* intervient lorsque les contraintes de traction dépassent la résistance ultime des fibres, conduisant à une rupture soudaine du renforcement. Enfin, la rupture par cisaillement résulte d'une insuffisance de la capacité de cisaillement de la poutre, souvent marquée par l'apparition de fissures diagonales, pouvant conduire à une défaillance brusque de la structure.

1.8.2 Modes de rupture prématurée par décollement

Les modes de rupture prématurée par décollement sont des défaillances critiques dans les poutres en béton armé renforcées par *FRP*, résultant d'une perte d'adhérence entre l'époxy et la surface du béton. Ce phénomène entraîne la séparation du renfort avant que celui-ci n'atteigne sa capacité maximale, réduisant ainsi l'efficacité du renforcement. Le décollement peut se produire directement à l'interface *FRP*-béton, avec arrachement d'une fine couche de béton, ou encore par la propagation de fissures existantes.

Contrairement aux modes de rupture souhaitables tels que l'écrasement du béton ou la rupture du *FRP*, les études expérimentales montrent que le décollement gouverne généralement la rupture des poutres renforcées [70] (Figure 1.13). Ce phénomène peut

se produire soit dans les zones de moment maximal (*IC Debonding*), soit à l'extrémité de matériau composite *FRP*, se propageant ensuite le long de la plaque. Plusieurs types de décollement du *FRP* peuvent être distingués :

- Décollement par fissuration diagonale critique (*CDC debonding*) :
- Décollement *CDC* combiné à une séparation du revêtement en béton :
- Séparation du revêtement en béton :
- Décollement interfacial à l'extrémité de la plaque [70].

Le décollement *CDC* est initié par le développement d'une fissure de cisaillement majeure traversant la plaque *FRP* à proximité de son extrémité, ce qui entraîne une perte progressive de l'adhérence de l'époxy et conduit à la séparation du *FRP*. Dans le cas de la séparation du revêtement en béton, le décollement se produit dans une fine couche de béton située à quelques millimètres sous la surface, au niveau du plan des armatures en acier, ce qui implique un arrachement de l'époxy avec la couche de béton adhérente. Quant au décollement interfacial à l'extrémité de la plaque, il débute à l'extrémité du *FRP* et se propage le long de l'interface entre l'époxy et le béton, révélant une rupture progressive de la liaison adhésive.

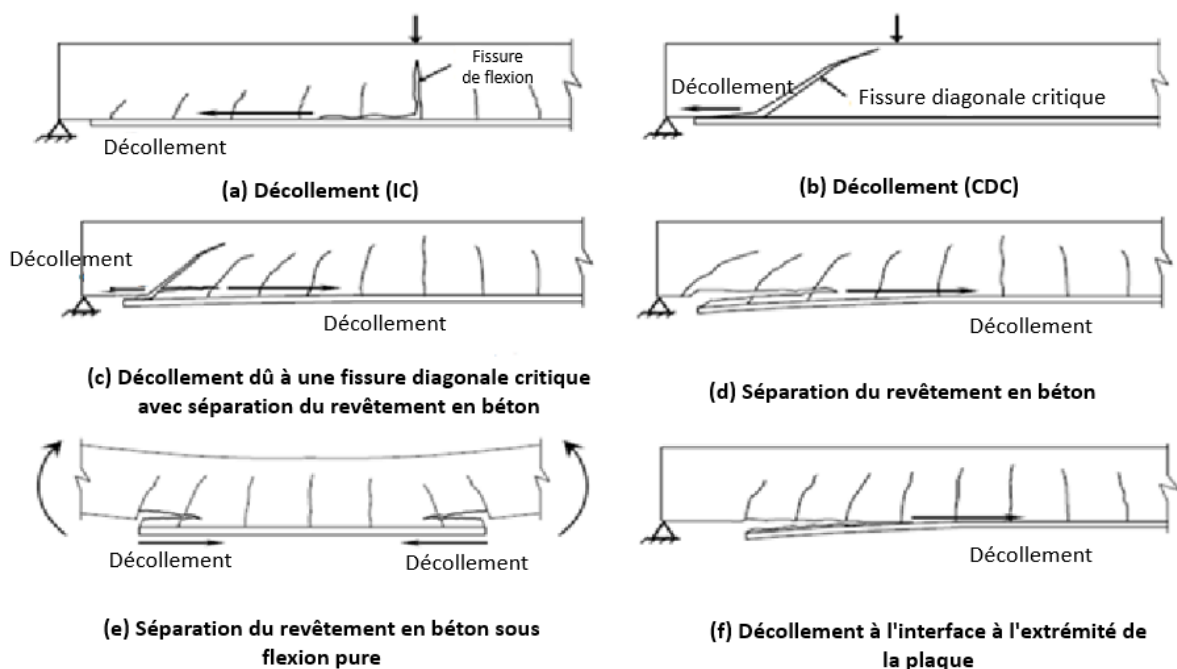


Figure 1.13: Types de décollement du *FRP* [70].

1.9 Avantages et limites des matériaux composites

Les *FRP* sont de plus en plus utilisés pour le renforcement des structures en béton armé en raison de leurs performances mécaniques élevées et de leur résistance à la corrosion. Cependant, ils présentent également certaines limites qui doivent être prises en compte lors de leur conception et mise en œuvre.

1.9.1 Avantages des FRP

Les *FRP* offrent plusieurs bénéfices par rapport aux matériaux traditionnels (acier, béton) dans le renforcement des structures :

1.9.1.1 Haute résistance mécanique et légèreté

Les *FRP* possèdent une résistance à la traction très élevée, bien supérieure à celle de l'acier, tout en étant 4 à 5 fois plus léger. Cette faible densité réduit les charges supplémentaires sur la structure et facilite leur manipulation et installation.

1.9.1.2 Résistance à la corrosion et aux agressions environnementales

Contrairement à l'acier, les *FRPs* ne rouillent pas, ce qui les rend idéaux pour des environnements agressifs comme les zones maritimes et les industries chimiques. Ils offrent également une bonne résistance aux agents chimiques ainsi qu'aux cycles de gel-dégel, prolongeant ainsi la durabilité des structures.

1.9.1.3 Facilité de mise en œuvre

Les *FRP* ne nécessitent pas de travaux lourds tels que le soudage ou le perçage. Leur collage externe permet un renforcement rapide avec un minimum d'interruptions. De plus, les laminés et tissus souples offrent une adaptabilité aux formes complexes, rendant leur application plus flexible.

1.9.1.4 Bon comportement en fatigue et en dynamique

Les *FRP* présentent une excellente résistance aux chargements cycliques, ce qui améliore leur durabilité en conditions de fatigue. Cela est particulièrement avantageux pour les ponts et infrastructures exposés aux vibrations et aux variations de charge.

1.9.1.5 Adaptabilité et polyvalence

Les *FRP* existent sous différentes compositions (carbone, verre, aramide, basalte), permettant d'ajuster leurs propriétés selon les besoins du projet. Leur utilisation est variée, allant du renforcement en flexion, en cisaillement ou en confinement, en fonction des exigences structurelles.

1.9.2 Limites des FRP

Malgré leurs nombreux avantages, les *FRP* présentent également certaines limites qui nécessitent une attention particulière lors de leur conception et mise en œuvre.

1.9.2.1 Coût élevé

Les *FRP*, en particulier ceux à base de fibres de carbone et de résines époxy, ont un coût initial élevé par rapport aux matériaux traditionnels. Bien que leur faible besoin d'entretien puisse compenser cet investissement à long terme, leur mise en place reste une solution plus onéreuse.

1.9.2.2 Comportement fragile et absence de ductilité

Contrairement à l'acier, les *FRP* ne présentent pas de déformation plastique significative avant rupture, ce qui peut entraîner une rupture soudaine et imprévisible. Une conception rigoureuse est donc nécessaire pour garantir la sécurité des structures renforcées.

1.9.2.3 Dégradation sous conditions environnementales extrêmes

Les *FRP* peuvent être sensibles à certaines conditions environnementales :

- **Rayonnement UV** : une exposition prolongée au soleil peut altérer leurs propriétés, nécessitant des protections comme des revêtements.
- **Humidité et températures élevées** : certaines résines se dégradent sous des climats chauds et humides, affectant leur durabilité.

1.10 État de l'art des applications des *FRP* en génie civil

Les *FRP* sont de plus en plus utilisés en génie civil en raison de leur légèreté, de leur résistance mécanique élevée et de leur insensibilité à la corrosion. Depuis plusieurs décennies, de nombreuses études ont exploré leur potentiel pour le renforcement et la

réhabilitation des structures en béton [71, 72]. Leur application s'étend aux poutres, dalles, colonnes et ponts, contribuant ainsi à améliorer la capacité portante et la durabilité des infrastructures.

Le renforcement des structures en béton armé par *FRP* repose principalement sur deux techniques : le collage externe (*EB – Externally Bonded*), où les composites sont fixés à la surface du béton [73-77], et l'insertion en rainures (*NSM–Near-Surface Mounted*), où les *FRP* sont logés dans des saignées pratiquées dans le béton [78-83]. De nombreuses recherches se sont penchées sur l'efficacité des plaques ou feuilles de *CFRP* appliquées en externe (*EB*) pour renforcer les poutres en béton armé [84-88].

Abdallah et al. [84] ont étudié le comportement des poutres continues renforcées par des composites *EB-CFRP*. Leurs résultats ont mis en évidence l'existence de zones de moment fléchissant positif (*sagging*) et négatif (*hogging*), avec une amélioration de 59,1% de la charge de plastification et de 49,8 % de la charge ultime grâce à l'application du *CFRP*. Il a également été observé qu'une couche unique de *CFRP* plus épaisse offrait un meilleur gain de résistance que l'ajout de plusieurs couches plus minces.

Dans la même optique, Dong et al. [71] ont constaté que le renforcement des poutres en béton armé par des stratifiés *EB-CFRP* permettait une augmentation de la charge ultime (P_u) de 41 à 125 % par rapport aux poutres non renforcées. De leur côté, Al-Tamimi et al. [89] ont exploré l'impact de l'ancrage des plaques de *CFRP* en appliquant une configuration en U, avec une seule couche ou deux couches croisées (longitudinale et transversale). Leurs résultats ont révélé une augmentation de la capacité portante des poutres de 5 à 80 %, selon la présence ou non d'un ancrage en extrémité. Ali et al. [90] ont évalué le renforcement de poutres continues en béton armé à l'aide de plaques de *CFRP* et de *GFRP* soumises à des essais de flexion. Comparées aux poutres non renforcées, celles renforcées par des plaques de *CFRP* ont vu leur charge ultime augmenter de 16.7 à 26.6 %, tandis que celles renforcées avec des plaques de *GFRP* ont enregistré une amélioration de 7.2 %.

D'autre part, El-Sayed et al. [91] ont réalisé des essais de flexion statique sur deux poutres, l'une renforcée par des plaques de *CFRP* et l'autre non renforcée. L'ajout du *CFRP* a permis d'augmenter la charge ultime de 77 % et de réduire la flèche en milieu de travée de 36 à 40 %.

Plusieurs paramètres influencent le comportement en flexion des poutres renforcées. Ahmed et al. [92] ont étudié l'influence du nombre de couches de *CFRP* sur le renforcement de poutres en béton armé à l'aide d'une bande en *U* et de deux bandes latérales en *W*. Ils ont démontré que l'augmentation du nombre de couches de *CFRP* améliorait la rigidité en flexion ainsi que les charges de plastification et ultime. L'effet du renforcement était d'autant plus significatif pour les poutres ayant un faible taux de *FRP* et dotées d'un ancrage d'extrémité. De plus, il a été mis en évidence que les systèmes *FRP* prenaient en charge les efforts en traction une fois l'acier plastifié, contribuant ainsi à une augmentation de la capacité portante des poutres.

Yin et Wu [93] ont analysé l'influence de différentes fractions volumiques de fibres d'acier (0 à 1 %) sur la ductilité du béton dans des poutres courtes non renforcées en *FRP*. Ils ont ensuite testé des poutres renforcées en *FRP* avec les mêmes fractions de fibres d'acier pour examiner l'effet de l'amélioration de la ductilité du béton sur la performance du renforcement. Les résultats ont montré que l'augmentation de la fraction de fibres d'acier avait peu d'impact sur la résistance en traction, mais qu'elle retardait le décollement du *FRP*, augmentait la charge ultime et améliorait le transfert des efforts dans les renforts.

El-Sayed et al. [91] ont démontré qu'une augmentation de la fraction volumique de fibres d'acier et l'utilisation de plusieurs couches de *FRP* selon la technique EB favorisaient un meilleur transfert des contraintes et une augmentation de la charge ultime. Salama et al. [88] ont confirmé que les poutres renforcées par deux plis de laminés *CFRP* collés latéralement présentaient une résistance en flexion jusqu'à 93.4 % supérieure à celle des poutres non renforcées. Abdallah et al. [84] ont suggéré que l'augmentation de la masse surfacique du *CFRP* pourrait être une alternative efficace à l'ajout de plusieurs couches, en fonction du rapport de rigidité axiale total de la poutre et de la résine adhésive utilisée.

Salama et al. [88] ont rapporté que la charge ultime des poutres renforcées par des feuilles de *CFRP* de 50 mm, 100 mm et 150 mm de large augmentait respectivement de 39.7 %, 66 % et 87.2 % par rapport aux poutres non renforcées. Varghese et al. [94] ont étudié l'effet de la résistance à la compression du béton et du taux d'armatures en traction sur le comportement des poutres en béton armé renforcées en flexion par collage externe de *FRP*. Pour cela, ils ont fait varier la résistance du béton (25 et 50 MPa)

ainsi que l'armature en acier en traction (5T14 et 2T22). Les résultats ont montré que l'augmentation de la résistance du béton et l'utilisation de plusieurs barres de plus petit diamètre améliorent significativement la capacité portante des poutres renforcées en *FRP*, validant ainsi l'efficacité du renforcement externe.

1.11. Conclusion

Les *FRP* offrent une solution efficace pour le renforcement des structures en béton armé grâce à leur résistance élevée et leur durabilité. Cependant, leur coût, leur fragilité et leur sensibilité à l'adhésion nécessitent une conception et une mise en œuvre soignées. Ce chapitre a permis d'analyser ces aspects afin de mieux comprendre les défis et les opportunités liés à leur utilisation.

Chapitre 2
***Principes de la simulation
numérique et modélisation non
linéaire par ANSYS***

Chapitre 2 : Principes de la simulation numérique par ANSYS

2.1 Introduction

La simulation numérique est essentielle pour analyser le comportement linéaire et non linéaire des poutres en béton armé renforcées par des *FRP*, en particulier pour étudier l'interaction entre les matériaux et les mécanismes de rupture. La méthode des éléments finis permet de modéliser et simuler les structures en béton armé avec précision, et le programme ANSYS® est un outil puissant pour sa mise en œuvre.

Parmi les modes de rupture possibles, le décollement de l'époxy est un phénomène critique qui peut limiter l'efficacité du renforcement. Son étude nécessite une modélisation avancée, et le modèle *CZM* s'avère être une approche adaptée pour représenter la dégradation progressive de l'interface béton-*FRP*.

Ce chapitre présente d'abord les principes de la MEF et du programme ANSYS, puis introduit le modèle *CZM* comme méthode de modélisation du décollement de l'époxy dans les poutres renforcées par des matériaux composites. Ces éléments constituent la base de la modélisation détaillée qui sera abordée dans le chapitre suivant.

2.2 Méthode des éléments finis

2.2.1 Principe de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une approche numérique largement utilisée pour résoudre des problèmes de mécanique des structures, de mécanique des fluides et d'autres domaines de l'ingénierie. Son principe repose sur la discrétisation d'un domaine continu en un ensemble d'éléments finis interconnectés par des nœuds, permettant ainsi de transformer un problème complexe en un système d'équations algébriques résolubles par ordinateur.

Le concept fondamental de la méthode des éléments finis repose sur l'approximation du comportement d'une structure en la décomposant en petits sous-domaines appelés éléments finis, reliés par des points appelés nœuds. Chaque élément est défini par une fonction d'approximation, généralement une fonction polynomiale, qui

permet d'exprimer les champs de déplacement, de déformation et de contrainte à l'intérieur de l'élément.

2.2.2 Résolution numérique par la méthode itérative de Newton-Raphson

La méthode de Newton-Raphson est une technique itérative largement utilisée pour résoudre des systèmes d'équations non linéaires en mécanique des structures, notamment en analyse élastoplastique. Elle repose sur l'approximation successive de la solution en minimisant un résidu ($R(u)$), ce qui permet d'obtenir une convergence vers la solution satisfaisante à travers des itérations successives [95]. L'équation non linéaire considérée s'écrit comme suit :

$$\Delta F = K_{ep} \Delta u \quad (2.1)$$

Avec :

ΔF : charge appliquée (N) ;

K_{ep} : module élastoplastique (MPa) ;

Δu : déplacement (mm).

La résolution de l'équation 2.1 par la méthode de Newton-Raphson consiste à annuler le résidu défini par :

$$R(u) = \Delta F - K_{ep} u \quad (2.2)$$

Pour chaque incrément de charge ΔF l'algorithme débute avec :

$$R(u_1) = \Delta F \quad (2.3)$$

Itération 1

On calcule l'incrément de déplacement :

$$\Delta u_2 = Ke - 1 . R(u_1) \quad (2.4)$$

Où Ke est le module élastique ou le raidisseur initial (MPa).

On met alors à jour le déplacement :

$$u_2 = u_1 + \Delta u_2 \quad (2.5)$$

Et on met à jour le résidu :

$$R(u_2) = \Delta F - K_{ep} . u_2 \quad (2.6)$$

Itération 2:

$$\Delta u_3 = Ke - 1 . R(u_2) \quad (2.7)$$

$$u_3 = u_2 + \Delta u_3 \quad (2.8)$$

$$R(u_3) = \Delta F - K_{ep} . u_3 \quad (2.9)$$

Le processus est répété jusqu'à atteindre une convergence jugée satisfaisante, c'est-à-dire lorsque $\|R\|$ devient inférieur à un seuil de tolérance fixé ε .

La figure 2.1 illustre le principe de cette méthode, où l'on observe que la convergence est obtenue après plusieurs ajustements successifs des incréments de charge, permettant d'aboutir à une solution équilibrée.

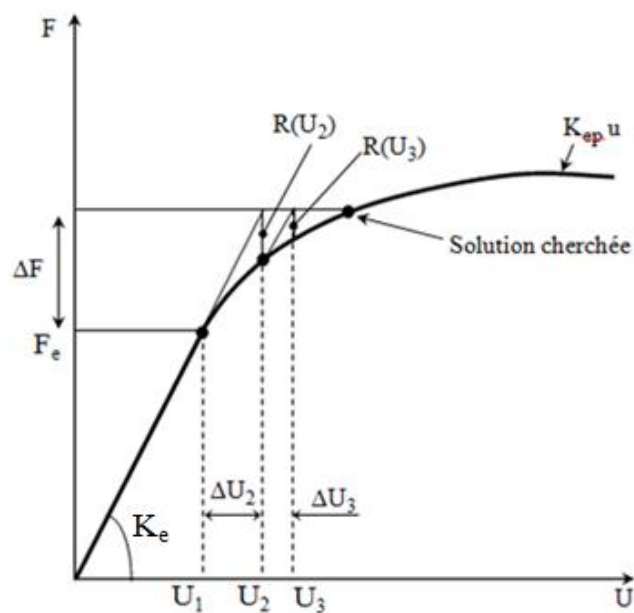


Figure 2.1: Méthode des itérations de Newton-Raphson pour la résolution des non-linéarités structurelles [96].

2.3 Logiciel ANSYS

2.3.1 Présentation générale du logiciel ANSYS

ANSYS est un programme de simulation numérique développé par la société ANSYS Inc., fondée en 1970 par Swanson. Initialement conçu pour résoudre des problèmes liés à la mécanique des structures et aux systèmes thermiques, ANSYS a évolué au fil des décennies pour devenir l'un des logiciels de simulation les plus utilisés dans le domaine de l'ingénierie. Sa capacité à simuler des comportements physiques complexes dans une large gamme d'applications, allant de la mécanique des fluides à la modélisation des matériaux composites, en fait un outil incontournable pour les ingénieurs et chercheurs du monde entier.

Le logiciel permet de simuler le comportement des matériaux et des structures sous l'effet de diverses sollicitations, tout en intégrant des phénomènes linéaires et non-

linéaires. Grâce à ses capacités de modélisation avancées, le programme ANSYS® est particulièrement adapté à l'étude des structures renforcées, telles que celles utilisant des matériaux composites comme *FRP*.

Avec une interface graphique intuitive, le programme ANSYS® offre une gestion aisée des différentes étapes de la simulation, permettant aux utilisateurs de définir la géométrie, d'assigner des matériaux, d'appliquer des charges et des conditions aux modèles, puis de résoudre des systèmes d'équations complexes. Les résultats sont ensuite visualisés sous forme de graphiques et de rapports détaillés, facilitant l'analyse des comportements structuraux.

Le logiciel supporte une large gamme de types d'éléments et de modèles permettant de traiter des simulations multiphasiques. Ces capacités sont essentielles dans l'analyse des interactions entre le béton, l'acier et les matériaux *FRP*, notamment pour les structures renforcées en béton armé. ANSYS est ainsi devenu un outil de référence pour étudier les comportements complexes de ces matériaux, incluant des phénomènes tels que la déformation plastique, les fissures et la rupture.

2.3.2 Phases de simulation par le programme ANSYS®

La simulation dans le programme ANSYS® se déroule en trois grandes phases : *Préprocessing*, *Solution* et *Postprocessing*. Ces étapes permettent de préparer, résoudre et analyser un modèle numérique en vue d'obtenir des résultats fiables et exploitables (Figure 2.2).

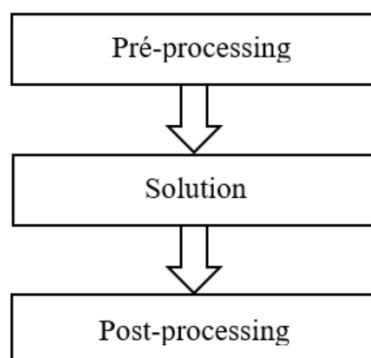


Figure 2.2: Organisation générale du programme ANSYS®.

2.3.2.1 Préprocessing

Cette phase est consacrée à la préparation du modèle numérique par MEF. Elle comporte plusieurs sous-étapes essentielles :

a-Définition des types d'éléments

Programme ANSYS® propose une large gamme de 165 types d'éléments adaptés à diverses analyses, allant de la mécanique des structures à la thermique et l'électromagnétisme. Ces éléments sont classés en catégories selon leur utilisation, comme *SOLID* pour les volumes massifs, *SHELL* pour les structures minces, *BEAM* pour les poutres, et *LINK* pour les treillis. Des éléments spécifiques, comme *CONTA* et *TARGE*, permettent de modéliser les interactions de contact entre deux éléments. Le choix du type d'élément dépend des exigences de l'analyse en termes de comportement mécanique, précision et type de matériau. Le Tableau 2.1 présente une sélection des principales catégories d'éléments disponibles dans le programme ANSYS®, et la figure 2.3 illustre les étapes de définition d'un type d'élément.

Tableau 2. 1: Catégories des éléments disponibles dans le programme ANSYS®.

SHELL Elements	MESH Elements	HF Elements	BEAM Elements
SOLID Elements	MPC Elements	HSFLD Elements	CIRCU Elements
SOLSH Elements	PIPE Elements	INFIN Elements	COMBIN Elements
SOURC Elements	PLANE Elements	INTER Elements	CONTAC Elements
SURF Elements	PRETS Elements	LINK Elements	CPT Elements
TARGE Elements	REINF Elements	MASS Elements	FLUID Elements
TRANS Elements	ROM Elements	MATRIX Elements	FOLLW Elements

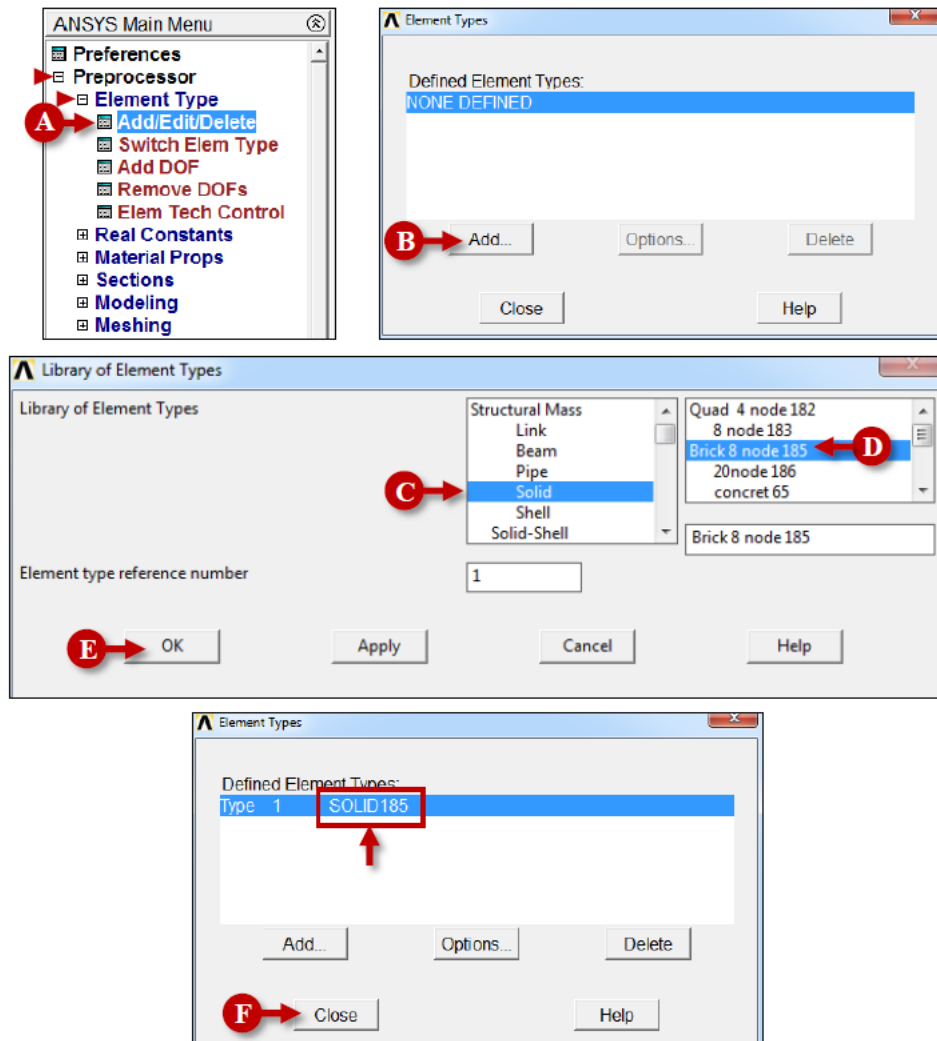


Figure 2.3: Définition du type d'élément dans le programme ANSYS®.

b- Définition des propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux, telles que le module d'élasticité, le coefficient de Poisson et les résistances à la compression et traction, sont essentielles pour une modélisation précise. Ces paramètres définissent le comportement mécanique des éléments constituant la structure. Dans le programme ANSYS®, ces propriétés sont attribuées à chaque élément en fonction des spécifications du matériau utilisé, qu'il s'agisse du béton, d'acier, ou des matériaux composites. Une bonne définition de ces caractéristiques est cruciale pour garantir la précision des résultats obtenus lors de l'analyse. Par exemple, la définition du module d'élasticité et du coefficient de Poisson d'un matériau suit les étapes illustrées dans la figure 2.4.

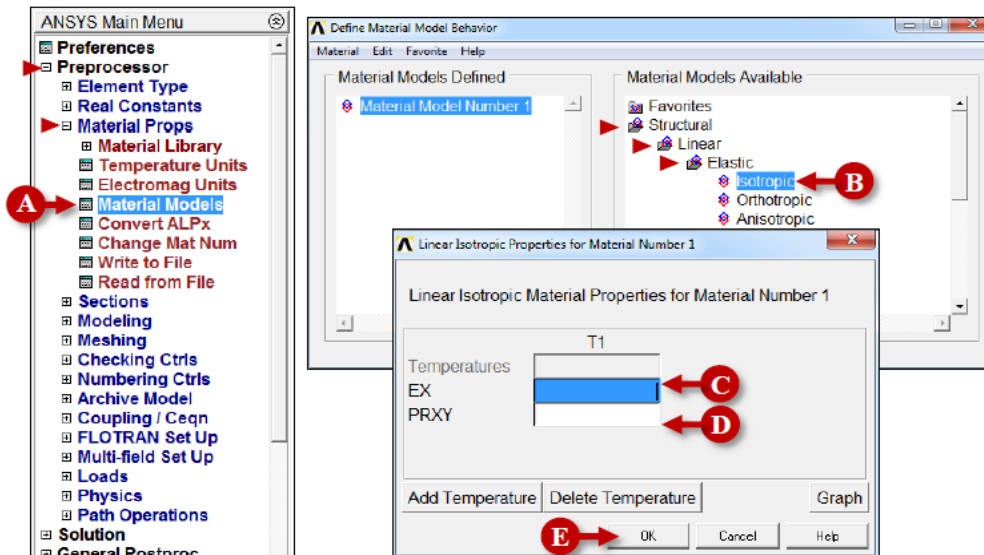


Figure 2.4: Définition du module d'élasticité et du coefficient de Poisson du matériau.

c- Définition du maillage géométrique

Le maillage géométrique représente la subdivision de la structure en éléments finis, ce qui permet de résoudre numériquement un problème mécanique ou physique. Un maillage de qualité est essentiel pour capturer les phénomènes critiques, en particulier dans les zones où les interactions entre matériaux sont complexes, comme les interfaces entre béton et *FRP*. La taille et la qualité du maillage doivent être ajustées selon les exigences de l'analyse, équilibrant ainsi la précision des résultats et les ressources de calcul disponibles. Il existe deux méthodes principales pour générer un maillage (Figure 2.5) :

1- Maillage libre (*Free Mesh*) : Cette méthode consiste à générer un maillage sans contrainte géométrique particulière. Les éléments, souvent de forme irrégulière (comme des triangles ou tétraèdres), sont disposés de manière autonome selon la géométrie de la structure. Elle est particulièrement adaptée aux géométries complexes et aux zones où un raffinement local est nécessaire pour bien capturer les phénomènes physiques (Figure 2.6).

2- Maillage régulier (*Mapped Mesh*) : Contrairement au maillage libre, le maillage régulier divise la géométrie en éléments réguliers (carrés, rectangles ou cubes) suivant une grille structurée. Cette méthode est idéale pour les structures simples ou rectangulaires, offrant une bonne précision et une efficacité de calcul supérieure dans ces cas (Figure 2.6).

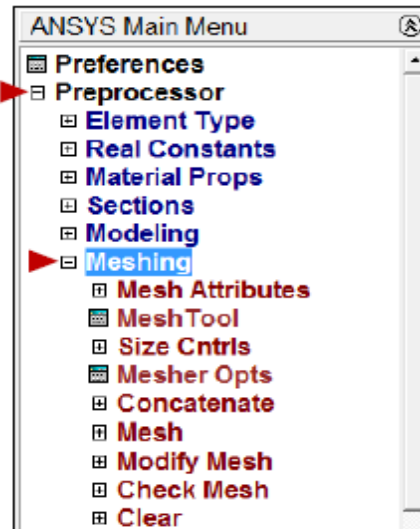
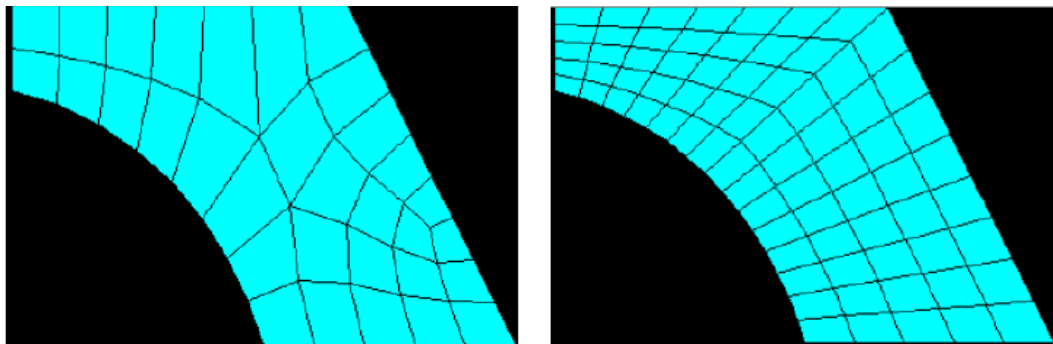


Figure 2.5: Maillage en éléments finis par le programme ANSYS®.



Maillage libre

Maillage régulier

Figure 2.6: Maillage régulier et maillage libre.

d- Application des conditions aux limites et des charges externes

L'application des conditions aux limites et des charges externes est essentielle pour simuler correctement le comportement d'une structure. Les conditions aux limites fixent les restrictions de déplacements ou de déformations, comme les appuis fixes ou les déplacements imposés. Pour les charges externes, on peut appliquer des charges concentrées, comme des forces ponctuelles, ou des charges réparties, comme des pressions uniformes sur une surface. Ces charges peuvent être appliquées de manière statique ou dynamique, en fonction de la nature du problème étudié. La définition correcte de ces conditions permet de reproduire les sollicitations réelles et assure la précision des résultats obtenus (Figures 2.7 et 2.8).

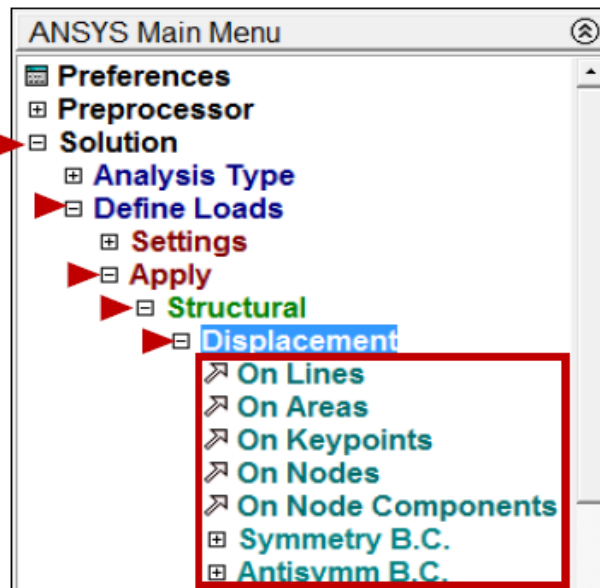


Figure 2.7: Définition des conditions aux limites.

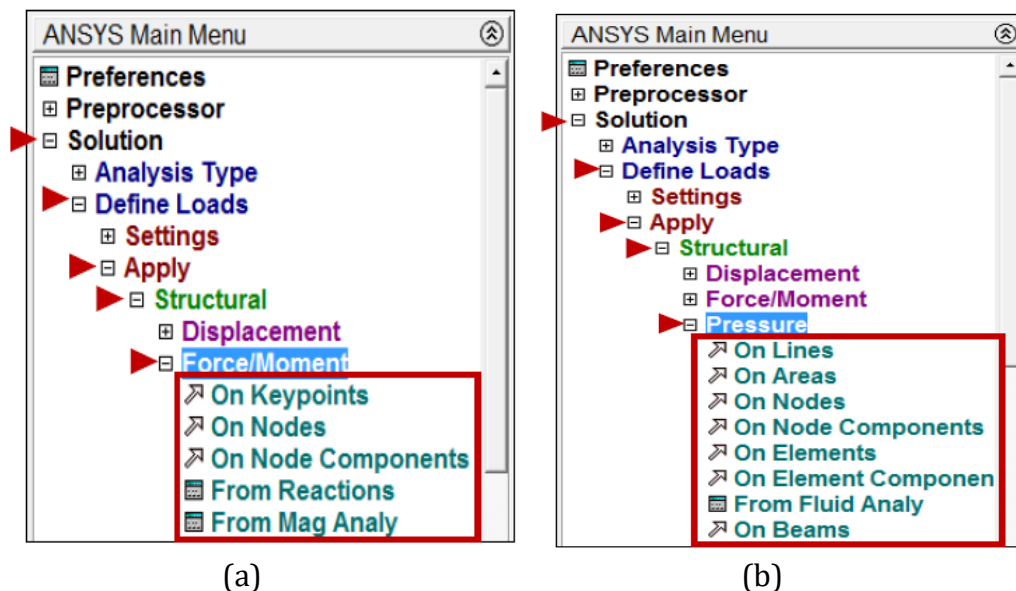


Figure 2.8: Application des charges (a) charges et moments ; (b) Contraintes.

2.3.2.2 Solution

Cette phase consiste à résoudre les équations du modèle pour obtenir des réponses mécaniques sous les charges appliquées.

- **Résolution des équations non-linéaires par méthodes incrémentales** : Lorsque le modèle comporte des comportements non linéaires (comme le béton fissuré ou l'interface béton-FRP), des méthodes incrémentales sont utilisées pour résoudre les équations pas à pas.

- **Stratégies de convergence et choix des paramètres numériques** : Des paramètres spécifiques, tels que les tolérances de convergence et les incréments de charge, sont définis pour assurer la stabilité et la précision des calculs. Ces réglages influencent directement la rapidité et la fiabilité de la solution.

2.3.2.3 Postprocessing

La dernière phase concerne l'interprétation et l'analyse des résultats.

- **Interprétation des résultats : contraintes, déformations et modes de rupture** :

Les sorties de la simulation incluent les contraintes, les déformations et, éventuellement, les modes de rupture de la structure. Ces résultats permettent de comprendre le comportement mécanique sous les charges appliquées.

- **Visualisation et validation des résultats obtenus** :

Les graphiques, les contours de contraintes ou de déformations, et les courbes de charge-déformation sont générés pour une analyse visuelle. Enfin, les résultats sont comparés à des données expérimentales ou théoriques pour valider la précision du modèle.

2.3.3 Méthodes disponibles dans ANSYS pour la modélisation des poutres

Dans le programme ANSYS®, la modélisation des poutres en béton armé renforcées par *FRP* peut être réalisée en supposant une liaison parfaite entre le béton et le matériau composite, ou en utilisant des *CZM* pour représenter les interactions interfaciales.

2.3.3.1 Approche avec liaison parfaite

L'approche avec liaison parfaite est l'une des méthodes les plus simples pour modéliser l'interaction entre le béton et les *FRP* dans les poutres en béton armé renforcées. Dans cette méthode, on suppose que le *CFRP* et le béton sont complètement liés sans glissement ni décollement à l'interface. Cela signifie que les deux matériaux partagent les mêmes déplacements et déformations aux points de contact [97].

2.3.3.2 Modélisation de l'interface béton-*FRP* avec le modèle de zone cohésive

La modélisation de l'interface entre le béton et le *FRP* est essentielle pour comprendre les mécanismes d'adhérence et de décollement dans les structures renforcées par les *FRP*. L'adhérence entre le *FRP* et le béton joue un rôle clé dans la

transmission des efforts et, en cas de décollement prématuré, l'efficacité du renforcement peut être considérablement réduite.

Le *CZM* est une approche avancée qui permet de capturer le comportement linéaire ou non linéaire de l'interface. Contrairement aux modèles simplifiés de liaison parfaite, qui supposent une adhérence totale entre le béton et le *FRP*, le modèle *CZM* introduit une relation contrainte-glisement, ce qui permet d'analyser la dégradation progressive de l'interface jusqu'à la rupture complète [98].

2.4 Modèle de zone cohésive (*CZM*)

2.4.1 Principe du modèle *CZM*

Le modèle *CZM* trouve son origine dans les travaux de Barenblatt en 1962 [99], qui cherchait à décrire la zone plastique à l'extrémité des fissures dans les tôles métalliques minces. Il s'agit d'un modèle micromécanique simple et général permettant de simuler la propagation quasi-statique des fissures, en particulier dans les interfaces telles que la délamination des composites et les assemblages collés. Le *CZM* repose sur une relation entre la contrainte de traction ou de cisaillement (σ) et l'ouverture ou le glissement (δ) des lèvres de fissure à son extrémité, comme représenté dans la figure 2.9. Cette relation est généralement modélisée par la méthode des éléments finis, où des éléments cohésifs sont placés à l'avant de la fissure et suivent une loi traction-séparation spécifique. Initialement, ces éléments présentent un comportement linéaire, mais une fois qu'un seuil critique de déplacement ou de contrainte est atteint, leur rigidité et leur résistance diminuent progressivement jusqu'à la séparation complète.

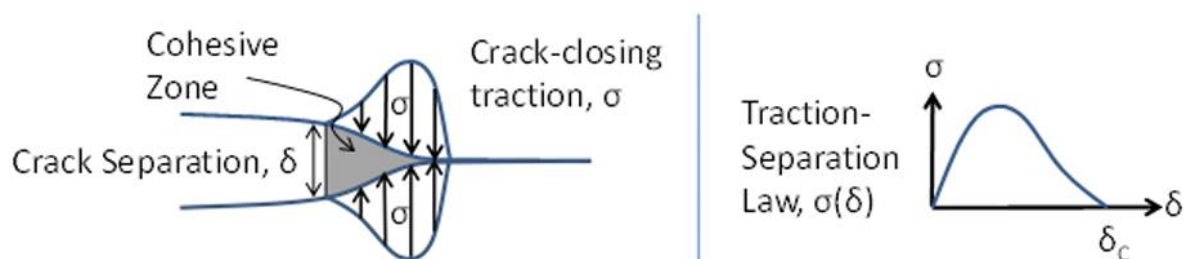


Figure 2.9: Exemple de modèle *CZM* [100].

2.4.2 Paramètres clés du modèle CZM pour l'interface béton-FRP

La modélisation avec *CZM* repose sur des paramètres fondamentaux qui doivent être définis avec précision pour obtenir des résultats cohérents.

- τ_{max} (contrainte maximale d'interface) (MPa): Correspond à la contrainte au-delà de laquelle l'interface commence à se détériorer.
- S_{τ} (glissement à τ_{max}) (mm): Représente le déplacement interfacial où la contrainte atteint son maximum.
- S_f (glissement final de rupture) (mm): Définit le glissement à partir duquel l'adhérence est complètement perdue.
- G_f (énergie de rupture de l'interface) (N/mm) : Représente l'énergie nécessaire pour provoquer le décollement complet du *FRP* (aire sous la courbe contrainte-glissement).
- **Raideur initiale K** (N/mm³): Donne une indication sur la rigidité initiale de l'interface.

2.4.3 Modèles de lois d'adhérence contrainte-glissement en CZM

Les modèles *CZM* permettent de représenter le comportement d'interface entre deux matériaux, comme le béton et le renfort *FRP*. Trois types principaux de lois de liaison contrainte-glissement peuvent être utilisés pour modéliser la rupture de l'interface.

2.4.3.1 Modèle linéaire

Le modèle linéaire est l'approche la plus simple pour représenter l'interaction entre la contrainte d'interface τ et le glissement S . Il suppose une relation linéaire entre ces deux paramètres jusqu'à un seuil critique S_f . Lorsque la contrainte atteint sa valeur maximale τ_{max} , l'adhérence est immédiatement perdue, ce qui implique une rupture instantanée sans phase de dégradation progressive. Ce modèle présente l'avantage d'être simple et facile à implémenter dans les simulations numériques. Toutefois, il ne permet pas de capturer le comportement progressif du décollement, ce qui peut entraîner des résultats irréalistes, notamment dans des analyses où la rupture évolue de manière graduelle au lieu d'être brutale (Figure 2.10).

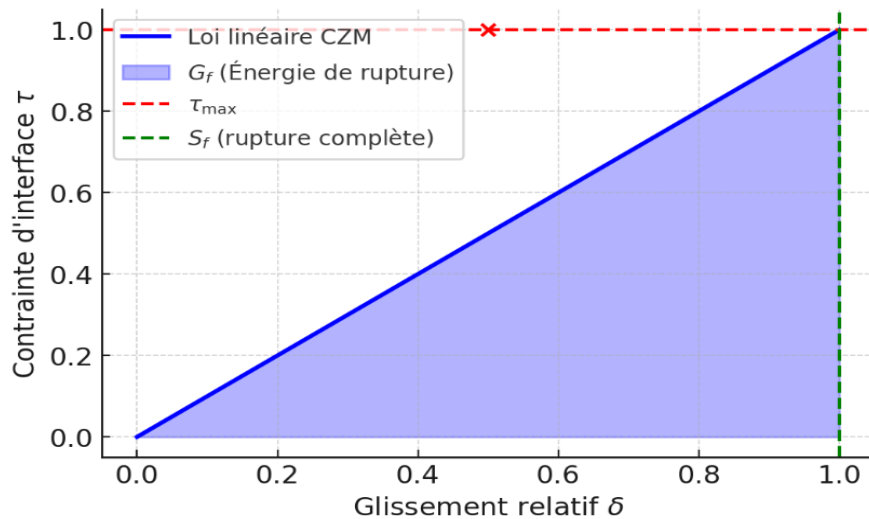


Figure 2.10: Modèle linéaire [101].

2.4.3.2 Modèle bilinéaire

Ce modèle constitue une amélioration par rapport au modèle linéaire en intégrant une phase de dégradation progressive de l'adhérence. Il est caractérisé par deux phases distinctes : une première phase où la relation entre la contrainte d'interface τ et le glissement S est linéaire jusqu'à atteindre une contrainte maximale τ_{max} au glissement S_τ , suivie d'une deuxième phase descendante où l'adhérence diminue progressivement jusqu'à la rupture complète au glissement S_f . L'un des principaux avantages de ce modèle est sa capacité à mieux représenter le comportement réel des interfaces en prenant en compte la perte progressive d'adhérence. Toutefois, son utilisation requiert l'identification de plusieurs paramètres (τ_{max} , S_τ , S_f), et malgré cette amélioration, la courbe reste une approximation simplifiée par rapport aux résultats expérimentaux observés (Figure 2.11).

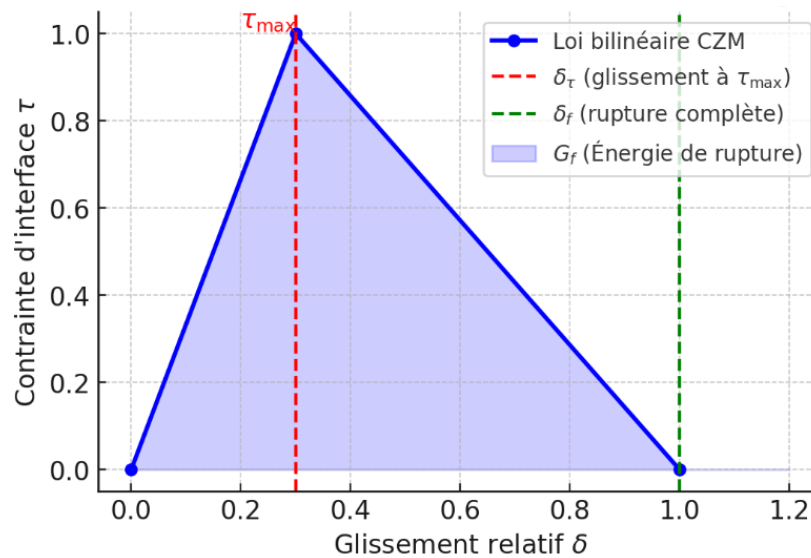


Figure 2.11: Modèle bilinéaire [101].

2.4.3.3 Modèle non linéaire

Le modèle non linéaire offre une représentation plus fidèle du comportement de l'interface en établissant une relation non linéaire entre la contrainte d'interface τ et le glissement S . Contrairement aux modèles linéaire et bilinéaire, celui-ci reproduit plus précisément les résultats expérimentaux en illustrant une montée rapide de la contrainte jusqu'à une valeur maximale τ_{max} , suivie d'une décroissance progressive selon une loi exponentielle ou logarithmique. Ce type de modèle est particulièrement adapté aux interfaces complexes où les approches linéaires ou bilinéaires ne permettent pas d'obtenir une description satisfaisante du phénomène d'adhérence et de décollement. Son principal avantage réside dans sa précision accrue et sa capacité à représenter de manière plus réaliste l'évolution du glissement. Cependant, il présente également des inconvénients, notamment une complexité plus élevée et une difficulté à identifier expérimentalement les paramètres nécessaires à sa calibration (Figure 2.12).

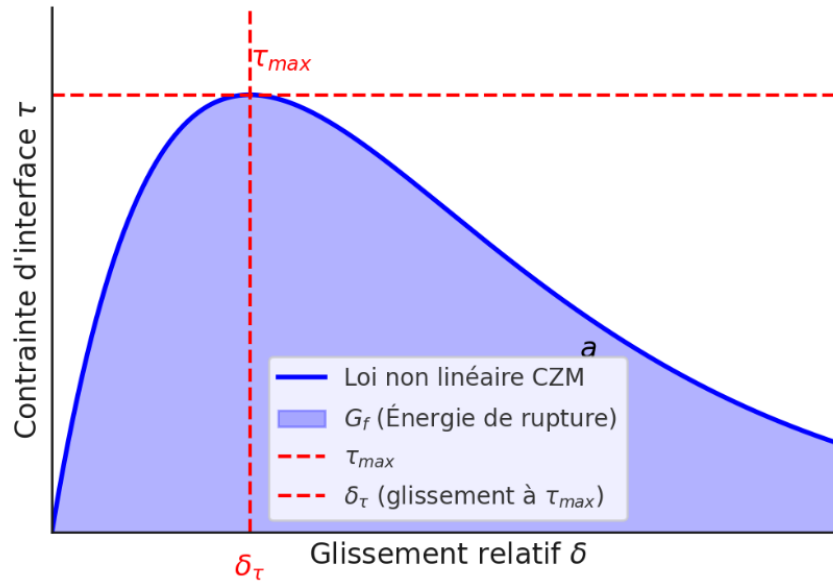


Figure 2.12: Modèle non linéaire [101].

2.4.4 Avantages et limites du modèle CZM

2.4.4.1 Avantages

- **Prédiction précise des mécanismes de rupture**

Le modèle *CZM* permet de capturer avec précision le processus progressif de décohésion aux interfaces, en tenant compte du comportement non linéaire avant la rupture complète.

- **Représentation réaliste du comportement d'interface**

Contrairement aux modèles de liaison parfaite, le *CZM* permet de modéliser la dégradation progressive de l'adhérence entre les matériaux, ce qui est essentiel pour l'étude des structures renforcées en *FRP*.

- **Compatibilité avec les méthodes numériques avancées**

Le modèle *CZM* est intégré dans les approches de modélisation par la méthode des éléments finis, notamment sous le programme ANSYS®, facilitant l'analyse des effets d'interfaces complexes.

- **Paramètres physiques basés sur l'expérimentation**

Les paramètres du modèle *CZM*, comme l'énergie de rupture et la contrainte maximale, peuvent être calibrés à partir de résultats expérimentaux, ce qui améliore la fiabilité des simulations.

2.4.4.2 Limites

- **Dépendance aux paramètres d'entrée**

La précision des résultats dépend fortement des paramètres du modèle (τ_{max} , G_f , S_f), dont l'identification nécessite des essais expérimentaux spécifiques.

- **Difficulté de convergence dans les simulations**

La non-linéarité du modèle *CZM* peut entraîner des problèmes de convergence dans les calculs par éléments finis, nécessitant un raffinement du maillage et des algorithmes de résolution adaptés.

- **Applicabilité limitée aux grandes déformations**

Le modèle *CZM* est généralement conçu pour des interfaces où le glissement reste modéré. Pour des déformations très importantes, son utilisation peut être moins pertinente.

- **Difficulté de généralisation à différents matériaux**

Les lois d'interface définies dans le *CZM* sont spécifiques aux matériaux et aux conditions de chargement, ce qui limite leur applicabilité à des cas généraux sans recalibrage des paramètres.

2.4.5 Modèles de modélisation de l'interface béton-FRP avec CZM

Les modèles avancés, tels que le modèle *CZM*, permettent de simuler avec précision le comportement de l'interface et les mécanismes de rupture en reliant le glissement local (S) à la contrainte d'adhérence (τ) à l'aide d'une loi cohésive. Ce comportement est influencé par plusieurs paramètres, notamment la résistance en compression (f_c) et en traction (f_t) du béton, ainsi que les caractéristiques de l'adhésif et du matériau composite *FRP*. Des facteurs tels que le module d'élasticité du béton (E_c) son épaisseur effective (t_c) et son module de cisaillement (G_c) jouent un rôle déterminant dans l'adhérence. Concernant le *FRP*, son épaisseur (t_f) et son module d'élasticité (E_f) sont des éléments clés. L'adhésif influence également l'interface à travers son épaisseur (t_a), son module d'élasticité (E_a) et son module de cisaillement (G_a). D'autres paramètres interviennent dans le comportement de l'interface, notamment le facteur de largeur (β_w), le facteur d'influence du béton (β_c), la largeur du prisme en béton (b_c), la largeur du *FRP* (b_f), l'épaisseur de la couche d'époxy (t_m) et son module d'élasticité (E_m). De plus, l'énergie de rupture interfaciale (G_f), ainsi que la rigidité au cisaillement de

l'adhésif (k_a) et du béton (k_c), sont essentielles pour une prévision précise du comportement de l'adhérence.

Plusieurs modèles constitutifs ont été développés pour modéliser l'interface béton-FRP en utilisant le modèle *CZM*, chacun intégrant des paramètres spécifiques liés aux matériaux et aux mécanismes de dégradation de l'adhérence. Parmi eux, le modèle de Lu et al. [4] qui repose sur une loi bilinéaire, tenant compte de la résistance interfaciale et de l'énergie de fracture pour caractériser l'évolution du cisaillement.

De Lorenzis et al. [102] adoptent une loi de type *cut-off*, où le cisaillement chute brutalement après avoir atteint une valeur maximale, sans phase progressive de dégradation. D'autres modèles, comme ceux de Dai et al. [103] ou Wu et Jiang [104], utilisent des lois non linéaires plus complexes intégrant les propriétés mécaniques de l'adhésif époxy et du béton, ainsi que l'énergie de rupture de l'interface. Certains modèles, notamment ceux de Savoia et al. [105] et Nakaba et al. [106], prennent en compte l'effet du glissement à l'interface sur la dégradation progressive des contraintes de cisaillement.

Le tableau 2.2 résume ces modèles en mettant en évidence leurs formulations, les paramètres clés et la prise en compte éventuelle des propriétés de l'adhésif époxy.

Tableau 2. 2: Modèles CZM existants pour la relation contrainte de cisaillement-glissement.

Modèles CZM	Branche ascendante (primaire) $S \leq S_\tau$	Branche descendante (secondaire) $S > S_\tau$	Résistance d'adhérence interfaciale τ_{\max}	Glissement local au cisaillement maximal d'adhérence S_τ	Glissement maximal local S_f	Paramètres	Énergie de rupture interfaciale G_f	Type de loi	Prise en compte des propriétés adhésives de l'époxy
Brosens et Van Gemert [107]	$\tau_m \left(\frac{S}{S_\tau} \right)$	$\tau_m \frac{S_f - S}{S_f - S_\tau}$	$1.8 \beta_w f_t$	$2.5 \tau_m \left(\frac{t_a}{E_a} + \frac{50}{E_c} \right)$	$\frac{2 G_f}{\tau_m}$	$\beta_w = \sqrt{\frac{1.5 \left(2 - \frac{b_f}{b_c} \right)}{1 + \frac{b_f}{100}}}$	$\beta_w^2 0.3 f_t$	Bilinéaire	Oui
Neubauer et Rostasy [108]		0	$1.8 f_t$	$0.224 \beta_w^2$	-	$\beta_w = \sqrt{\frac{1.06 \left(2 - \frac{b_f}{b_c} \right)}{1 + \frac{b_f}{400}}}$	$1.8 f_t 0.224 \beta_w^2 / 2$	linéaire	Non
Brosens [109]		$\tau_m \frac{S_f - S}{S_f - S_\tau}$	$\beta_w \beta_c \frac{f_t f_c}{f_t + f_c}$	$\tau_m \left(2.4 \frac{t_c}{E_c} + 2.5 \frac{t_m}{E_m} + 3 \frac{t_a}{E_a} \right)$	$\frac{2 G_f}{\tau_m}$	$\beta_w = \sqrt{\frac{1.5 \left(2 - \frac{b_f}{b_c} \right)}{1 + \frac{b_f}{100}}}$	$\beta_w^2 0.3 f_t$	Bilinéaire	Oui
Nakaba et al. [106]	$\tau_m \left(\frac{S}{S_\tau} \right) \left[3 / \left(2 + \left(\frac{S}{S_\tau} \right)^3 \right) \right]$	-	$3.5 f_c^{0.19}$	0.065			-	Non linéaire	Non
De Lorenzis et al. [102]	-	-	$0.0182 \sqrt{f_t E_t}$	$\tau_m \frac{t_a}{G_a} + \frac{b_f}{G_c}$				linéaire	Oui

Tableau 2.2 (suite)

Monti et al. [110]	$\tau_m \left(\frac{S}{S_\tau} \right)$	$\tau_m \frac{S_f - S}{S_f - S_\tau}$	$1.8 \beta_w f_t$	$2.5 \tau_m \left(\frac{t_a}{E_a} + \frac{50}{E_c} \right)$	$0.33 \beta_w$	$\beta_w = \sqrt{\frac{1.5 \left(2 - \frac{b_f}{b_c} \right)}{1 + \frac{b_f}{100}}}$	$\frac{\tau_m S_f}{2}$	Bilinéaire	Oui
Savioia et al. [105]	$\tau_m \left(\frac{S}{S_\tau} \right) \left[\frac{2.86}{1.86 + \left(\frac{S}{S_\tau} \right)^{2.86}} \right]$	-	$3.5 f_c^{0.19}$	0.051	-	-	-	Non linéaire	Non
Dai et Ueda [111]	$\tau_m \left(\frac{S}{S_\tau} \right)^{0.575}$	$\tau_m e^{-\beta(S-S_\tau)}$	$\frac{-1.575 \alpha K_a}{\left(2.481 \alpha^2 K_a^2 + 6.3 \alpha \beta^2 K_a G_f \right)^{1/2}}$	$\frac{\tau_m}{\alpha K_a}$	$\frac{2 G_f}{\tau_m}$	$\alpha = 0.028 \left(\frac{E_f t_f}{1000} \right)^{0.254}$ $\beta = 0.0035 K_a \left(\frac{E_f t_f}{1000} \right)^{0.34}$ $K_a = \frac{G_a}{t_a}$	$0.7.554 K_a^{-0.449} f_c^{0.343}$	Non linéaire	Oui
Dai et al. [103]	$2BG_f e^{-BS} - e^{-2BS}$	-	$0.5 BG_f$	$0.693 B$		$B = 6.846 (E_f t_f)^{0.108} \left(\frac{G_a}{t_a} \right)^{0.833}$	$0.446 (E_f t_f)^{0.023} \left(\frac{G_a}{t_a} \right)^{-0.352} (f_c)^{0.236}$	Non linéaire	Oui
Lu et al. [4]	$\tau_m \left(\frac{S}{S_\tau} \right)$	$\tau_m \frac{S_f - S}{S_f - S_\tau}$	$1.5 \beta_w f_t$	$0.0195 \beta_w f_t$		$\beta_w = \sqrt{\frac{\left(2.25 - \frac{b_f}{b_c} \right)}{\left(1.25 + \frac{b_f}{b_c} \right)}}$	$0.308 \beta_w^2 \sqrt{f_t}$	Bilinéaire	Non
Wu et Jiang [104]	$\frac{a}{b^2} E_f t_f e^{-\frac{S}{a}} \left(1 - e^{-\frac{S}{a}} \right)$	-	$0.25 E_f t_f \frac{a}{b^2}$	$\frac{S_f}{4}$		$a = 0.094 f_c^{0.026}$ $b = \frac{0.134 \sqrt{E_f t_f}}{\beta_w f_c^{0.082}}$ $\beta_w = \lambda + (1 - \lambda) \frac{b_f}{b_c}$ $\lambda = 1 + 0.222 f_c^{0.304}$	$E_f t_f \frac{a^2}{2b^2}$	Non linéaire	Non
Shi et al. [112]	$\frac{a}{b^2} E_f t_f e^{-\frac{S}{a}} \left(1 - e^{-\frac{S}{a}} \right)$	-				$a = 69.1 E_a^{-0.884} f_c^{0.026}$ $b = \frac{14.8 E_a^{-0.63} \sqrt{E_f t_f}}{\beta_w f_c^{0.082}}$ $\beta_w = \sqrt{\frac{\left(2.25 - \frac{b_f}{b_c} \right)}{\left(1.25 + \frac{b_f}{b_c} \right)}}$	$E_f t_f \frac{a^2}{2b^2}$	Non linéaire	Oui

2.5 Synthèse des modèles numériques des poutres en béton armé renforcées par *FRP*

Récemment, la recherche en génie civil s'est fortement tournée vers la modélisation numérique des poutres en béton armé renforcées par *FRP*. Cette tendance s'explique par les coûts élevés et les contraintes des essais expérimentaux, ainsi que par la flexibilité qu'offre la simulation numérique. Grâce aux avancées des logiciels de simulation des comportements mécaniques, il est possible d'analyser avec précision le comportement des structures renforcées sous diverses conditions de charge.

Hawileh et al. [113] ont étudié le renforcement en flexion des poutres en béton armé à l'aide de *PRF* collés latéralement. Ils ont développé un modèle par éléments finis validé expérimentalement, permettant de prédire avec précision le comportement des poutres renforcées. L'étude a analysé l'impact de plusieurs paramètres (résistance du béton, type et taille du *PRF*, ratio d'armature en acier) et a démontré que le renforcement latéral par *PRF* constitue une alternative efficace au renforcement sous soffite, améliorant la capacité en flexion des poutres, surtout lorsque l'accès au soffite est limité.

Hawileh et al. [114] ont développé des modèles par éléments finis tridimensionnels non linéaires pour analyser le comportement de douze (12) poutres en béton armé de grande hauteur avec ouvertures, renforcées au cisaillement par des plaques *CFRP*. Ils ont utilisé des éléments solides pour le béton, des éléments coques multicouches pour le *CFRP* et des éléments de liaison pour les armatures d'acier. Ces modèles numériques constituent une plateforme fiable pour prédire la performance des poutres avec ouvertures renforcées en cisaillement par des matériaux composites *CFRP*. La comparaison entre les résultats numériques et les données expérimentales issues de la littérature a montré une bonne concordance, validant ainsi l'efficacité du modèle pour reproduire la réponse structurale des poutres, qu'elles soient renforcées ou non.

Ibrahim et Mohammed [115] ont proposé une modélisation des poutres en béton armé renforcées extérieurement par *FRP*, en utilisant la méthode des éléments finis à l'aide du programme ANSYS. L'évaluation de l'exactitude des modèles numériques a été réalisée par comparaison avec les résultats expérimentaux. Les courbes charge-flèche (déplacement) obtenues par l'analyse numérique ont montré une bonne

correspondance avec les données expérimentales, confirmant ainsi la validité du modèle pour la simulation du comportement des poutres renforcées par *FRP*.

De nombreuses études ont été menées pour comprendre et modéliser les mécanismes de décollement dans les poutres en béton armé renforcées par des *FRP*. Camata et al. [116] ont utilisé la mécanique de la rupture non linéaire pour analyser la rupture de l'adhérence des matériaux composites *FRP* collés au béton, montrant que leur modèle reproduit fidèlement la séquence de fissuration observée expérimentalement. Pham et al. [117] ont poursuivi ces recherches en démontrant que les fissures transversales influencent la distribution des contraintes d'adhérence et la propagation du décollement, confirmant ainsi l'intérêt des modèles basés sur la mécanique de la rupture.

Perera et Bueso-Inchausti [118] ont développé une méthode spectrale permettant de traiter de manière unifiée les problèmes statiques et dynamiques des poutres renforcées par *FRP*. Pour simuler la rupture par décollement, ils ont utilisé une loi bilinéaire de glissement-adhérence à l'interface *FRP*-béton. Aussi, Obaidat et al. [119] ont étudié l'effet des modèles d'interface dans la simulation numérique des poutres renforcées par *FRP*, comparant une adhérence parfaite à un modèle cohésif. Ils ont constaté que l'utilisation d'un modèle cohésif permet une meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux en termes de réponse charge-déplacement, de schéma de fissuration et de mode de décollement. Dans cette continuité, Ombres [120] a proposé un modèle local non linéaire basé sur l'analyse du glissement et des contraintes d'adhérence pour prédire le décollement induit par fissuration intermédiaire dans les poutres renforcées par *FRP*. Il a réalisé une étude paramétrique afin d'évaluer l'influence des paramètres géométriques et mécaniques sur ce phénomène.

Parallèlement, Niu et al. [121] ont exploré le décollement causé par des macro-fissures diagonales dans le béton. À travers une modélisation par éléments finis, ils ont montré que la propagation du décollement est principalement due aux mécanismes de rupture en mode II et à l'interaction entre la fissuration du béton et les propriétés interfaciales.

Wang [98, 122, 123] a introduit un modèle *CZM* basé sur la théorie des poutres d'Euler-Bernoulli pour analyser le décollement induit par une fissure de flexion dans les poutres renforcées par *FRP*. Il a étudié trois modèles de glissement-adhérence:

bilinéaire, triangulaire et à endommagement linéaire, et a démontré leur efficacité pour la modélisation du décollement. Houachine et al. [124] ont complété cette approche en développant un modèle combinant un modèle *CZM* et une zone d'interverrouillage de particules afin de mieux représenter l'évolution du décollement à l'interface FRP-béton.

Hadjazi et al. [125] ont développé un modèle analytique bilinéaire permettant d'estimer la répartition des contraintes de cisaillement à l'interface, en prenant en compte l'initiation et la propagation du décollement. En intégrant les déformations de cisaillement et une distribution parabolique des contraintes, leur approche offre une meilleure prédiction de la durée de vie des poutres renforcées par *FRP*, soulignant l'influence des propriétés des matériaux et de l'épaisseur de l'adhésif sur le processus de décollement.

Dans le même contexte, Al-Saawani et al. [126] ont développé un modèle numérique par éléments finis basé sur le modèle *CZM* afin de simuler les défaillances interfaciales des poutres renforcées. En intégrant la mécanique de la rupture, ils ont pu prédire deux modes de rupture principaux: la fissuration intermédiaire et la séparation du revêtement en béton. Leur étude paramétrique a démontré que le rapport portée/hauteur et l'espacement des étriers influencent significativement la capacité portante et le mode de rupture des poutres renforcées.

Dans une approche similaire, Bennegadi et al. [127] ont proposé un modèle *CZM* bilinéaire, tenant compte à la fois du glissement à l'interface et des déformations de cisaillement, souvent négligés dans d'autres modèles. Leur étude a confirmé l'impact des propriétés des matériaux et de l'épaisseur de l'adhésif sur le décollement, avec des résultats bien corrélés aux données expérimentales et numériques. Enfin, afin d'améliorer la précision des prédictions numériques, Bouziadi et al. [128] ont intégré 12 modèles *CZM* dans un modèle par éléments finis à l'aide le programme ANSYS® pour analyser le comportement des poutres renforcées par *CFRP*. Ils ont proposé une version modifiée du modèle bilinéaire pour mieux représenter les mécanismes de décollement interfacial en cisaillement, en prenant en compte la résistance du béton et le module d'élasticité de la résine. Validé sur vingt-trois (23) poutres expérimentales, ce modèle a montré une bonne concordance avec les résultats expérimentaux, renforçant ainsi sa fiabilité pour l'étude du comportement des poutres renforcées par *CFRP*.

2.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a d'abord introduit la méthode des éléments finis, en mettant en avant ses principes fondamentaux et son importance dans la modélisation numérique des structures renforcées par *FRP*. Ensuite, on a présenté le logiciel ANSYS, en détaillant ses fonctionnalités et les différentes phases de simulation, depuis la définition du modèle jusqu'à l'analyse des résultats.

Enfin, on a approfondi la modélisation de l'interface béton-*FRP* en utilisant le modèle *CZM*. On a analysé les différents modèles constitutifs existants, en mettant en évidence leurs formulations et les paramètres clés influençant l'adhérence interfaciale, comme la résistance de liaison et l'énergie de rupture.

L'ensemble des notions abordées dans ce chapitre constitue une base essentielle pour la suite de cette étude, qui portera sur l'implémentation et la validation numérique des modèles par le programme ANSYS®.

Chapitre 3
Modélisation numérique des poutres
renforcées par CFRP avec ANSYS

Chapitre 3 : Modélisation numérique des poutres renforcées par CFRP avec ANSYS

3.1 Introduction

Ce chapitre présente la modélisation numérique d'une poutre en béton armé renforcée par *FRP* à l'aide du programme ANSYS®. L'objectif est de simuler le comportement mécanique de la poutre sous charge de flexion, en prenant en compte les matériaux spécifiques tels que le béton, l'acier de renfort, le *FRP* et l'époxy. Les propriétés de ces matériaux sont intégrées dans le modèle pour analyser leur interaction et leur effet sur la performance de la poutre. Ce chapitre détaille la définition des matériaux, la géométrie de la poutre, ainsi que les conditions aux limites appliquées lors de la simulation. L'approche numérique adoptée permet de comprendre les mécanismes de déformation et de défaillance, offrant ainsi une base solide pour la comparaison avec les résultats expérimentaux.

3.2 Modélisation numérique

3.2.1 Description des poutres testées

Les caractéristiques géométriques et les dispositions des armatures des poutres étudiées sont basées sur les travaux expérimentaux d'Esfahani et al. [1]. Ces poutres en béton armé ont été modélisées en trois dimensions à l'aide de programme ANSYS®. Elles possèdent une longueur de 2000 mm et une section rectangulaire de 150 mm de largeur et 200 mm de hauteur. L'armature longitudinale est composée de deux barres en acier de 12 mm de diamètre disposées dans la zone tendue et de deux barres de 10 mm de diamètre placées dans la zone comprimée. L'armature transversale est constituée d'étriers en acier de 8 mm de diamètre, espacés de 80 mm sur toute la longueur de la poutre, afin d'assurer un bon confinement du béton et de limiter les effets de cisaillement.

Deux configurations de poutres ont été analysées. La première, notée B1, est une poutre de référence sans renforcement par *CFRP*. La seconde, désignée B2, est renforcée par une feuille de matériaux composite de *CFRP* appliquée sur sa face en traction. Cette feuille, mesurant 1400 mm de longueur et 150 mm de largeur, est disposée de manière à

laisser une distance de 100 mm par rapport aux appuis. Ce renforcement vise à améliorer la capacité en flexion de la poutre. Afin d'évaluer leur comportement sous charge, les deux poutres ont été soumises à un essai de flexion en quatre points. La figure 3.1 présente une illustration de la poutre en béton armé renforcée par du *CFRP*. La figure 3.2 montre la modélisation numérique de la poutre B2 à l'aide du programme ANSYS®.

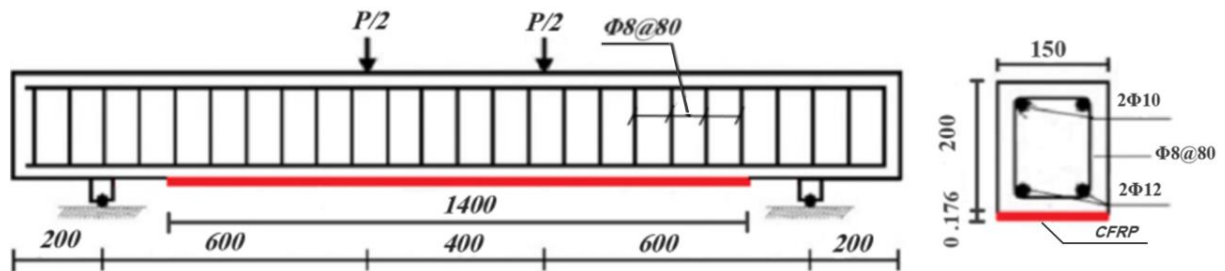


Figure 3.1: Détails de la section transversale et longitudinale de la poutre en béton armé renforcée en flexion par *CFRP* (dimensions en mm) [1].

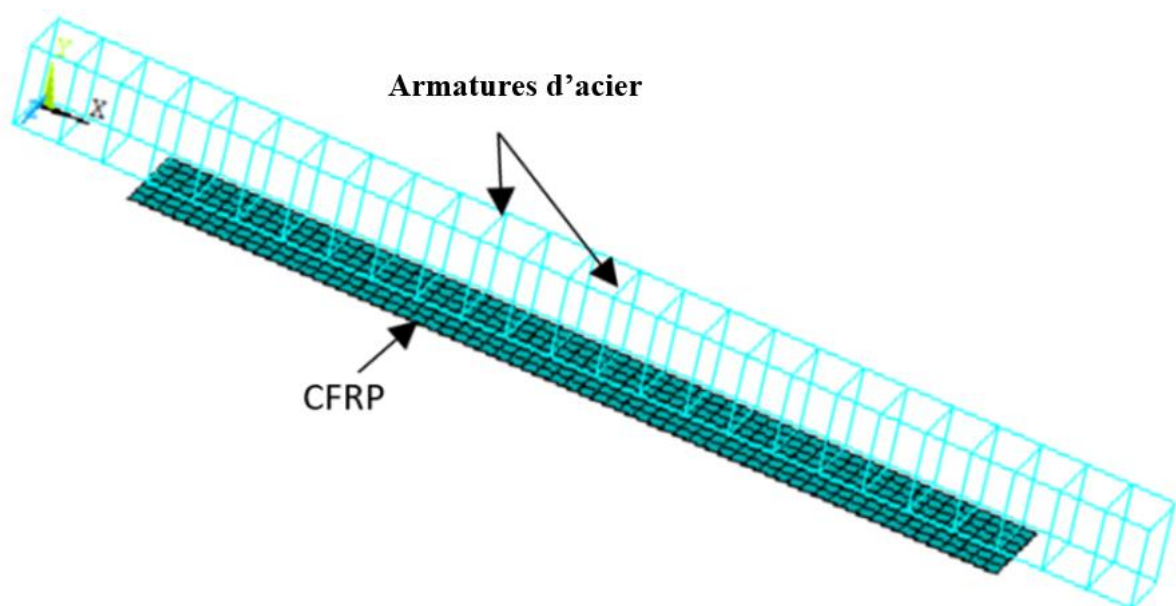


Figure 3.2: Détails structurels de la poutre B2 modélisée par le programme ANSYS®.

3.2.2 Définition des matériaux

Avant d'aborder les propriétés spécifiques des matériaux utilisés dans cette étude, il est essentiel de définir leur rôle et leur importance dans la modélisation des structures renforcées par *CFRP*. Le béton constitue le matériau principal de la poutre, tandis que l'acier d'armature assure la résistance en traction. Enfin, le renfort en *CFRP* et l'époxy

jouent un rôle clé dans l'amélioration des performances mécaniques et la transmission des efforts d'adhérence.

3.2.2.1 Béton

a- Propriétés du béton

Le béton est un matériau composite constitué de ciment, d'eau, d'agrégats et, parfois, d'adjuvants. Ses propriétés mécaniques et physiques sont essentielles pour une modélisation réaliste de la structure. Les principales propriétés du béton utilisées dans la modélisation sont :

- **Résistance à la compression (f_c)**

La résistance à la compression du béton f_c est une propriété essentielle pour la conception et l'analyse des structures en béton. Comme mentionné, elle est généralement mesurée à 28 jours par des essais normalisés sur des éprouvettes cylindriques ou cubiques. Dans le cadre de l'étude d'Esfahani et al. [1], la résistance à la compression du béton est donnée par une valeur de $f_c = 25.2 \text{ MPa}$. Cela indique que, selon leurs tests, le béton utilisé dans leur étude présente une résistance à la compression d'environ 25.2 MPa après 28 jours de durcissement.

- **Module d'élasticité (E)**

Le béton est un matériau élastique jusqu'à la fissuration. Son module d'élasticité dépend de la résistance à la compression est calculé selon l'ACI 440.2R-08 [54], à l'aide de la formule suivante :

$$E_c = 4700\sqrt{f_c} \quad (3.1)$$

- **Résistance en traction (f_t)**

Le béton présente une faible résistance en traction par rapport à sa résistance en compression. Elle est généralement estimée par la relation :

$$f_t = 0.623\sqrt{f_c'} \quad (3.2)$$

- **Coefficient de Poisson (ν)**

D'après les données expérimentales d'Esfahani et al. [1], le coefficient de Poisson ν pour le béton utilisé est égal à 0.20. Cela correspond à la valeur typique du béton, qui se situe généralement dans la plage de 0.15 à 0.20.

b- Type d'élément pour le béton

L'élément utilisé pour modéliser le béton dans le programme ANSYS® est le SOLID65, un élément solide 3D qui prend en charge les comportements non linéaires caractéristiques du béton, tels que la fissuration en traction et la plasticité sous compression. Cet élément est particulièrement adapté pour représenter la déformation du béton dans des conditions réelles de charge.

L'élément SOLID65 possède huit nœuds et permet de simuler la fissuration du béton dans les directions principales, ce qui est essentiel pour capturer les effets de défaillance sous traction. Il peut également modéliser la plasticité dans le béton sous des charges de compression élevées, ce qui permet de simuler l'endommagement du matériau. La capacité de cet élément à prendre en compte la fissuration et la plasticité en fait un choix approprié pour les structures en béton soumises à des charges complexes (Figure 3.3).

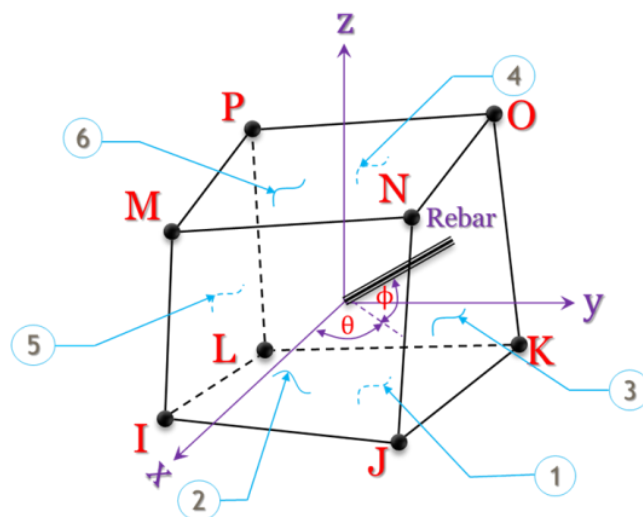


Figure 3.3: Élément SOLID65 [129].

c- Comportement linéaire du béton

Le béton est un matériau considéré comme homogène et isotrope jusqu'à l'apparition des premières fissures. Son comportement élastique linéaire dans la phase non fissurée est pris en compte dans le logiciel ANSYS®[129] à l'aide d'une matrice de rigidité qui relie les contraintes aux déformations.

La matrice de rigidité globale est dans ce cas simplement égale à celle du béton lui-même :

$$[D] = [D^c] \quad (3.3)$$

où :

- $[D^c]$ est la matrice de rigidité du béton isotrope.

La relation entre les contraintes et les déformations s'écrit alors :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \end{Bmatrix} = [D^c] \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} \end{Bmatrix} \quad (3.4)$$

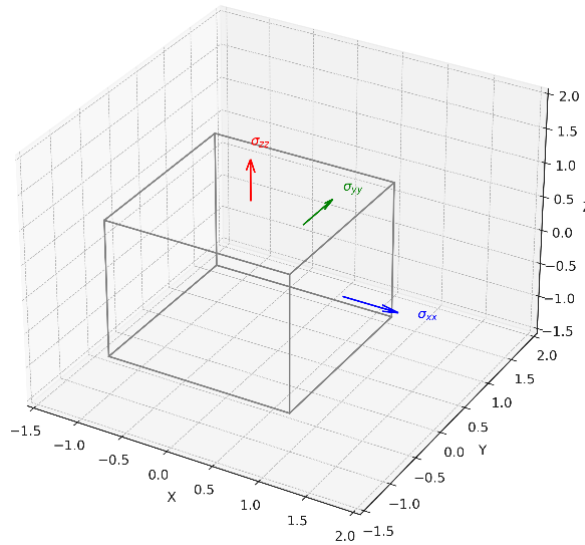


Figure 3.4: Représentation 3D des contraintes principales dans un élément en béton isotrope selon la loi de Hooke.

Dans le cas du béton isotrope, la matrice de rigidité $[D^c]$ est donnée par :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \\ \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

Avec :

E : Module élastique du béton (MPa) ;

ν : Coefficient de Poisson du béton.

d- Comportement non linéaire du béton

Le type d'élément SOLID65, implémenté dans le programme ANSYS®, permet de simuler la rupture du béton en tenant compte de la fissuration et de l'écrasement,

caractérisant ainsi son comportement fragile. L'équation suivante décrit le critère de rupture du béton soumis à un état de contrainte multiaxiale, selon William et Warnke [130]:

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (3.6)$$

où :

- F : est une fonction de l'état des contraintes principales $(\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp})$.
- S : représente la surface de rupture, exprimée en fonction des contraintes principales et de cinq paramètres d'entrée f_t, f_c, f_{cb}, f_1 et f_2 , définis dans le Tableau 3.1.
- f_c : est la résistance en compression uniaxiale.
- $\sigma_{xp}, \sigma_{yp}, \sigma_{zp}$: sont les contraintes principales dans un repère orthonormé.

Tableau 3.1: Caractéristiques mécaniques du béton dans la simulation numérique.

Paramètre	Description
f_t	Résistance ultime en traction uniaxiale
f_c	Résistance ultime en compression uniaxiale
f_{cb}	Résistance ultime en compression biaxiale
σ_h^a	Contrainte hydrostatique
f_1	Contrainte de rupture en charge biaxiale
f_2	Contrainte de rupture en charge uniaxiale

La surface de rupture peut être définie à partir de f_t et f_c , tandis que les trois autres paramètres sont calculés selon les relations suivantes (Figure 3.5) [129, 130] :

$$f_{cb} = 1.2 f_c \quad (3.7)$$

$$f_1 = 1.45 f_c \quad (3.8)$$

$$f_2 = 1.725 f_c \quad (3.9)$$

Ces relations sont valables sous la condition suivante :

$$|\sigma_h| \leq \sqrt{3} f_c \quad (3.10)$$

Avec :

$$\sigma_h = \frac{1}{3} (\sigma_{xp} + \sigma_{yp} + \sigma_{zp}) \quad (3.11)$$

Où σ_h représente l'état de contrainte hydrostatique.

Les phénomènes de fissuration et d'écrasement du béton sont intégrés dans le modèle par éléments finis en utilisant le modèle de béton de Willam et Warnke [130]. Ce

modèle prend en compte les coefficients de cisaillement ouverts et fermés, assignés respectivement à 0.3 et 0.9.

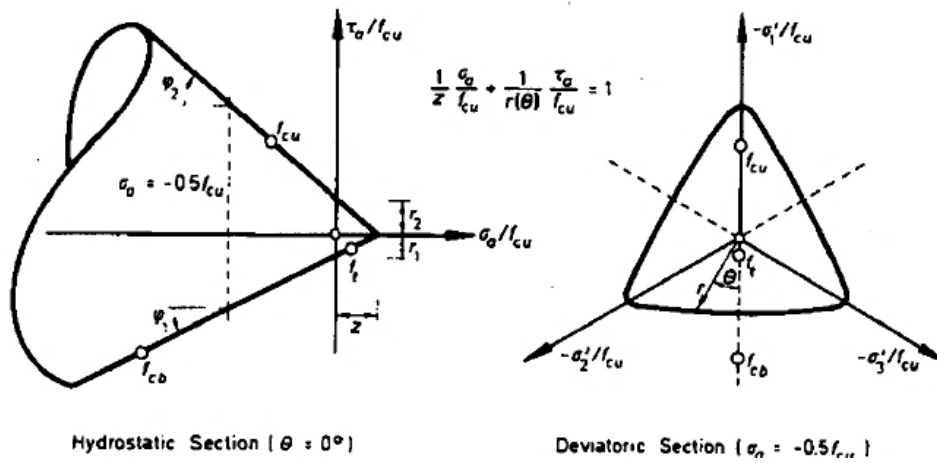


Figure 3.5: Modèle à trois paramètres [130].

La figure 3-6 présente la relation contrainte-déformation utilisée dans cette étude, basée sur le modèle *Simplified Modified Hognestad*, qui est une approximation du modèle de *Hognestad* pour le comportement du béton sous compression. Ce modèle est couramment utilisé dans le programme ANSYS® pour représenter la loi matériau du béton dans les analyses non linéaires par éléments finis.

Description de la courbe

- Point 1: Défini comme $0.3f'_c$, il marque la fin de la phase élastique linéaire du béton et est calculé en utilisant le module d'élasticité E_c .
- Points 2, 3 et 4: Ils se situent dans la zone non linéaire ascendante et sont obtenus à partir de la relation:

$$f_c = f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (3.13)$$

Où ε_0 correspond à la déformation au pic de contrainte et est donnée par :

$$\varepsilon_0 = 1.8 \frac{f'_c}{E_c} \quad (3.13)$$

- Point 5 : Il représente la contrainte maximale f'_c atteinte par le béton ;
- Point 6 à 7 : La courbe atteint une phase stable ou diminue légèrement après le pic, simulant le comportement du béton après son pic de résistance ;

- Points 8 et 9 : Correspondent à la phase post-pic et à l'écrasement du béton, souvent pris à $\varepsilon_{cu}=0.003$ valeur traditionnelle pour le béton non confiné.

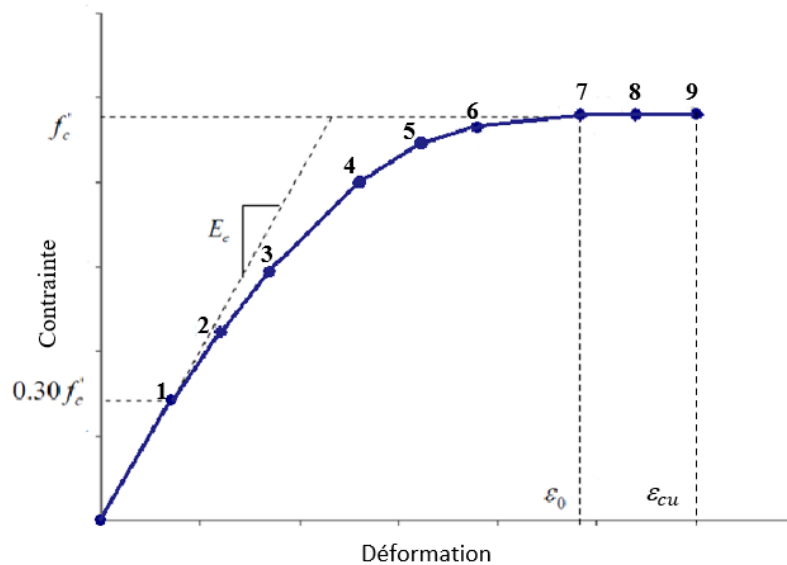


Figure 3.6: Diagrammes contrainte-déformation : Modèle de Hognestad modifié utilisée dans le programme ANSYS® [131].

La figure 3.7 présente un récapitulatif des propriétés du matériau du béton dans le modèle par éléments finis.

Concrete for Material Number 1

	T1	
Temperature	0	
Open Shear Transfer Coef	0.3	β_t
Closed Shear Transfer Coef	0.9	β_c
Uniaxial Cracking Stress	3.13	f_t
Uniaxial Crushing Stress	25.2	f_c
Biaxial Crushing Stress	0	f_{cb}
Hydrostatic Pressure	0	σ_h^a
Hydro Biax Crush Stress	0	f_1
Hydro Uniax Crush Stress	0	f_2
Tensile Crack Factor	0	

Figure 3.7: Propriétés du béton dans le programme ANSYS.

Tableau 3.2: Propriétés mécaniques du béton utilisé dans la MEF.

Matériau	Type d'élément	Propriété	Valeurs
Béton	SOLID65	Résistance à la compression	25.2 MPa
		Résistance en traction	3.13 MPa
		Coefficient de Poisson	0.20
		Module élastique	23.53 GPa
		Contrainte de fissuration uniaxiale non linéaire	3.13 MPa
		Contrainte d'écrasement uniaxiale non linéaire	25.2 MPa

3.2.2.2 Acier

L'acier joue un rôle fondamental dans le renforcement des poutres en béton armé, en assurant leur capacité à résister aux efforts de traction. Dans le modèle par éléments finis, son comportement mécanique est défini par des propriétés spécifiques, notamment la limite d'élasticité, le module de Young et l'allongement à la rupture.

a- Propriétés mécaniques de l'acier de renfort

Les principales propriétés mécaniques utilisées pour la modélisation sont:

- **Module d'élasticité (E_s):** Définit la rigidité de l'acier, généralement autour de 200 GPa.
- **Limite d'élasticité (f_y) :** Correspond à la contrainte à partir de laquelle l'acier commence à se déformer plastiquement.
- **Résistance ultime (f_u):** La contrainte maximale que peut supporter l'acier avant rupture.
- **Coefficient de Poisson (ν):** Généralement pris comme 0.30 pour l'acier.

b- Modèle du comportement de l'acier

Le comportement de l'acier suit une loi élasto-plastique, comme montré sur la figure 3.8. D'abord, l'acier se déforme de manière élastique de façon linéaire jusqu'à atteindre sa limite d'élasticité f_y . Au-delà de cette limite, il entre en phase plastique, où il subit des déformations permanentes. En compression, le même principe s'applique avec une limite f_y . Ce modèle permet de représenter simplement la réponse mécanique de l'acier sous charge.

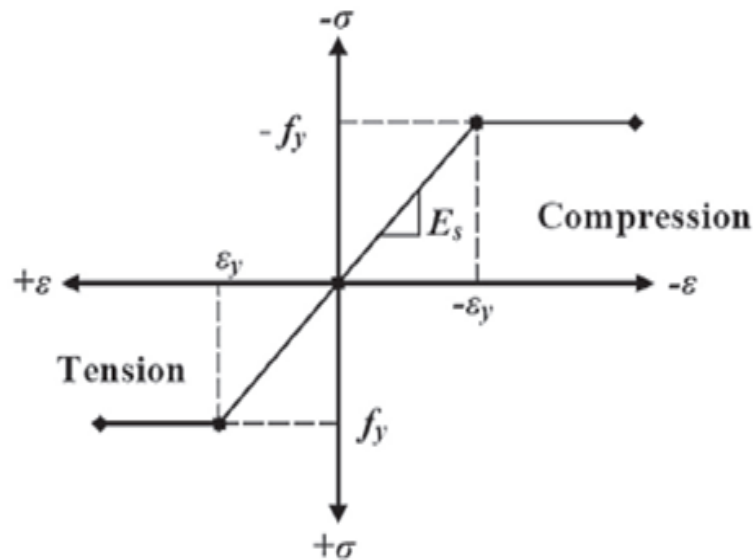


Figure 3.8: Relation contrainte-déformation de l'acier.

c- Type d'élément ANSYS pour l'acier

L'acier de renfort est modélisé à l'aide de l'élément LINK180, qui est un élément unidimensionnel adapté à la représentation des barres d'armature. Cet élément permet de capturer l'effet de la traction et de la compression dans les armatures et est compatible avec le béton modélisé par l'élément SOLID65. L'élément LINK180 est défini par deux nœuds avec six degrés de liberté chacun, permettant ainsi d'analyser le comportement non linéaire du renfort sous charge (Figure 3.9).

Ainsi, la modélisation numérique de l'acier dans le modèle par éléments finis permet de reproduire avec précision son interaction avec le béton, garantissant une simulation fidèle du comportement de la structure sous sollicitation.

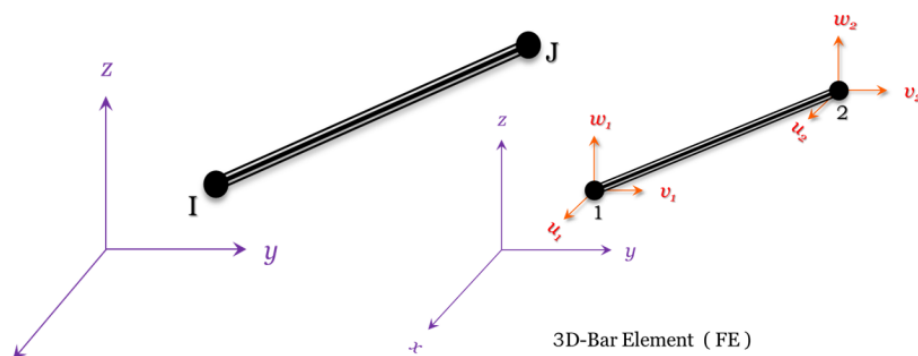


Figure 3.9: Type d'élément LINK180 [129].

La méthode discrète a été utilisée pour modéliser les armatures longitudinales et transversales de la poutre en béton armé (Figure 3.10(a)). Ces armatures ont été reliées aux nœuds adjacents des éléments solides de béton, assurant ainsi un partage des mêmes nœuds entre les deux matériaux [129, 130]. Le tableau 3.3 présente les propriétés mécaniques des armatures d'acier utilisées dans la modélisation à l'aide le programme ANSYS® (Figure 3.11).

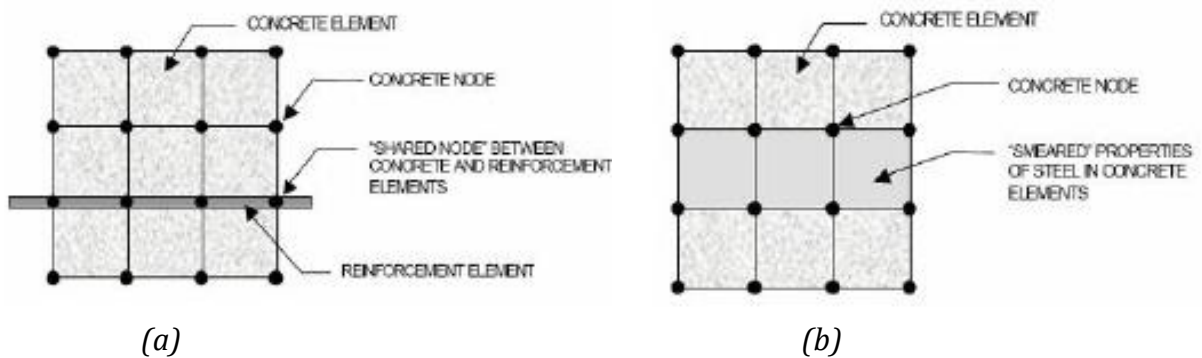


Figure 3.10: Modèles de renforcement : (a) modèle discret; (b) modèle étalé [132].

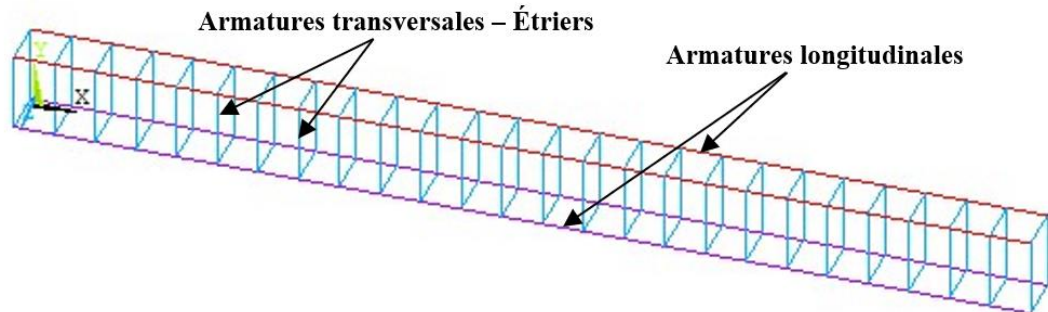


Figure 3.11: Renforcement des armatures à l'aide type d'élément LINK180.

Tableau 3.3: Propriétés mécaniques des armatures en acier utilisées dans la modélisation à l'aide le programme ANSYS®.

Type d'élément	Armatures d'acier	Contrainte de rupture (MPa)	Module élastique (GPa)	Constante réelle (mm ²)
LINK180	Barre de 8 mm	350	210	50.26
LINK180	Barre de 10 mm	365	210	78.54
LINK180	Barre de 12 mm	400	210	113.10

3.2.2.3 CFRP

a- Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques du *CFRP* dépendent essentiellement du type de fibres utilisées (carbone, verre, aramide, etc.) et de la matrice polymère, généralement de l'époxy. Les principales propriétés pour la modélisation sont :

- **Module d'élasticité (E_f)**: Définit la rigidité du *CFRP*, qui peut varier selon le type de fibre. Par exemple, le carbone peut atteindre des valeurs proches de 150 GPa, tandis que le verre est inférieur.
- **Résistance à la traction (f_t)** : La contrainte maximale que le *CFRP* peut supporter avant rupture. La résistance à la traction des fibres de carbone peut dépasser 3000 MPa.
- **Poisson (ν)**: Le coefficient de Poisson pour le *CFRP* est généralement faible (environ 0.20), indiquant une faible déformation transversale sous traction.
- **Allongement à la rupture** : La déformation maximale avant la rupture du *CFRP*. Les *FRP* sont généralement plus rigides que l'acier, avec un allongement à la rupture limité, en particulier pour les fibres de carbone.

Le tableau 3.4 présente les propriétés mécaniques des matériaux composite *CFRP* utilisées dans la modélisation à l'aide le programme ANSYS®.

b- Type d'élément

Dans un modèle par éléments finis, le *CFRP* est généralement modélisé avec type d'élément SOLID185 structuré, qui est un élément solide tridimensionnel. Ce type d'élément est adapté pour simuler les matériaux composites, notamment en tenant compte de la distribution des fibres et de la matrice polymère. Pour les applications des matériaux composites *CFRP*, une modélisation en couches est souvent utilisée pour représenter les différentes orientations des fibres (Figure 3.12).

- Type d'élément SOLID185 structuré permet de définir des propriétés anisotropes et de simuler avec précision les déformations et ruptures du *CFRP* sous traction.
- Les propriétés mécaniques spécifiques du *CFRP* peuvent être ajustées pour modéliser des comportements élastiques et plastiques, en fonction des besoins du projet.

Ainsi, la modélisation du *CFRP* dans un modèle par éléments finis permet de capturer son comportement sous sollicitation, en fournissant une analyse détaillée des

performances de la structure renforcée sans nécessiter de contact explicite avec d'autres matériaux.

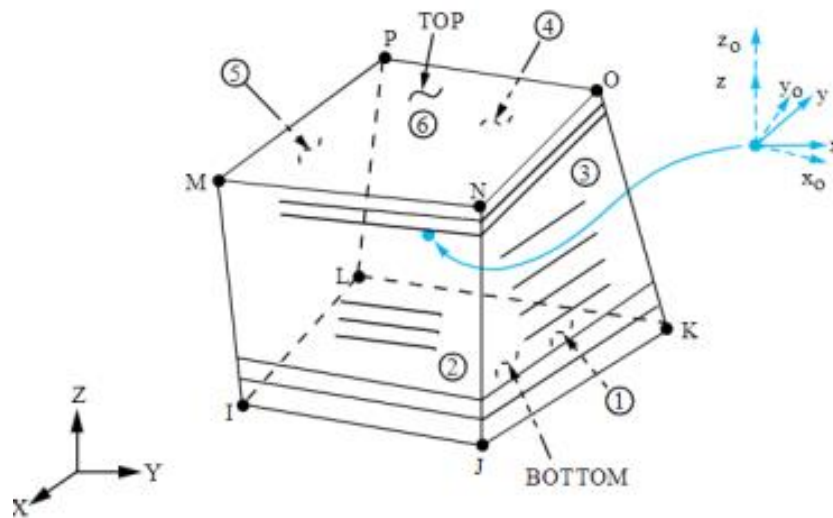


Figure 3.12: SOLID185 structuré [129].

Tableau 3.4: Propriétés mécaniques des matériaux composite CFRP utilisées dans la modélisation à l'aide le programme ANSYS®.

Type d'élément	Propriétés mécaniques
SOLID185 structuré	<i>Orthotropique linéaire</i>
	Module d'élasticité (X) = 237 GPa
	Module d'élasticité (Y) = 237 GPa
	Module d'élasticité (Z) = 237 GPa
	Coefficient de Poisson (XY) = 0.28
	Coefficient de Poisson (YZ) = 0.28
	Coefficient de Poisson (XZ) = 0.28
	Module de cisaillement (YZ) = 92578.125 MPa
	Module de cisaillement (XY) = 92578.125 MPa
	Module de cisaillement (XZ) = 92578.125 MPa
	<i>Isotrope bilinéaire</i>
	Contraintes à la traction=2845 MPa
	Déformation maximale=0.012004219
	<i>Autres propriétés</i>
	Nombre de couches = 1
Épaisseur de chaque couche = 0.176 mm	
Orientation des fibres = 0°	

3.2.2.4 Epoxy

L'époxy est une résine polymère largement utilisée dans la fabrication des matériaux composites, notamment dans les CFRP. Dans les applications de renforcement des structures en béton armé, l'époxy joue un rôle crucial en agissant comme matrice pour les fibres de renfort, assurant la liaison entre les fibres et le béton ou le CFRP. La compréhension de ses propriétés est essentielle pour la modélisation précise du comportement des structures renforcées.

a- Propriétés mécaniques de l'époxy

Les propriétés de l'époxy sont déterminantes pour la performance des CFRP. Elles varient en fonction de la formulation spécifique de la résine, mais les caractéristiques courantes comprennent :

- **Module d'élasticité (E):** Le module d'élasticité de l'époxy est généralement compris entre 2 et 4 GPa, selon la qualité et la formulation de la résine. Ce faible module d'élasticité par rapport aux fibres de renfort signifie que l'époxy est principalement responsable de la transmission de charges entre les fibres.
- **Résistance à la traction (f_t):** L'époxy possède une résistance à la traction qui peut atteindre 70-80 MPa, mais elle reste inférieure à celle des fibres utilisées dans les CFRP.
- **Comportement viscoélastique :** L'époxy présente un comportement viscoélastique à température ambiante, ce qui signifie que sa réponse dépend non seulement de la contrainte appliquée, mais aussi de la durée de l'application de la charge.
- **Comportement thermique :** L'époxy est relativement stable thermiquement, mais sa résistance peut diminuer à des températures élevées (au-dessus de 60°C), ce qui doit être pris en compte dans les applications soumises à des conditions thermiques extrêmes.

b- Type d'élément

Dans les simulations par éléments finis, l'époxy est généralement modélisé à l'aide de l'élément SOLID185, qui permet de représenter le matériau comme un solide tridimensionnel (Figure 3.13). L'époxy est souvent traité comme un matériau élastique linéaire dans un premier temps, bien que des comportements non linéaires puissent être inclus selon les exigences de la simulation. Pour représenter l'époxy dans le programme

ANSYS® avec SOLID185, un matériau isotrope est généralement utilisé, avec les propriétés mécaniques spécifiques de la résine.

En utilisant type d'élément SOLID185, la modélisation de l'époxy dans des structures renforcées par les matériaux composites *CFRP* permet de reproduire le comportement réel de la matrice polymère. Ce modèle permet également de simuler l'interaction de l'époxy avec les fibres de renfort et le béton, assurant ainsi une analyse précise du comportement global de la structure renforcée sous charge.

Le tableau 3.5 présente les propriétés mécaniques de la résine utilisée dans la modélisation à l'aide le programme ANSYS®.

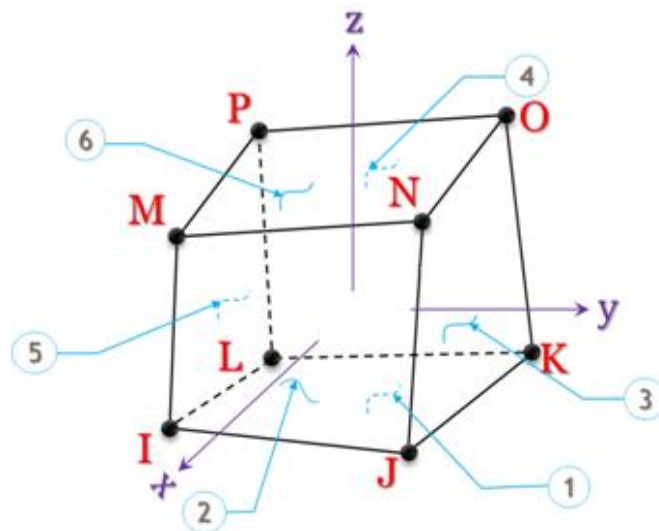


Figure 3.13: SOLID185 [129].

Tableau 3.5: Propriétés mécaniques de la résine utilisée dans la modélisation à l'aide du programme ANSYS®.

Type d'élément	Propriétés mécaniques
SOLID185	<i>Isotrope linéaire</i>
	Module d'élasticité = 11.2 GPa
	Coefficient de Poisson = 0.21
	<i>Isotrope bilinéaire</i>
	Contraintes à la traction = 45 MPa
	Module tangent = 0

La figure 3.14 représente la modélisation numérique par le programme ANSYS® de l'interface entre la résine et le béton ; et entre *CFRP* et la résine.

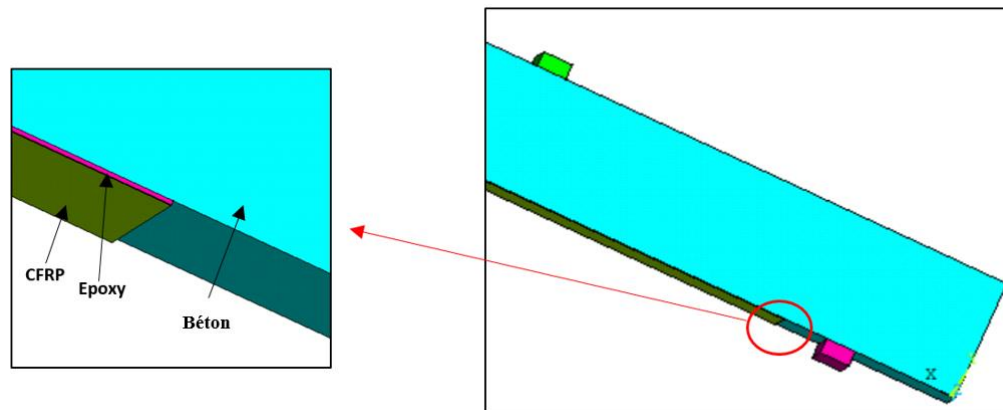


Figure 3.14: Modélisation de l'interface résine-béton et CFRP-résine.

3.2.3. Plaques de chargement et appuis

L'élément type SOLID185 joue un rôle clé dans le programme ANSYS® pour modéliser le comportement des plaques en acier de chargement et de supports (appuis). Comportant huit nœuds, chacun avec trois degrés de liberté (translations dans les directions x, y et z), type d'élément SOLID185 est particulièrement adapté à la simulation d'une large gamme de comportements matériels, notamment la plasticité, l'hyperélasticité, la rigidité des contraintes, le fluage, les grandes déflexions et les grandes déformations. Cette polyvalence le rend particulièrement adapté pour représenter avec précision les réponses complexes des plaques en acier sous différentes charges mécaniques. Pour les simulations impliquant des plaques en acier, le programme ANSYS® nécessite de les définir comme des matériaux élastiques isotropes linéaires, comme précisé dans le tableau 3-6.

Tableau 3.6 : Propriétés mécaniques de plaques de chargement et appuis utilisée dans la modélisation à l'aide le programme ANSYS®.

Type d'élément	Propriétés du matériau
SOLID185	Module d'élasticité = 200 GPa
	Coefficient de Poisson = 0.30

3.3 Modélisation des contacts et des interactions entre les matériaux

Dans cette section, les contacts et les interfaces entre les matériaux constituant de la poutre sont définis.

Dans cette étude, la modélisation des interfaces entre les différents matériaux a été réalisée en utilisant les éléments de contact CONTA174 et TARGE170 (Figure 3.15), afin d'assurer une interaction appropriée entre le béton et les plaques d'appui, ainsi qu'entre le béton et les plaques de chargement. De même, ces éléments de contact ont été appliqués pour représenter l'interface entre le *FRP* et la résine, garantissant une liaison cohérente entre ces matériaux. Cependant, pour analyser en détail le comportement de l'interface entre la résine et le béton, des modèles *CZM* ont été intégrés afin de capturer les mécanismes de décollement et d'endommagement progressif. Cette approche permet une meilleure compréhension des interactions interfaciales et de leurs effets sur la réponse globale de la poutre renforcée par *CFRP*.

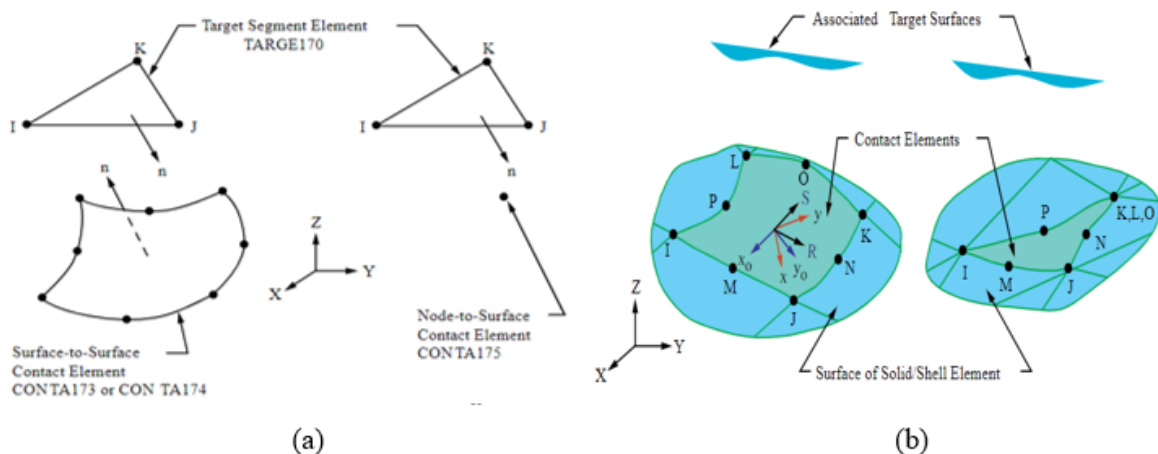


Figure 3.15: Géométrie de contact : (a) TARGE170 ; (b) CONTA174 [129].

3.4 Maillage

Le maillage constitue une étape fondamentale dans le processus d'analyse par éléments finis réalisé à l'aide du programme ANSYS®, car il a un impact direct sur la précision des résultats et la stabilité numérique de la simulation. Un maillage structuré de type carré a été adopté dans cette étude afin de garantir une répartition homogène des éléments et de limiter les erreurs numériques associées à une mauvaise discrétisation.

Une analyse de sensibilité au maillage a été menée afin d'évaluer l'influence de la taille des éléments sur la convergence des résultats. Après plusieurs tests comparatifs, une taille de maillage de 25 mm a été identifiée comme étant la plus appropriée. Ce choix permet d'obtenir un compromis optimal entre précision des résultats et coût computationnel, tout en assurant une représentation fidèle du comportement

mécanique du modèle. La configuration finale du maillage est illustrée dans la figure 3.16.

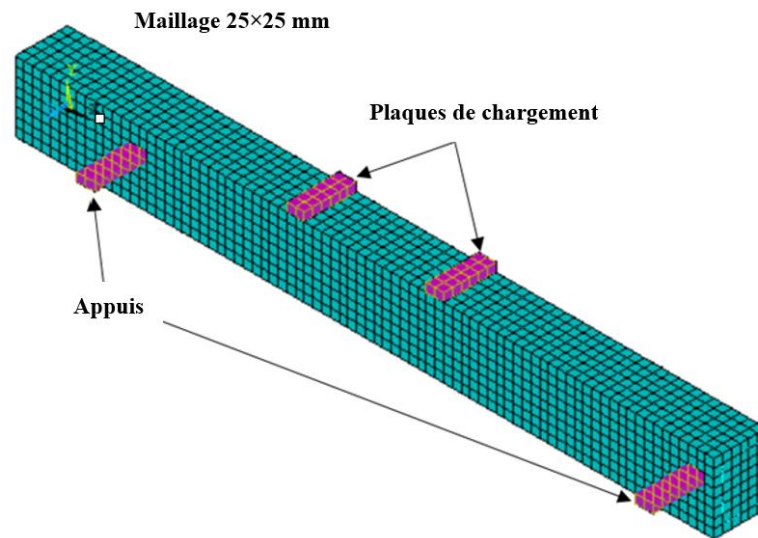


Figure 3.16: Maillage et configuration du modèle numérique de la poutre B2 à l'aide du programme ANSYS®.

3.5 Conditions aux limites

Les charges et les conditions aux limites appliquées à la poutre renforcée par le matériau composite *CFRP* sont illustrées dans la figure 3.17. Dans cette étude, la charge totale est appliquée de manière incrémentale, divisée en plusieurs paliers de charge successifs. La convergence de chaque incrément est assurée par des itérations d'équilibre selon la méthode de Newton-Raphson, en respectant des tolérances prédéfinies. Le programme ANSYS® utilise un système de gestion automatique du pas de charge, nécessitant la définition de valeurs maximales et minimales pour le pas de charge. Concernant les appuis, différentes contraintes sont appliquées :

- **Appui droit** : Une ligne de nœuds est contrainte selon l'axe Z , limitant ainsi les déplacements dans les directions Y et Z ($U_Y = U_Z = 0$). Cette configuration autorise uniquement la translation le long de l'axe X et la rotation autour de l'axe Z .
- **Appui gauche** : Une ligne de nœuds est également contrainte selon l'axe Z , mais cette fois, les déplacements sont restreints dans les trois directions X , Y et Z ($U_X = U_Y = U_Z = 0$), ne laissant ainsi que la possibilité d'une rotation autour de l'axe Z .

La charge est appliquée à une ligne de nœuds située le long de l'axe Z des plaques de chargement. Chaque nœud supporte une fraction de la charge totale, déterminée en

divisant la charge appliquée par le nombre total de nœuds sur cette ligne dans la direction Z.

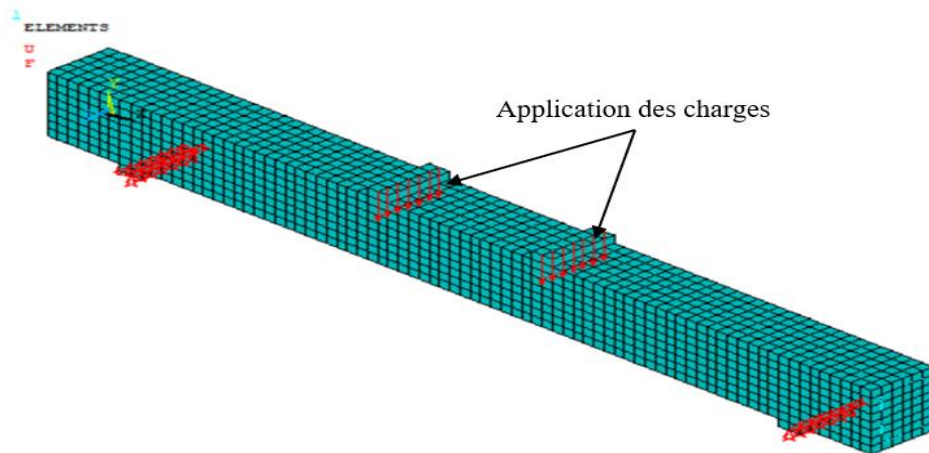


Figure 3.17: Modèle numérique de la poutre (B2) avec les conditions aux limites à l'aide du programme ANSYS®.

3.6 Conclusion

Ce chapitre a présenté en détail la modélisation numérique de la poutre renforcée par *CFRP* à l'aide le programme ANSYS®. Tout d'abord, les propriétés des matériaux, y compris celles du béton, de l'acier, du *CFRP* et de l'époxy, ont été définies afin d'assurer une représentation fidèle du comportement mécanique de chaque composant. Ensuite, le maillage a été optimisé afin de garantir un bon équilibre entre précision et coût de calcul. Les conditions aux limites et le chargement ont été appliqués conformément aux conditions expérimentales pour reproduire fidèlement la réponse structurelle.

Un point essentiel de cette modélisation concerne la définition du contact entre les différents matériaux. Le modèle de contact entre l'époxy et le béton a été étudié sous deux hypothèses : l'adhérence parfaite et l'utilisation du modèle *CZM* pour simuler le décollement interfacial progressif. Enfin, les critères de rupture ont été définis afin d'analyser les modes de défaillance, notamment le décollement de l'interface époxy-béton et le comportement ultime de la poutre.

Chapitre 4

Résultats et discussion

Chapitre 4 : Résultats et discussion

4.1 Introduction

Ce chapitre présente et analyse les résultats obtenus à partir de la modélisation numérique des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites *CFRP*. Dans un premier temps, la validation du modèle numérique est effectuée en comparant les résultats des modèles *CZM* avec les données expérimentales. L'objectif est d'identifier le modèle le plus représentatif du comportement réel des poutres renforcées.

Ensuite, une analyse approfondie des modes de fissuration, des contraintes de Von Mises et des distributions des contraintes et des déformations est réalisée afin de mieux comprendre les mécanismes d'endommagement et de rupture des poutres renforcées.

Une étude paramétrique est ensuite menée pour évaluer l'influence de plusieurs paramètres clés sur le comportement des poutres renforcées, notamment la résistance à la compression du béton, le diamètre des armatures en acier en traction, la longueur et l'épaisseur des *CFRP*, ainsi que le module d'élasticité de la résine. Ces analyses permettent de mieux appréhender les interactions entre ces paramètres et leur impact sur la capacité portante et la ductilité des poutres renforcées.

Enfin, le modèle est développé en intégrant des modifications basées sur les observations des résultats précédents. En particulier, une amélioration du modèle de Lu est proposée, avec l'introduction du diamètre des armatures en tant que nouveau paramètre influençant la réponse mécanique des poutres renforcées. Ces ajustements visent à affiner la précision du modèle numérique et à mieux représenter le comportement réel des poutres renforcées par *CFRP*.

4.2. Validation du modèle

La validation du modèle numérique a été réalisée en comparant les valeurs de charge ultime des différents modèles de poutres en béton armé avec les données expérimentales. Le tableau 4.1 présente les résultats pour la poutre de contrôle en béton

armé (B1) et la poutre en béton armé renforcée par les matériaux composites *CFRP* (B2) en utilisant différentes approches de modélisation, notamment le modèle de liaison parfaite et sept modèles *CZM*.

Le comportement global d'une poutre en béton armé est divisé en trois phases principales, qu'elle soit renforcée par FRP ou non. Ce comportement est schématisé sur la figure 4.2 :

- une première phase linéaire élastique correspond au comportement des poutres non fissurées,
- une deuxième phase linéaire correspondant au comportement de service des poutres fissurées. L'effet d'un renforcement par composite produit une rigidification.
- une troisième phase plastique correspondant au comportement de plastification de l'armature tendue constituant le renfort interne. La poutre en BA a alors une rigidité très faible. Par contre, la poutre renforcée par composite continue à reprendre des efforts supplémentaires avec une rigidité proportionnelle à l'épaisseur de la plaque en composite ou au nombre de plis utilisés.

La charge ultime pour la poutre de contrôle expérimentale (B1) est de 49.45 kN, tandis que le modèle numérique a prédit une charge de 49.84 kN, comme montré dans la figure 4.1, avec une déviation de 0.79%. Pour la poutre en béton armé renforcée par *CFRP* (B2), le modèle de liaison parfaite a prédit une charge ultime de 64.596 kN, avec une déviation de 5% (Figure 4.2). Parmi les modèles *CZM*, l'utilisation du modèle de Brosens et Van Gemert [107] a prédit une charge ultime de 62.70 kN, avec une déviation de 2,04% par rapport aux données expérimentales.

Le modèle *CZM* de Nakaba et al. [106] a prédit une charge ultime de 63.96 kN, avec une déviation de 4%. Le modèle *CZM* de Lu et al. [4] a prédit une charge ultime de 61.76 kN, avec une déviation de 0.50%. Le modèle *CZM* de Savoia et al. [105] a prédit une charge ultime de 63.50 kN, avec une déviation de 3%. Le modèle *CZM* de Brosens [109] a prédit une charge ultime de 64.27 kN, avec une déviation de 4.6%. Le modèle *CZM* de Wu et Jiang [104] a donné une charge ultime de 62.15 kN, avec une déviation de 1.14%, et le modèle *CZM* de Monti et al. [110] a montré une charge maximale atteinte de 64.50 kN, avec une déviation de 5% (Figures 4.3 et 4.4).

Comme illustré dans la figure 4.3, le modèle *CZM* bilinéaire de Lu et al. [4] montre la correspondance la plus proche aux résultats expérimentaux, prédisant une charge

ultime de 61.76 kN avec une déviation minimale de 0.50 %, ce qui en fait le plus précis parmi les modèles *CZM*. Cette comparaison met en évidence l'efficacité du modèle *CZM* bilinéaire de Lu et al. [4] pour simuler la réponse des poutres en béton armé renforcées par de *CFRP* en flexion.

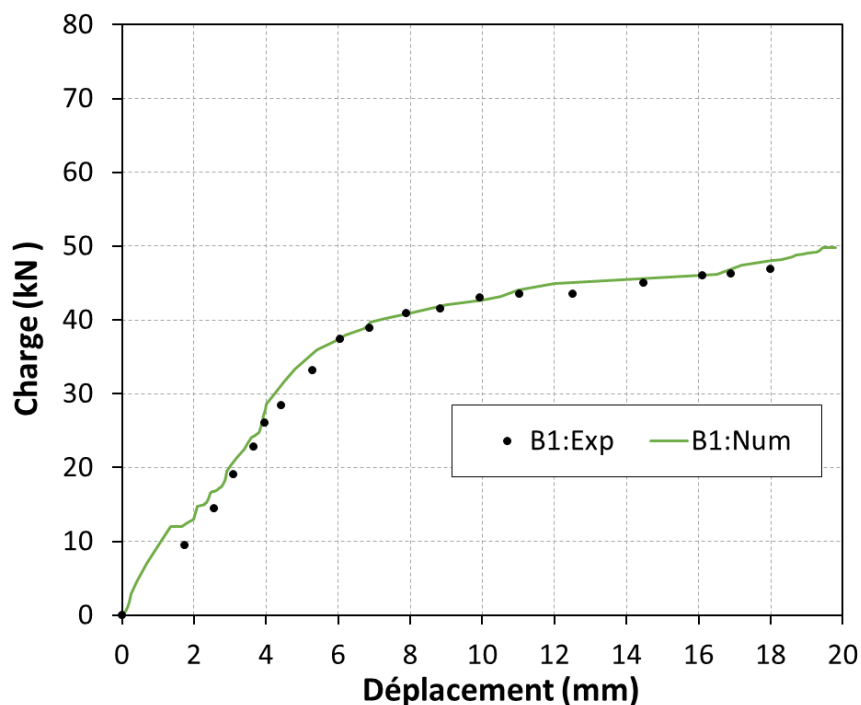


Figure 4.1: Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques de la poutre B1.

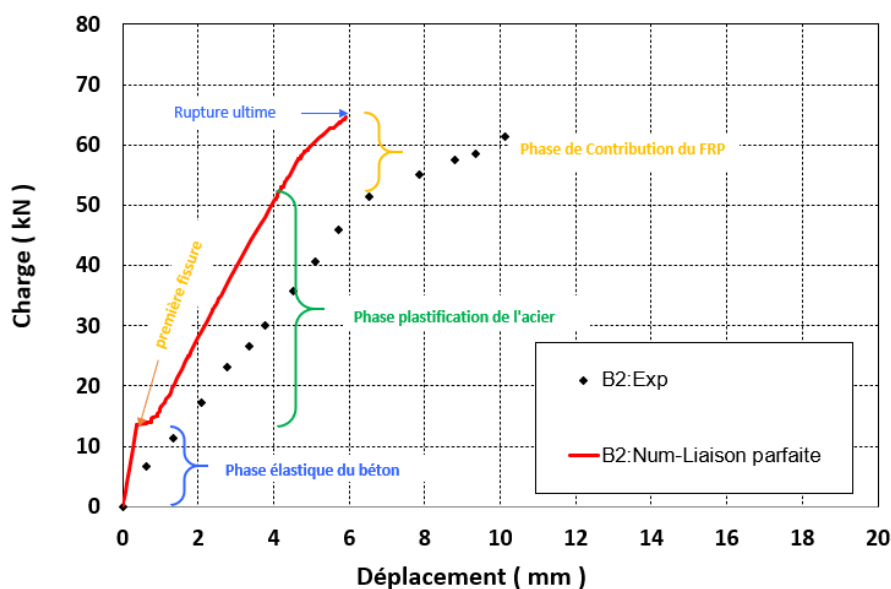


Figure 4.2: Comparaison entre résultats expérimentaux et numériques en utilisant liaison (contact) parfaite de la poutre B2 renforcée par *CFRP*.

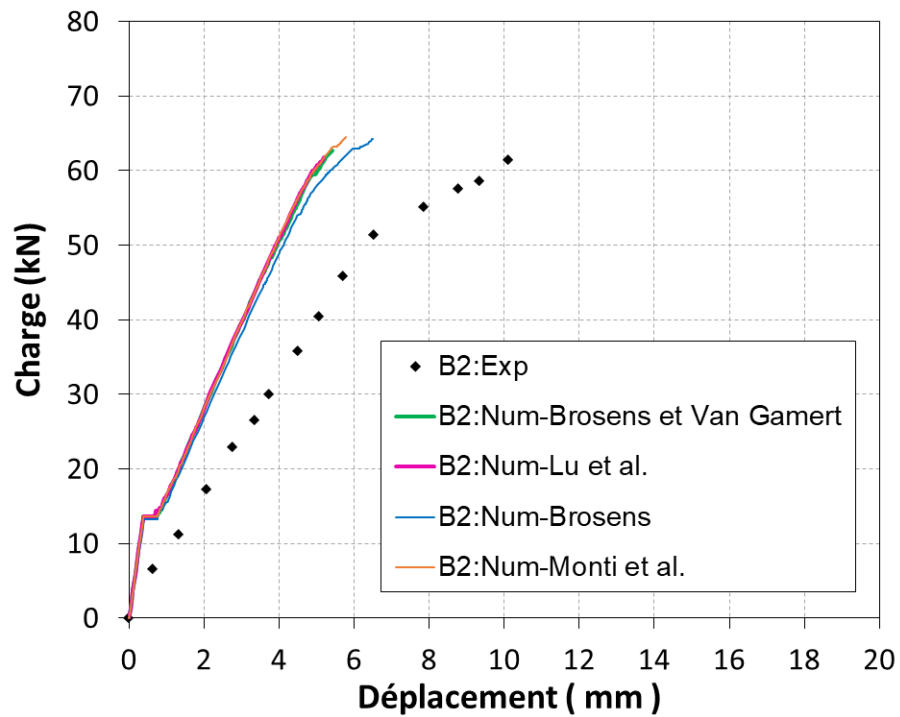


Figure 4.3: Comparaison entre résultats expérimentaux et simulations numériques en utilisant les modèles *CZM* de la poutre B2 renforcée par *CFRP*.

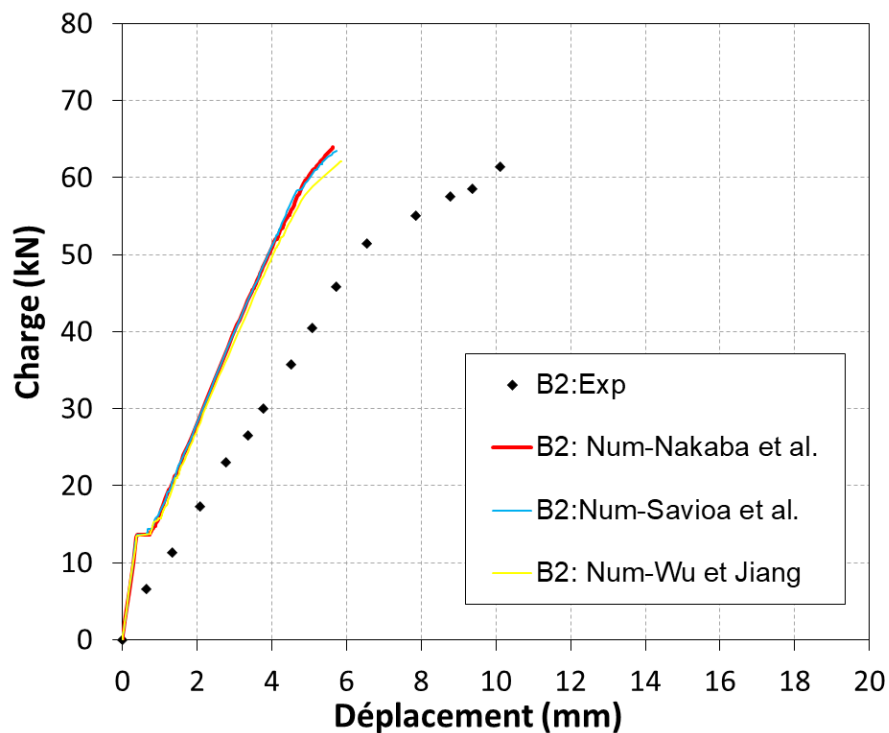


Figure 4.4: Comparaison entre résultats expérimentaux et simulations numériques avec modèles *CZM* non linéaires de la poutre B2 renforcée par *CFRP*.

Tableau 4.1: Validation du modèle numérique.

Modèles des poutres	Charge ultime (kN)		Rapport
	Exp.	Num.	Exp.-Num. /Exp.(%)
B1	49.45	49.84	0.78
B2 : Liaison parfait	61.45	64.59	5.11
B2 : Brosens et Van Gemert [107]	61.45	62.70	2.04
B2 : Nakaba et al. [106]	61.45	63.96	4.08
B2 : Lu et al. [4]	61.45	61.76	0.50
B2 : Savoia et al. [105]	61.45	63.50	3.33
B2 : Brosens [109]	61.45	64.27	4.60
B2: Wu et Jiang [104]	61.45	62.15	1.14
B2: Monti et al. [110]	61.45	64.50	4.97

4.3 Calcul selon le code ACI 440.2R-08

Le calcul de la charge ultime P_u et du moment nominal M_n a été réalisé conformément aux recommandations de code ACI 440.2R-08 [54]. L'approche adoptée prend en compte l'équilibre des forces internes et la contribution du des matériaux composites CFRP.

4.3.1 Détermination de la profondeur de l'axe neutre

La profondeur de l'axe neutre C est obtenue à partir de l'équilibre des forces de compression et de traction dans la section de la poutre en béton armé renforcée par matériaux composites :

$$C = \frac{A_s f_s + A_f f_{fe}}{0.85 f'_c \beta_1 b} \quad (4.1)$$

Avec :

$A_s = 226 \text{ mm}^2$ (section d'armatures en acier tendu) ;

$f_s = 365 \text{ MPa}$ (limite élastique d'armatures en acier) ;

$A_f = 26.4 \text{ mm}^2$ (section du CFRP) ;

$f_{fe} = 2844 \text{ MPa}$ (contrainte effective du CFRP) ;

$f'_c = 25.2 \text{ MPa}$ (résistance en compression du béton) ;

$b = 150 \text{ mm}$ (largeur de la poutre en béton armé) ;

$\beta_1 = 0.85$ (coefficient du béton).

En appliquant ces valeurs, la profondeur de l'axe neutre est égale à 57.7 mm.

4.3.2 Calcul du moment nominal M_n

Le moment nominal M_n est calculé selon la formule suivante :

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \quad (4.2)$$

Avec :

$$d = 166 \text{ mm}$$

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$\psi_f = 0.85$$

Après application des valeurs numériques :

$$M_n = 22.87 \text{ kN.m}$$

En tenant compte du facteur de réduction de résistance $\varphi = 0.9$, le moment ultime est donné par la formule suivante :

$$M_u = \varphi M_n \quad (4.3)$$

$$M_u = 20.58 \text{ kN.m}$$

4.3.3 Détermination de la charge ultime P_u

Dans un essai en flexion quatre points, la charge ultime P_u est calculée selon la relation suivante :

$$M_u = 300 P_u \quad (4.4)$$

D'où :

$$P_u = \frac{M_u}{300}$$

$$P_u = \frac{20.58}{300} = 68.61 \text{ kN}$$

La charge ultime calculée selon le code ACI 440.2R-08 [54] est de 68.53 kN, tandis que la charge expérimentale rapportée par Esfahani et al. [1] est de 61.45 kN, et la charge obtenue numériquement avec le modèle CZM de Lu et al. est de 61.76 kN. Le code ACI 440.2R-08 prédit la charge ultime de 11.5 % par rapport aux essais expérimentaux et de 11 % par rapport aux résultats numériques. Malgré cette légère prédiction, les valeurs restent relativement proches, indiquant que le code ACI 440.2R-08 fournit une estimation fiable et conservatrice de la capacité portante des poutres en béton armé renforcées par les *CFRP*.

4.4 Modes de fissuration

La figure 4.5 présente le modèle numérique des fissures pour la poutre en béton armé renforcée par les *CFRP* (B2) sous chargement. La simulation révèle que la première fissure en flexion apparaît sous une charge de 13.67 kN. Avec l'augmentation de la charge, la structure subit une propagation importante des fissures ainsi qu'un écrasement du béton, atteignant sa charge ultime à 61.76 kN.

La figure 4.6 compare les modes de fissuration obtenus numériquement avec ceux observés expérimentalement. Les fissures visibles sur les poutres testées correspondent étroitement aux prédictions du modèle numérique par éléments finis à l'aide le programme ANSYS®. L'utilisation du modèle *CZM* bilinéaire de Lu et al. [4] permet de reproduire avec précision le comportement de fissuration observé expérimentalement, en identifiant à la fois l'emplacement et la propagation des fissures. La similitude entre les résultats expérimentaux et numériques confirme que le modèle capture fidèlement la distribution des contraintes et l'initiation des fissures sous charge.

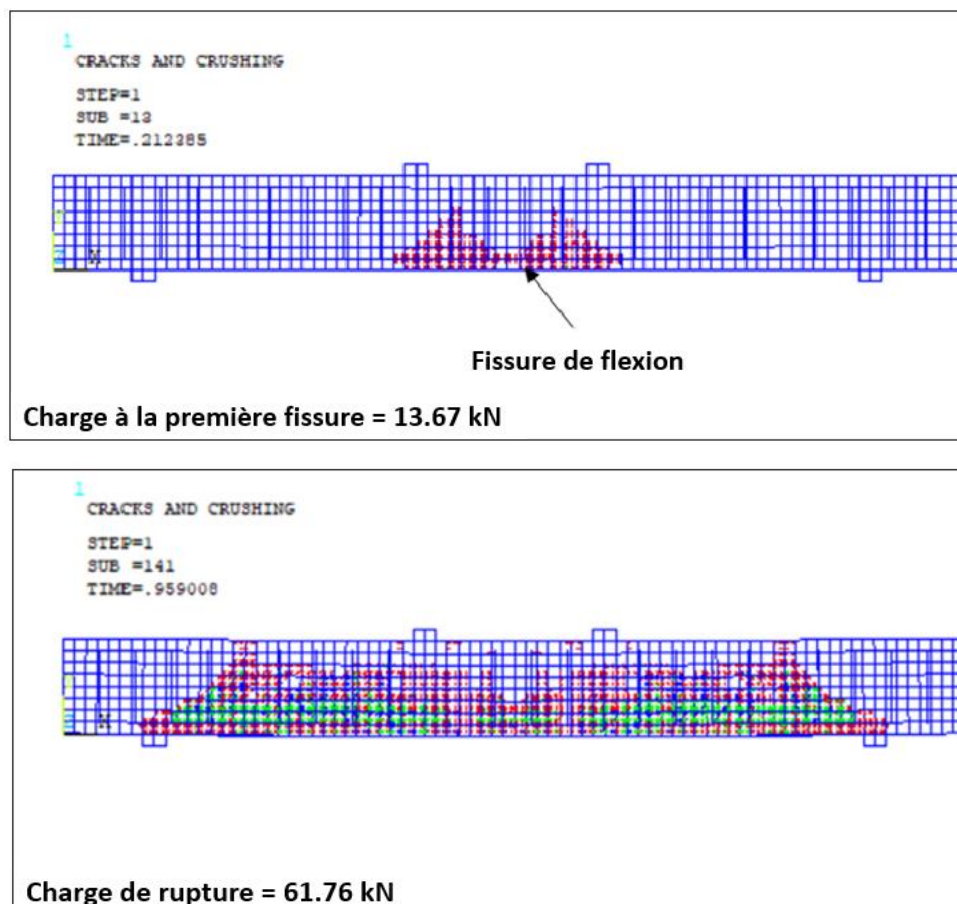


Figure 4.5: Mode de fissuration numérique de la poutre B2 obtenu par MEF à l'aide du programme ANSYS®.

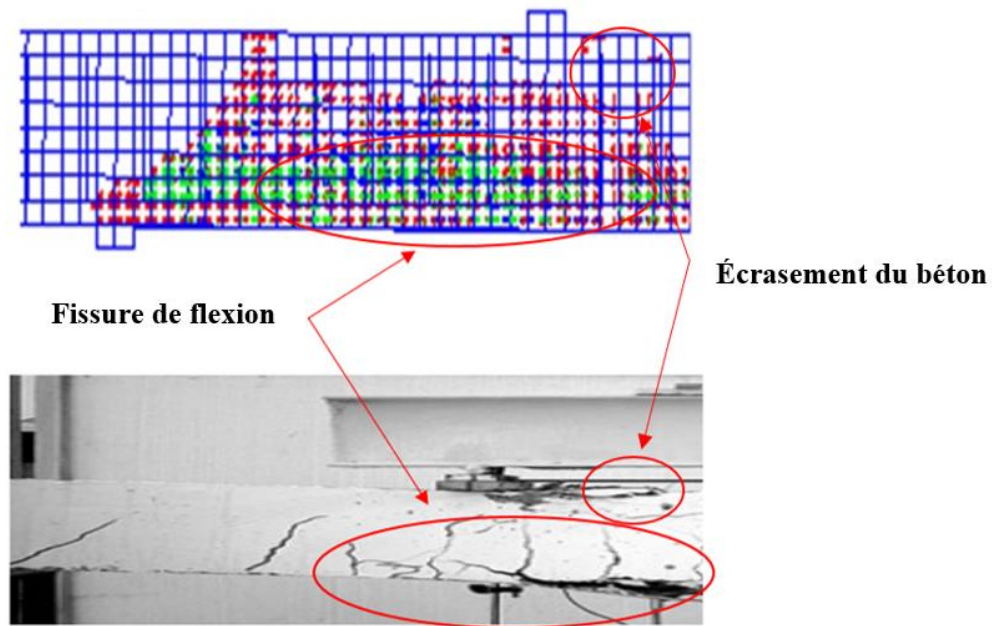


Figure 4.6: Comparaison des modes de fissuration entre les modèles par éléments finis et la poutre B2.

4.5 Analyse du statut de contact à la charge de rupture

L'analyse du statut de contact à la charge de rupture révèle une évolution progressive de la délamination entre la résine et le béton (Figure 4.7). La carte des états de contact indique que la majeure partie de l'interface est en adhérence complète (rouge), confirmant que le renforcement supportait encore les charges avant la rupture. Cependant, des zones de glissement partiel (orange/jaune) apparaissent, traduisant une perte progressive d'efficacité de l'interface, tandis que des zones de séparation totale (bleu) sont visibles, principalement près des extrémités ou sous les charges appliquées, signalant l'initiation de la rupture.

Ces résultats confirment la pertinence de l'utilisation du modèle *CZM* dans la modélisation numérique, car ils reproduisent fidèlement l'évolution des mécanismes de délamination observés expérimentalement.

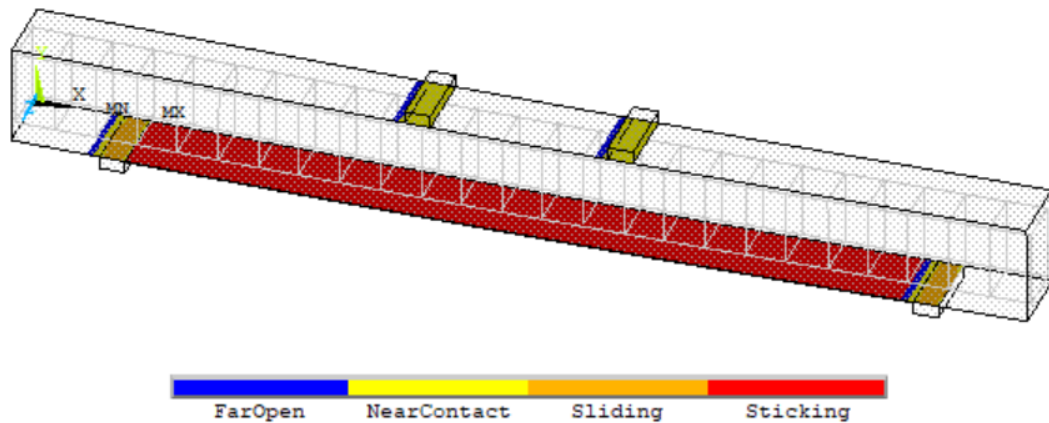


Figure 4.7: État de contact entre la résine et le béton.

4.6 Distribution des contraintes totales de contact à l'interface béton-résine

La figure 4-8 montre la distribution des contraintes totales de contact à l'interface entre le béton et la résine dans le modèle numérique à l'aide du programme ANSYS®. Cette représentation permet d'identifier les zones où les efforts de liaison sont les plus élevés et où le risque de décollement est le plus prononcé. On observe que les contraintes de contact sont maximales aux extrémités de la plaque des *CFRP*, ce qui est cohérent avec les phénomènes de concentration de contraintes souvent observés expérimentalement. La répartition des contraintes diminue progressivement vers la zone centrale de la plaque, indiquant que l'adhérence est plus sollicitée aux extrémités du *CFRP*. Cette analyse est essentielle pour comprendre le comportement de l'interface et l'efficacité du modèle *CZM* dans la simulation du décollement progressif du *CFRP*.

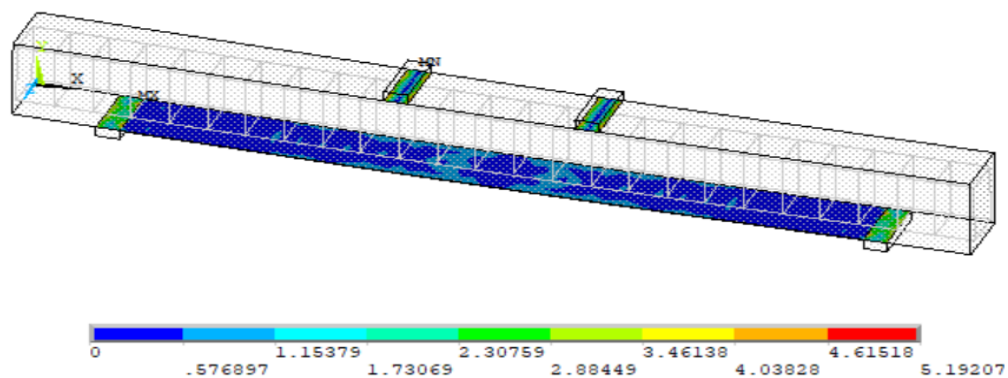


Figure 4.8: Distribution des contraintes totales de contact à l'interface béton-résine.

4.7 Analyse de la distance de glissement à l'interface béton-résine

La figure 49 montre les résultats de la distance de glissement au niveau du contact entre le béton et la résine, ce qui permet d'analyser le phénomène de décollement de la résine du béton. Les résultats montrent que la valeur maximale de glissement est d'environ 0.0234 mm, ce qui reste relativement faible. On observe que le glissement est plus prononcé vers les extrémités de la résine et dans certaines zones intermédiaires, ce qui correspond aux régions où la contrainte de cisaillement est la plus élevée. Cette distribution du glissement est cohérente avec un comportement de décollement progressif du *CFRP* sous l'effet du chargement.

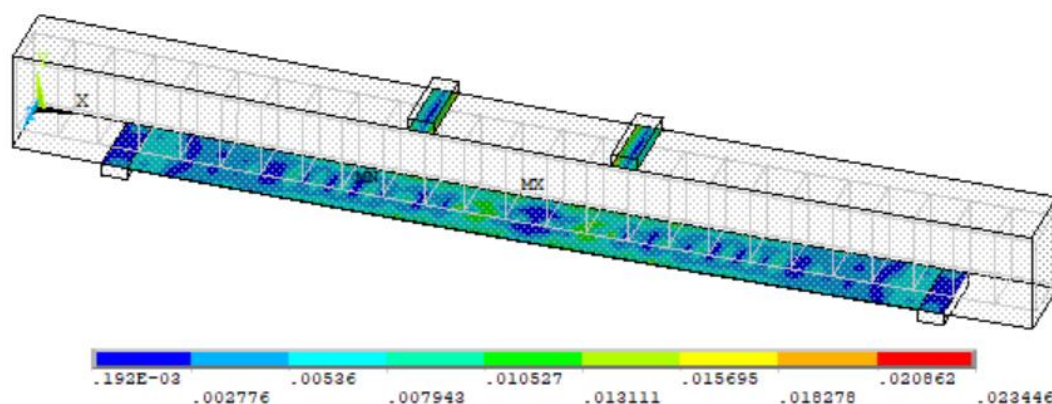


Figure 4.9: Répartition de la distance de glissement au niveau de l'interface béton-résine.

4.8 Critères de rupture

Dans le programme ANSYS®, les critères de rupture sont essentiels pour évaluer le comportement des matériaux composites et des structures en béton armé sous charge. Ces critères définissent le seuil au-delà duquel un matériau est considéré comme défaillant, que ce soit par plastification, rupture ou autres formes de dégradation. Pour les matériaux ductiles comme l'acier, le critère de Von Mises est couramment utilisé pour prédire la plastification. En revanche, pour les matériaux fragiles tels que le béton, la rupture est généralement déterminée par l'atteinte d'une contrainte ou d'une déformation critique, entraînant la fissuration ou l'écrasement du matériau.

Dans la poutre de référence en béton armé (B1), la rupture est principalement causée par la plastification des armatures en acier sous traction, ce qui est bien prédit par le critère de Von Mises. Cependant, pour la poutre renforcée en flexion par un

laminé *CFRP* (B2), où le modèle *CZM* est employé, le processus de rupture est plus complexe. Dans ce cas, la rupture débute par le décollement interfacial entre la résine époxy et le béton, qui se produit avant même la plastification des armatures d'acier. Après ce décollement, l'acier atteint sa limite d'élasticité, et la phase finale de rupture est caractérisée par l'écrasement du béton lorsque sa déformation critique est atteinte.

4.8.1 Contraintes de Von Mises

Les contraintes de Von Mises sont un paramètre essentiel utilisé en mécanique des matériaux pour évaluer si un matériau se déforme plastiquement sous une charge donnée. Il s'agit d'une valeur scalaire dérivée du tenseur de contraintes, qui combine les effets des trois contraintes principales en une seule valeur pouvant être directement comparée à la limite d'élasticité du matériau. Cette approche est particulièrement utile pour prédire la rupture des matériaux ductiles, où la déformation plastique survient généralement avant une fracture fragile.

Dans le cas de la poutre en béton armé renforcée par *CFRP* (B2) et soumise en flexion (Figure 4.10), l'analyse des contraintes de Von Mises fournit des informations clés sur les mécanismes potentiels de défaillance. Le béton, avec une résistance à la compression de 25.2 MPa, présente une contrainte de Von Mises de 20.37 MPa, ce qui indique qu'il fonctionne dans des limites sûres et qu'il est peu probable qu'il échoue. Cependant, l'armature en acier affiche une contrainte de Von Mises de 404.283 MPa, ce qui dépasse légèrement sa limite d'élasticité de 400 MPa. Cela suggère que l'acier a déjà commencé à se déformer plastiquement, ce qui en fait probablement le facteur critique dans la défaillance de la poutre. La déformation plastique de l'acier garantit un mode de défaillance ductile, caractérisé par une déformation avant toute défaillance catastrophique.

La résine, avec une contrainte de Von Mises de 40.201 MPa, et les matériaux composites *CFRP*, avec une contrainte de Von Mises de 680.52 MPa, fonctionnent toutes deux proches de leurs limites respectives. Cela indique qu'elles contribuent efficacement à la performance structurale de la poutre.

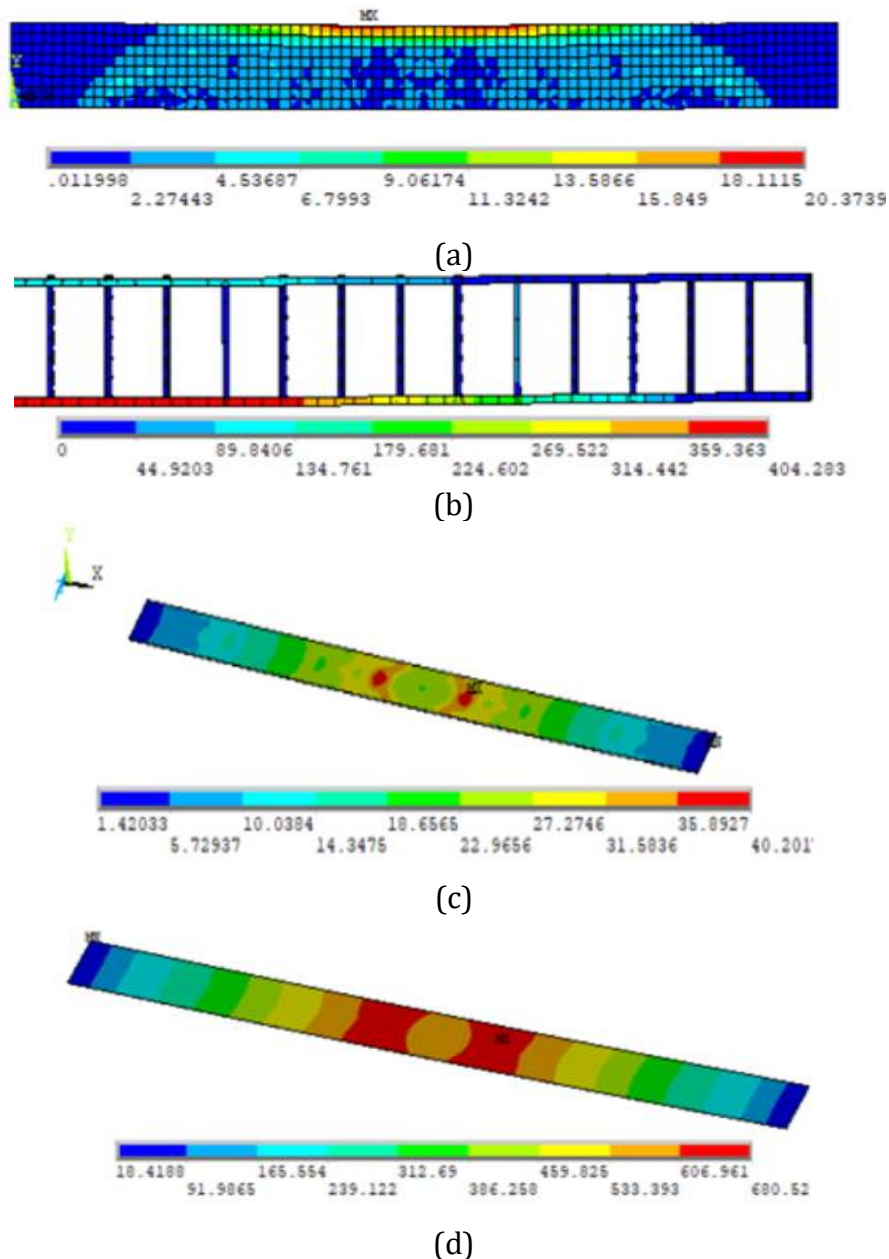


Figure 4.10: Contraintes de Von Mises dans la poutre B2. (a) béton ; (b) armatures d'acier ; (c) résine ; (d) *CFRP*.

4.8.2 Distributions des contraintes et des déformations

Les distributions des contraintes et des déformations dans une poutre en béton armé renforcée par *CFRP* (B2) peuvent fournir des informations cruciales sur le comportement des différents matériaux sous des conditions de charge ultime, comme illustré dans les figures 4.11, 4.12, 4.13 et 4.14.

Pour le béton, la distribution des contraintes normales révèle une gamme de contraintes compressives et de traction, avec des contraintes compressives plus élevées

concentrées au niveau de la fibre supérieure de la poutre et des contraintes de traction à la fibre inférieure.

La distribution des déformations suit un schéma similaire, indiquant des déformations maximales au niveau des fibres supérieures et inférieures.

Dans l'armature d'acier en traction, des concentrations de contraintes sont observées dans des zones spécifiques, avec des contraintes de traction importantes le long des barres d'armature d'acier. Les distributions des déformations montrent des déformations localisées correspondant aux concentrations de contraintes.

La résine et le *CFRP* présentent des distributions de contraintes de cisaillement et de déformations qui mettent en évidence l'interaction entre les matériaux, avec des contraintes de cisaillement concentrées près des extrémités le *CFRP* et une distribution plus uniforme dans la région centrale.

Ces distributions sont essentielles pour comprendre la performance et les mécanismes de défaillance de la poutre renforcée par les matériaux composites, assurant ainsi que la conception améliore efficacement la capacité structurelle.

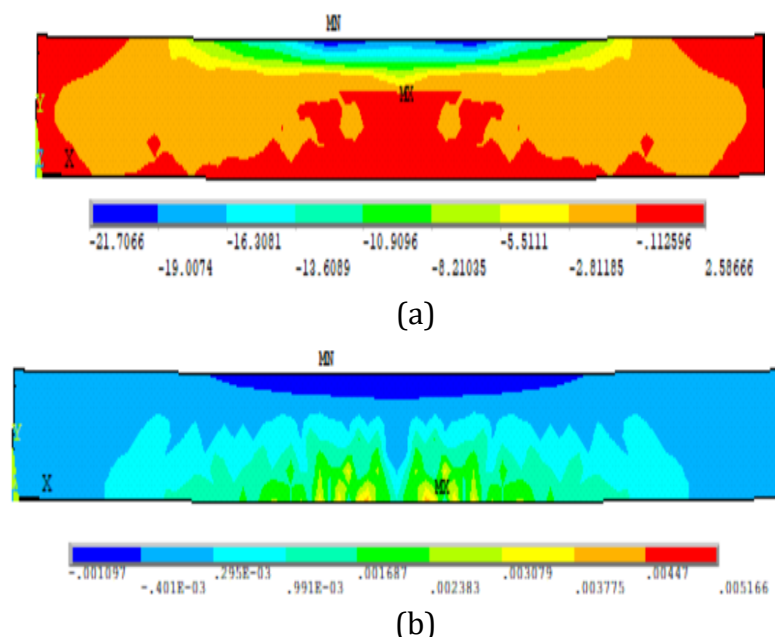


Figure 4.11: Distribution des contraintes et des déformations dans le béton pour la poutre B2 : (a) Contrainte normale à la charge ultime (σ_x) (MPa) ; (b) Déformation normale à la charge ultime (ϵ_x)

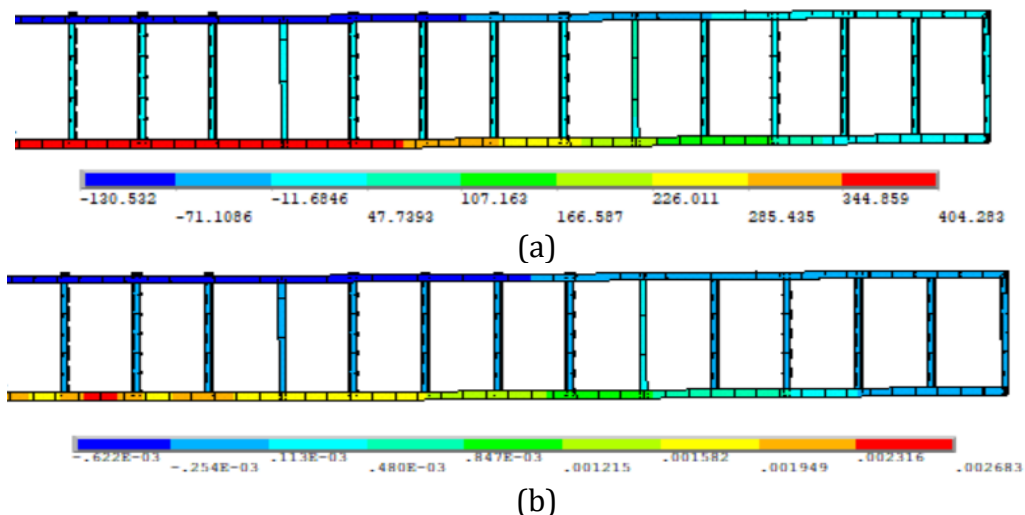


Figure 4.12: Distribution des contraintes et des déformations dans l'armature d'acier pour la poutre B2 : (a) Contrainte normale à la charge ultime (σ_x) (MPa) ; (b) Déformation normale à la charge ultime (ϵ_x).

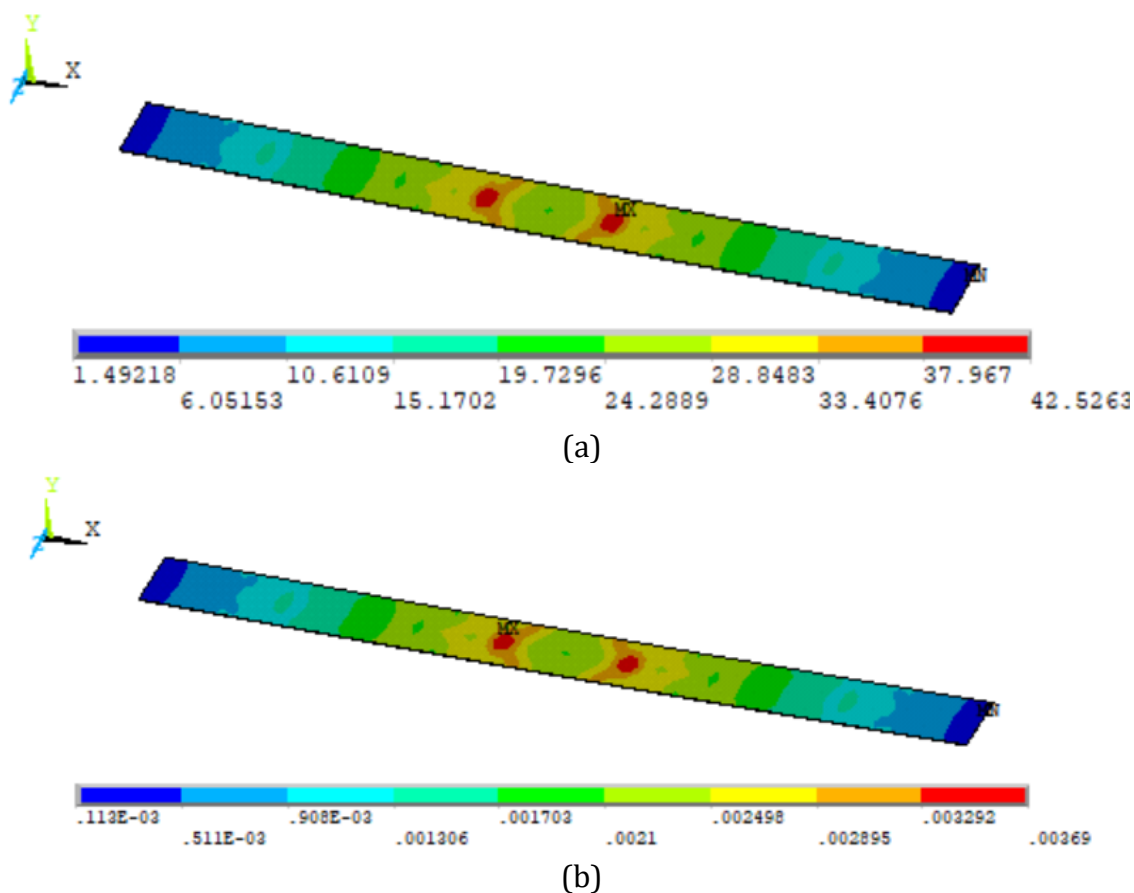


Figure 4.13: Distribution des contraintes et des déformations dans la résine pour la poutre B2. (a) Contrainte de cisaillement à la charge ultime (τ_{xy}) (MPa) ; (b) Déformation de cisaillement à la charge ultime (ϵ_{xy}).

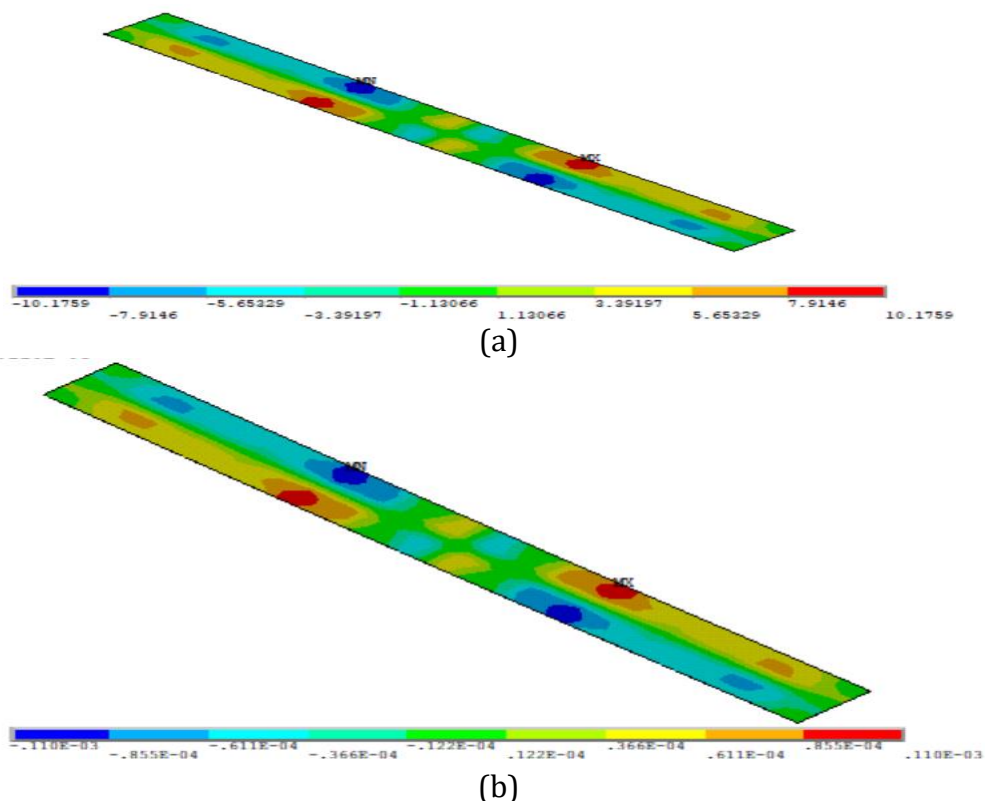


Figure 4.14: Distribution des contraintes et des déformations dans *CFRP* pour la poutre B2: (a) Contrainte de cisaillement à la charge ultime (τ_{xy}) (MPa) ; (b) Déformation de cisaillement à la charge ultime (ϵ_{xy})

4.9 Etude paramétrique

4.9.1 Effet de la résistance à la compression du béton

Après la validation du modèle de zone cohésive bilinéaire de Lu et al. [4], une étude paramétrique est réalisée pour analyser l'impact de la résistance à la compression du béton sur le comportement des poutres en béton armé renforcées en flexion par *CFRP*. La résistance à la compression varie par paliers de 5 MPa, avec des modèles créés pour des valeurs de 20, 25.2, 30, 35, 40, 45 et 50 MPa.

Les résultats de cette étude (Figure 4.15) montrent que l'augmentation de la résistance à la compression du béton entraîne une hausse de la charge ultime et de la flèche en milieu de portée. Par exemple, une poutre en béton armé renforcée par *CFRP* avec une résistance à la compression de 50 MPa supporte une charge maximale d'environ 88.2 kN, tandis que celle de 20 MPa atteint environ 53 kN. La flèche au milieu de la portée augmente également avec la résistance à la compression. Ce phénomène

s'explique par une amélioration des propriétés du béton, qui devient plus dense et capable de supporter des charges plus élevées avec une rigidité accrue. Toutefois, cette rigidité accrue induit une plus grande déformation sous les charges croissantes, ce qui entraîne une flèche plus importante.

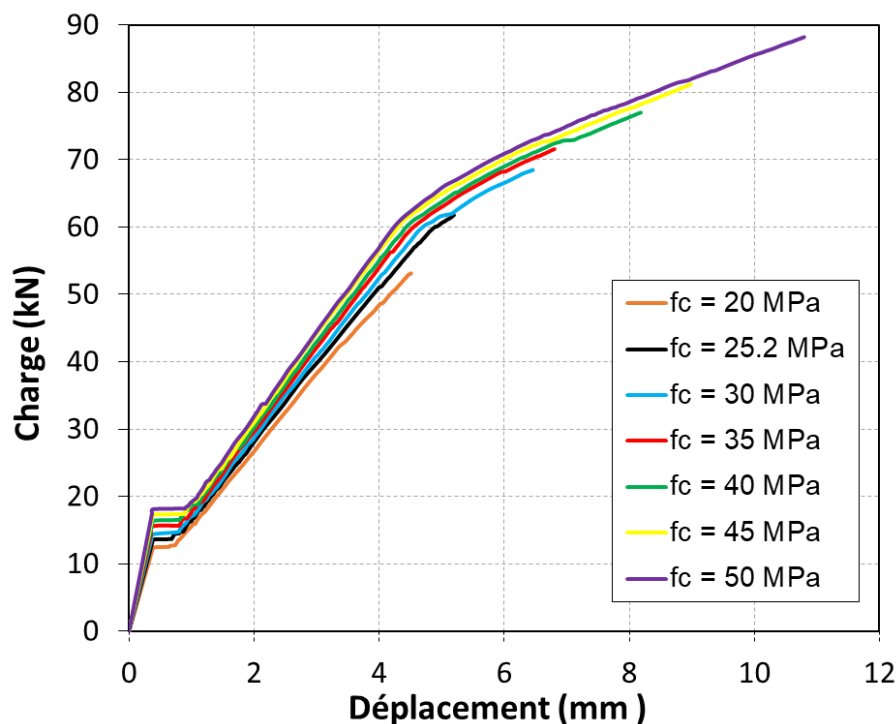


Figure 4.15: Courbes charge-déplacement au milieu de la portée de la poutre B2 avec différentes résistances à la compression du béton.

4.9.2 Effet du diamètre des armatures en acier en traction

Une étude paramétrique supplémentaire est menée afin d'analyser l'influence du diamètre des armatures d'acier en traction (10, 12, 14, 16 et 18 mm) sur le comportement de la poutre en béton armé renforcée en flexion par les matériaux composites *CFRP*.

Les résultats, illustrés dans la figure 4.16, montrent qu'une augmentation du diamètre des armatures d'acier améliore la capacité portante de la poutre renforcée par *CFRP* (B2). Par exemple, la poutre avec un diamètre de 18 mm atteint une charge maximale d'environ 79 kN, tandis que celle avec un diamètre de 10 mm ne dépasse pas 54.6 kN. Toutefois, une diminution de la flèche en milieu de travée est observée avec l'augmentation du diamètre des armatures. En effet, les poutres avec des armatures de plus grand diamètre présentent une déformation moindre sous charge

comparativement à celles avec des diamètres plus réduits. Ce comportement s'explique par la rigidité accrue apportée par les armatures plus épaisses, ce qui renforce la capacité portante de la poutre tout en limitant sa déformation. Ainsi, l'augmentation du diamètre des armatures en traction améliore la résistance à la flexion et réduit la déformabilité de la poutre, même sous des charges élevées.

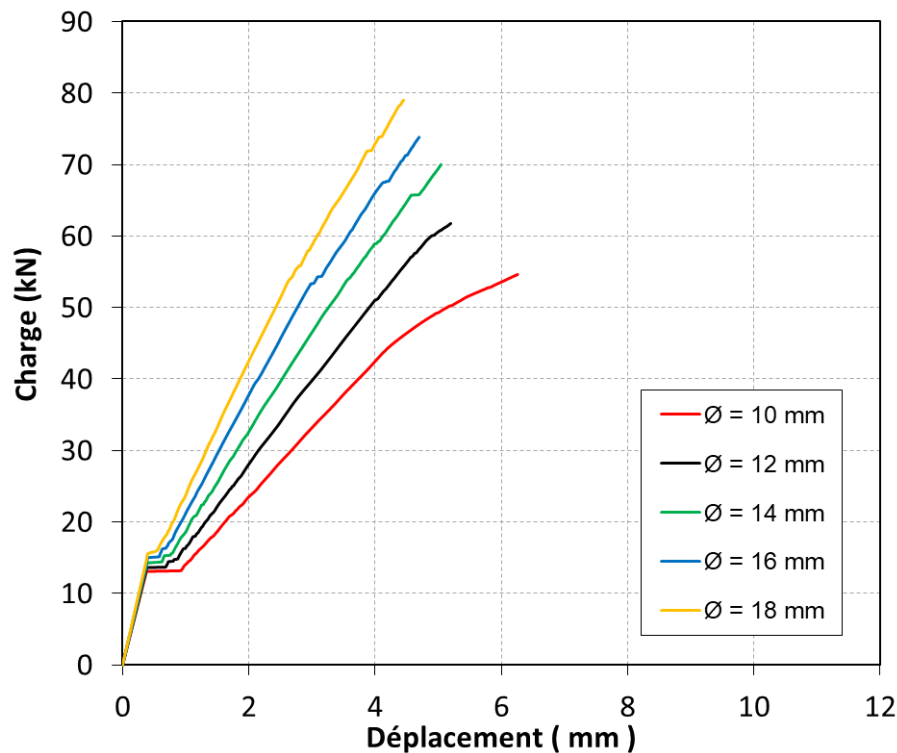


Figure 4.16: Courbes de charge et de flèche au milieu de la portée de la poutre B2 pour différents diamètres des armatures d'acier en traction.

4.9.3 Influence de la longueur du CFRP

L'efficacité des poutres en béton armé renforcées en flexion par les CFRP dépend largement de la longueur de ces feuilles. Cette étude examine l'impact de trois longueurs CFRP (1100, 1400 et 2000 mm) sur le comportement des poutres renforcées (B2).

Comme le montre la figure 4.17, la rigidité des poutres est presque identique à une charge de 13 kN. Cependant, au-delà de ce point, la poutre renforcée avec des feuilles de CFRP de 2000 mm présente une rigidité plus importante que celle avec des feuilles de 1100 mm. Cette amélioration de la rigidité peut être expliquée par l'extension des feuilles de CFRP au-delà de la zone de moment maximal, optimisant ainsi l'efficacité dans la zone critique.

Toutes les poutres renforcées ont subi un échec de décollement en raison des contraintes de cisaillement élevées aux extrémités de *CFRP*. Les caractéristiques de la résine utilisée jouent un rôle clé dans ce décollement. De plus, le graphique montre que la poutre avec *CFRP* de 2000 mm atteint une charge maximale plus élevée que celles avec des *CFRP* de 1100 et 1400 mm. En somme, il est clair que la longueur de *CFRP* influence de manière significative à la fois la rigidité et la résistance des poutres renforcées par les matériaux composites *CFRP*.

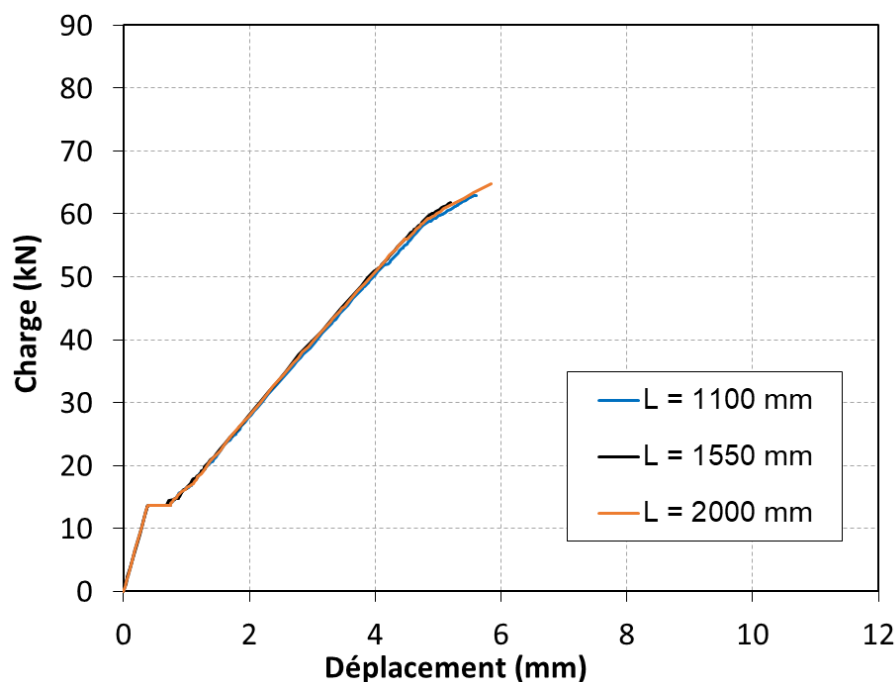


Figure 4.17: Courbe de charge-déplacement au milieu de la portée de la poutre B2 pour différentes longueurs de *CFRP*.

4.9.4 Influence de la largeur du *CFRP*

La figure 4.18 représente l'effet de la largeur des *CFRP* sur le comportement en flexion d'une poutre renforcée par *CFRP*, à travers trois variantes : 50 mm, 100 mm et 150 mm. Globalement, l'augmentation de la largeur du *CFRP* améliore la capacité portante et réduit le déplacement sous charge. La poutre renforcée avec 150 mm de *CFRP* atteint la charge maximale la plus élevée, 61.76 kN, suivie de la variante à 100 mm avec environ 59.92 kN, tandis que celle avec 50 mm affiche la résistance la plus faible, autour de 55.05 kN.

Le gain de résistance suit une tendance claire : la poutre avec 150 mm de *CFRP* supporte une charge plus élevée que celle avec 100 mm, qui elle-même est plus

résistante que celle avec 50 mm. Cela montre que plus la largeur du *CFRP* augmente, plus la capacité portante de la poutre s'améliore. En parallèle, le déplacement diminue avec l'augmentation de la largeur du *CFRP*, indiquant une meilleure rigidité. Cette amélioration est due à une meilleure répartition des efforts de traction dans le *CFRP*, ce qui réduit la concentration des contraintes et retarde l'apparition des fissures ainsi que le décollement du renfort.

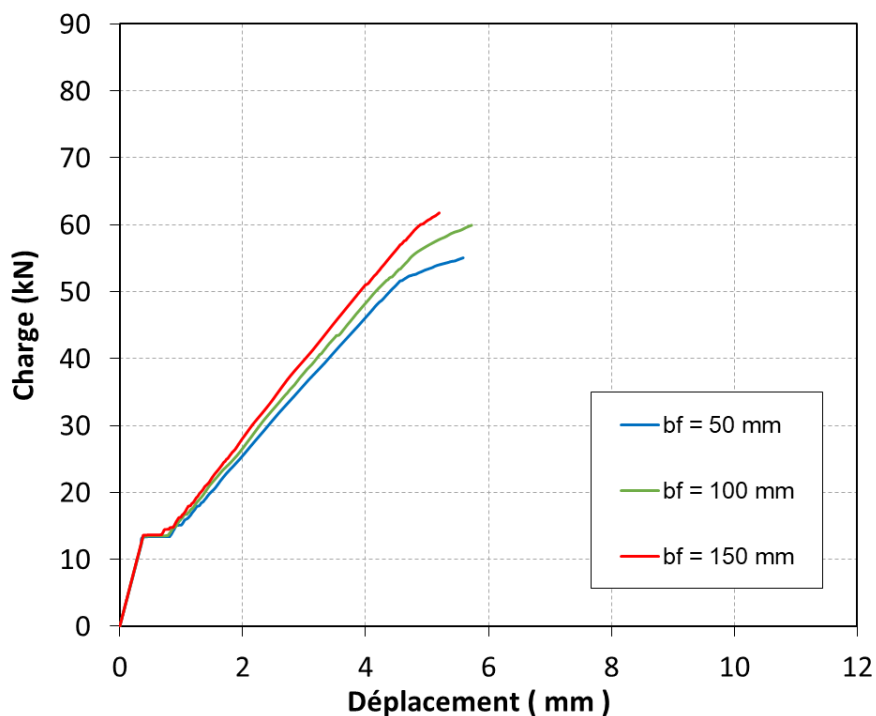


Figure 4.18: Effet de la largeur du *CFRP* sur la courbe charge-déplacement pour la poutre B2.

4.9.5 Effet de l'épaisseur des feuilles de *CFRP*

La figure 4.19 illustre la relation entre la charge et le déplacement au milieu de la portée pour les poutres en béton armé renforcées en flexion par *CFRP* de différentes épaisseurs.

Les résultats montrent qu'une augmentation de l'épaisseur de *CFRP*, passant de 0.126 mm à 0.376 mm, conduit à une diminution de déplacement au milieu de la portée. Cela indique que de *CFRP* plus épaisses offrent une rigidité supérieure et une capacité portante accrue, ce qui réduit les déplacements. Ces observations sont cohérentes avec le fait que les matériaux plus épais possèdent une plus grande section transversale, offrant ainsi une meilleure résistance à la flexion et à la déformation. En conséquence, le

CFRP plus épaisses permet de supporter des charges plus élevées avec moins de déformation, ce qui améliore la performance et la stabilité structurelle du matériau composite dans des applications pratiques.

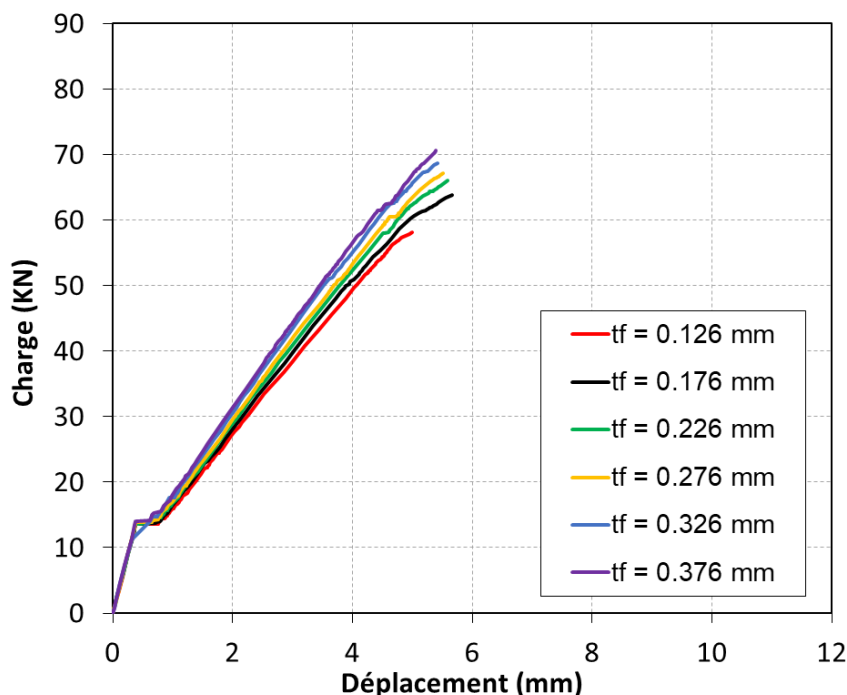


Figure 4.19: Effet de l'épaisseur du CFRP sur la courbe charge-déplacement pour la poutre B2.

4.9.6 Effet du type de FRP

Dans cette étude, quatre poutres en béton armé ont été modélisées et renforcées avec différents types de *FRP* (CFRP, AFRP, BFRP et GFRP). L'objectif est d'évaluer l'effet du type de *FRP* sur la réponse en flexion des poutres en termes de charge maximale et de déplacement correspondant. Les propriétés mécaniques de chaque type de *FRP*, notamment le module d'élasticité et la résistance à la traction, sont présentées dans le Tableau 4.2.

Tableau 4.2 : Propriétés mécaniques des différents types de *FRP*.

Type de <i>FRP</i>	Module d'élasticité (GPa)	Résistance à la traction (MPa)
CFRP	237	2845
AFRP	127	3039
BFRP	95	4200
GFRP	72.4	3240

Les résultats montrent que la poutre en béton armé renforcée par les matériaux composites *CFRP* a atteint la charge maximale la plus élevée, soit 61.76 kN, suivie par celles renforcées avec l'*AFRP* (60.74 kN), le *BFRP* (59.95 kN) et enfin le *GFRP* (57.3 kN). En comparant ces valeurs à celle du *CFRP*, la réduction de la charge maximale est respectivement de 1.65 % pour l'*AFRP*, 2.93 % pour le *BFRP* et 7.22 % pour le *GFRP*. Ces écarts indiquent que bien que les *AFRP* et *BFRP* offrent des performances proches de celles du *CFRP*, le *GFRP* présente une capacité de charge nettement plus faible.

Concernant les déplacements associés aux charges maximales, la poutre en béton armé renforcée par *CFRP* présente un déplacement de 5.19 mm, suivi de 6.02 mm pour l'*AFRP*, 6.25 mm pour le *BFRP* et 5.81 mm pour le *GFRP*. On observe que les poutres renforcées avec *AFRP* et *BFRP* subissent un déplacement plus important, respectivement 16.02 % et 20.42 % par rapport au *CFRP*, ce qui indique une plus grande déformabilité. En revanche, le *GFRP*, bien que montrant la charge maximale la plus faible, présente un déplacement de 5.81 mm, soit 11.94 % par rapport au *CFRP*. Ces tendances sont clairement illustrées dans la figure 4.20, qui met en évidence l'influence du type de *FRP* sur la réponse charge-déplacement des poutres renforcées.

Ces résultats montrent que le *CFRP* est le plus performant en termes de résistance et de rigidité, tandis que les autres types de *FRP* offrent une meilleure ductilité, ce qui peut être avantageux pour certaines applications où la déformation avant rupture est un critère clé. Le *GFRP*, bien que moins performant en charge ultime, pourrait être une option plus économique, à condition que les exigences structurelles le permettent.

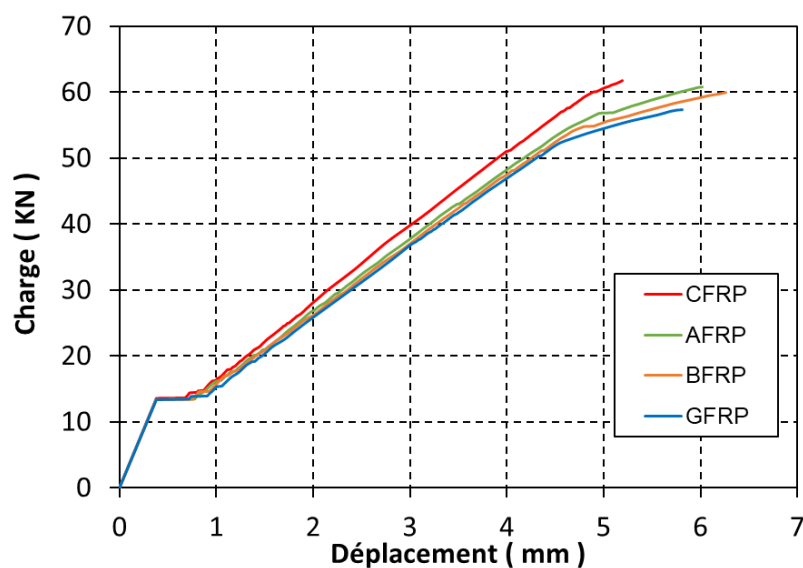


Figure 4.20: Effet du type de *FRP*.

4.9.7 Effet du module d'élasticité de la résine

Les courbes charge-déplacement au milieu des portées représentées dans la figure 4.21 montrent l'influence du module d'élasticité de la résine sur la performance structurelle des poutres en béton armé renforcées en flexion par *CFRP*. Quatre courbes, correspondant à des modules d'élasticité de 11200, 11700, 12200 et 12700 MPa, sont illustrées.

Les courbes affichent une réponse similaire au début du chargement, ce qui indique que les premiers stades de charge sont peu affectés par les variations du module d'élasticité de la résine. Cependant, à mesure que la charge augmente, des différences de déflexion deviennent plus marquées. En particulier, un module d'élasticité plus élevé de la résine entraîne une réduction de déplacement en milieu de portée pour des charges équivalentes, indiquant une réponse plus rigide de la structure. Cela souligne l'importance de la rigidité de la résine dans l'amélioration de la rigidité et de la capacité portante globale de la poutre renforcée (B2).

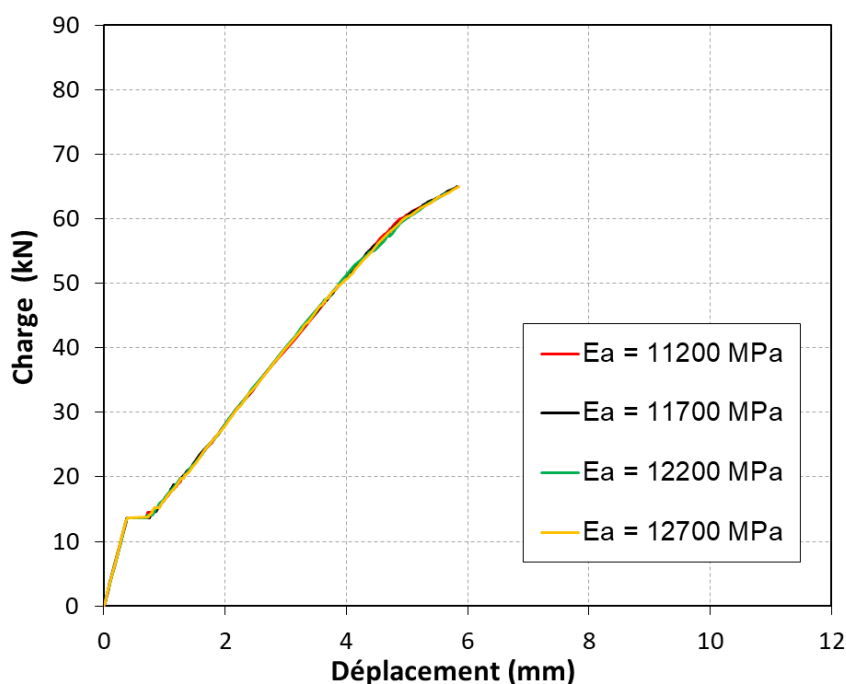


Figure 4.20 : Effet du module d'élasticité de la résine sur la courbe charge-déplacement pour la poutre B2.

4.10 Développement d'un modèle de la loi d'adhérence contrainte-glisement

L'adhérence entre le béton et les armatures d'acier joue un rôle crucial dans le comportement structural des poutres en béton armé renforcées par des *CFRP*. Dans la section précédente, l'analyse des courbes de charge-déplacement au milieu de la portée a permis d'identifier les paramètres les plus influents sur la réponse structurelle du système. Parmi ces paramètres, le diamètre de l'armature en acier tendu s'est révélé être un facteur déterminant, influençant trois caractéristiques essentielles de l'adhérence : la contrainte d'adhérence maximale τ_{max} , le glissement correspondant à cette contrainte maximale S_τ et le glissement ultime S_f .

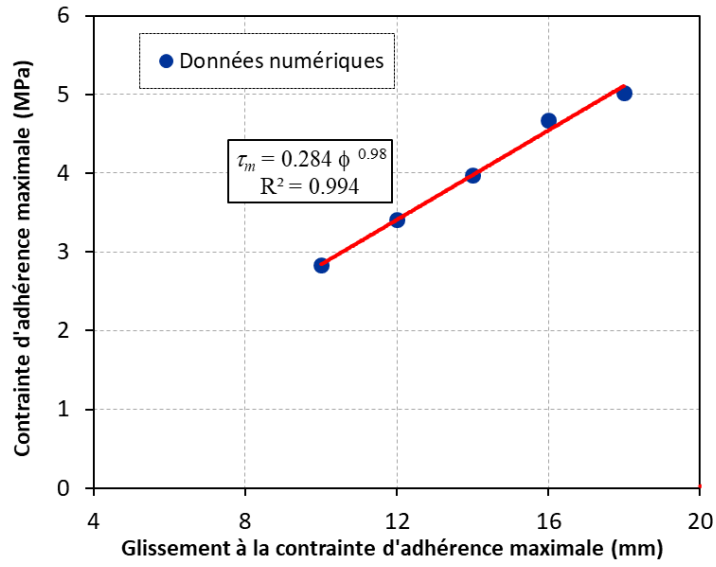
Dans une démarche d'optimisation et d'amélioration de la prédiction des comportements d'adhérence, le modèle *CZM* bilinéaire de Lu et al. [4] a été modifié afin d'intégrer la relation entre ces paramètres et le diamètre d'armature d'acier dans la zone tendu ϕ . Cette modification vise à affiner la représentation du comportement de cisaillement interfacial et à améliorer la précision des simulations numériques pour les poutres en béton armé renforcées extérieurement par *CFRP* en flexion.

La figure 4.22 illustre la corrélation entre ces trois paramètres clés et le diamètre d'armature d'acier. Afin d'établir des relations analytiques exploitables, une série d'analyses numériques a été menée sur des armatures dont le diamètre varie entre 10 mm et 18 mm. Les résultats ont permis d'identifier des expressions mathématiques traduisant la dépendance des trois paramètres à la taille de l'armature d'acier, ces relations étant obtenues par ajustement des données issues de la simulation à l'aide de la méthode des moindres carrés ordinaires. Les équations obtenues sont les suivantes :

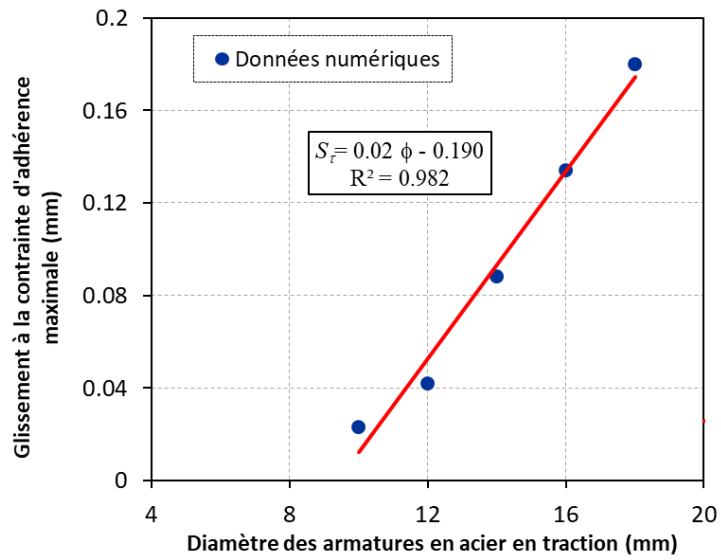
$$\tau_m = 0.284 \phi^{0.98} \quad (4.1)$$

$$S_\tau = 0.02 \phi - 0.19 \quad (4.2)$$

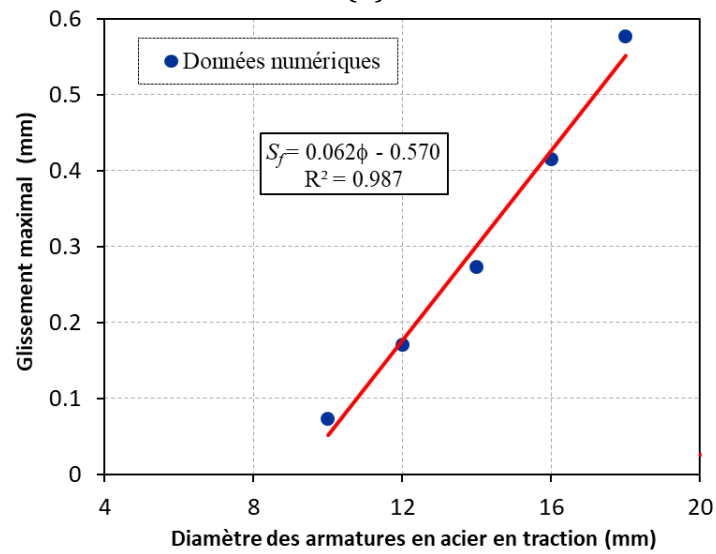
$$S_f = 0.062 \phi - 0.57 \quad (4.3)$$



(a)



(b)



(c)

Figure 4.21: Modèle modifié de loi d'adhérence contrainte-glissement (CZM).

Afin de valider la pertinence du modèle CZM bilinéaire modifié, une comparaison a été réalisée entre les performances de cette nouvelle approche et celles du modèle original de Lu et al. [4]. La figure 4.23 présente cette comparaison en évaluant les charges prédictives obtenues numériquement lors du mode de rupture.

L'analyse statistique des résultats met en évidence une amélioration significative des performances du modèle modifié. En effet, le coefficient de détermination (R^2) passe de 0.963 à 0.996, indiquant une meilleure corrélation entre les résultats numériques et expérimentaux. Par ailleurs, la valeur moyenne des charges prédites est réduite de 1.19 à 0.95, tandis que l'écart-type diminue de 0.60 à 0.19, traduisant un moindre carré des résultats. De plus, le coefficient de variation diminue de 51 % à 20 %, tandis que l'erreur quadratique moyenne passe de 4.95 à 1.64, soulignant ainsi une nette amélioration de la précision prédictive du modèle modifié.

Ces résultats démontrent que le modèle de zone cohésive bilinéaire modifié de Lu et al. [4], basé sur la prise en compte du diamètre d'armature d'acier de la zone tendu, est capable de fournir des prévisions plus précises et plus cohérentes avec les données expérimentales. En conséquence, ce modèle représente une avancée significative dans la simulation du comportement interfacial entre le béton et la résine. Toutefois, il est important de noter que l'application de cette approche est limitée aux diamètres d'armatures étudiés, soit entre 10 mm et 18 mm.

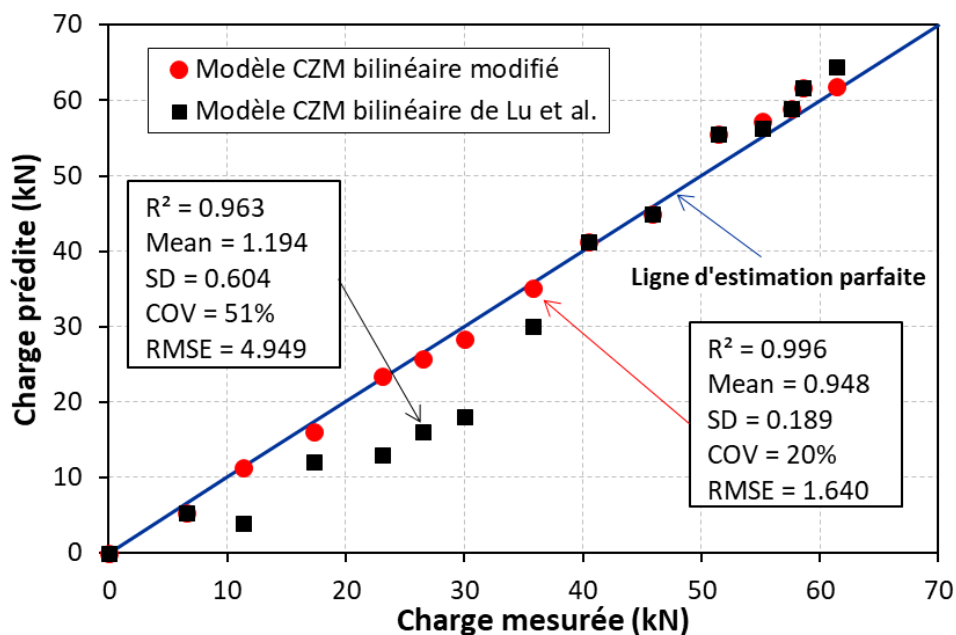


Figure 4.22 : Validation du modèle modifié de loi d'adhérence contrainte-glisement.

4.11 Conclusion

Dans ce chapitre, la validation du modèle numérique a été réalisée en comparant les résultats obtenus par MEF à l'aide le programme ANSYS® avec les données expérimentales, en considérant sept modèles *CZM* ainsi que l'hypothèse de liaison parfaite. Une étude paramétrique a ensuite permis d'évaluer l'influence des propriétés du béton, *CFRP* et de l'adhésif sur le comportement en flexion des poutres renforcées par *CFRP*, mettant en évidence leur impact sur la rigidité et la capacité portante. Par la suite, un modèle amélioré a été développé afin de mieux capturer les mécanismes d'interaction à l'interface béton-résine. Enfin, la validation de ce modèle optimisé a confirmé sa capacité à prédire avec précision le comportement structurel des poutres renforcées, offrant ainsi une approche plus robuste pour l'analyse du renforcement par *CFRP*.

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale et perspectives

Cette étude, axée sur le développement d'un modèle numérique avancé, a permis d'analyser en détail le comportement des poutres en béton armé renforcées par des composites *CFRP*. En utilisant l'approche de la méthode des éléments finis à l'aide de programme ANSYS® et en intégrant des modèles *CZM*, une modélisation précise du cisaillement interfacial entre le béton et la résine a été réalisée. L'étude a également abouti à l'amélioration d'un modèle de zone cohésive bilinéaire existant, offrant une meilleure précision et une formulation simplifiée. Ces avancées contribuent à une meilleure prédiction du comportement des structures renforcées et à une optimisation des techniques de renforcement par *CFRP*.

Les principales conclusions de cette recherche sont les suivantes :

1. L'analyse numérique menée à l'aide de l'approche MEF à l'aide de programme ANSYS® et des modèles *CZM* a permis de reproduire avec précision le comportement des poutres en béton armé renforcées par des *CFRP*. Les résultats numériques présentent une bonne corrélation avec les données expérimentales, avec un écart maximal de seulement 5.11 % sur la capacité portante.
2. Parmi les sept lois de liaison contrainte-glissement étudiées, le modèle de zone cohésive bilinéaire de Lu et al. [4] s'est révélé être le plus précis par rapport aux résultats expérimentaux. Toutefois, la version modifiée de ce modèle, développée dans cette étude, a démontré une meilleure cohérence et une plus grande rationalité grâce à l'intégration du diamètre des armatures d'acier de traction.
3. Le code ACI 440.2R-08 a montré une surestimation de 11.5 % par rapport aux essais expérimentaux et de 11 % par rapport aux simulations numériques. Malgré cela, ses prévisions restent globalement cohérentes avec les tendances observées, offrant ainsi un cadre de conception fiable pour le renforcement en *CFRP* des poutres.
4. L'augmentation de la résistance à la compression du béton entraîne une amélioration significative de la capacité portante et de la rigidité des poutres renforcées en flexion par *CFRP*. Par exemple, une augmentation de la résistance du béton de 20 MPa à 50 MPa a permis une augmentation de la capacité portante d'environ 66.7 %.

5. La longueur des *CFRP* influence également la résistance de la poutre. Une augmentation de la longueur de 1100 mm à 2000 mm a entraîné une augmentation de la résistance de 2.86 %.
6. L'épaisseur du *CFRP* joue un rôle clé dans l'amélioration de la capacité portante. L'augmentation de l'épaisseur du *CFRP* de 0.11 mm à 0.5 mm a conduit à une augmentation de 47.9 % de la résistance de la poutre renforcée.
7. L'étude de l'effet du type de *FRP* a montré que le *CFRP* offre la meilleure résistance, tandis que l'*AFRP* et le *BFRP* constituent un bon compromis entre résistance et ductilité. Le *GFRP*, bien que moins résistant, présente une meilleure déformabilité, ce qui peut être avantageux selon les exigences structurelles.
8. Le modèle de zone cohésive bilinéaire modifié et développé dans cette étude offre une meilleure précision tout en conservant une simplicité de mise en œuvre. En effet, les trois paramètres du modèle peuvent être déterminés uniquement à partir du diamètre des armatures en acier de traction, ce qui le rend plus accessible pour les applications pratiques.

Perspectives

A l'issue de ce travail de recherche et afin de permettre une compréhension plus approfondie, on envisage les perspectives suivantes :

- **Influence des conditions environnementales** : Etudier l'impact des cycles thermiques, de l'humidité et des variations de température sur la durabilité des *CFRP*.
- **Optimisation des paramètres du modèle *CZM*** : Intégrer des paramètres supplémentaires, notamment l'effet de la température sur les propriétés de l'adhésif et du *CFRP*, afin d'affiner les prédictions numériques et mieux représenter les conditions réelles d'utilisation.
- **Analyse du comportement sous charges dynamiques** : Etudier la réponse des structures renforcées par *CFRP* sous sollicitations dynamiques. Cette analyse permettra d'évaluer leur durabilité, leur performance en fatigue et leur capacité à résister aux conditions extrêmes rencontrées en service.

Références bibliographiques

- [1] Esfahani MR, Kianoush M, Tajari AR. Flexural behaviour of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets. *Engineering structures*. **2007**;29(10):2428-2444.
- [2] Telichenko V, Rimshin V, Ketsko E. Reinforced concrete structures stress-strain state strengthen with composite materials. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering: IOP Publishing; **2020**. p. 052003.
- [3] Ma C-K, Apandi NM, Sofrie CSY, Ng JH, Lo WH, Awang AZ, et al. Repair and rehabilitation of concrete structures using confinement: A review. *Construction Building Materials*. **2017**;133:502-515.
- [4] Lu XZ, Teng JG, Ye LP, Jiang JJ. Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. *Engineering structures*. **2005**;27(6):920-937.
- [5] Lu J, Liu J, Yang H, Wan X, Gao J, Zhang J, et al. Experimental investigation on the mechanical properties and pore structure deterioration of fiber-reinforced concrete in different freeze-thaw media. *Construction Building Materials*. **2022**;350:128887.
- [6] Cui Z, Alipour A, Shafei B. Structural performance of deteriorating reinforced concrete columns under multiple earthquake events. *Engineering Structures*. **2019**;191:460-468.
- [7] Dogan M. Corrosion failure in concrete reinforcement to damage during seismic. *Engineering Failure Analysis*. **2015**;56:275-287.
- [8] Obaidat YT, Ashteyat AM, Alfaris SF. A new technique for repairing reinforced concrete columns. *Journal of Building Engineering*. **2020**;30:101256.
- [9] Amran YM, Alyousef R, Rashid RS, Alabduljabbar H, Hung C-C. Properties and applications of FRP in strengthening RC structures: A review. *Structures: Elsevier*; **2018**. p. 208-238.
- [10] Ahmad S. Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction—a review. *Cement concrete composites*. **2003**;25(4-5):459-471.
- [11] Capozucca R. Damage to reinforced concrete due to reinforcement corrosion. *Construction Building Materials*. **1995**;9(5):295-303.
- [12] Almusallam AA, Al-Gahtani AS, Aziz AR, Dakhil FH, Rasheeduzzafar. Effect of reinforcement corrosion on flexural behavior of concrete slabs. *Journal of materials in civil engineering*. **1996**;8(3):123-127.
- [13] Val DV, Stewart MG, Melchers RE. Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges. *Engineering structures*. **1998**;20(11):1010-1019.
- [14] Vu NT. Contribution à l'étude de la corrosion par carbonatation du béton armé: approche expérimentale et probabiliste: Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse; **2011**.
- [15] Wang R, Zhang Q, Li Y. Deterioration of concrete under the coupling effects of

freeze-thaw cycles and other actions: A review. *Construction Building Materials*. **2022**;319:126045.

[16] Zhang P, Wittmann FH, Vogel M, Müller HS, Zhao T. Influence of freeze-thaw cycles on capillary absorption and chloride penetration into concrete. *Cement Concrete Research*. **2017**;100:60-67.

[17] Zhang S, Zhao B. Research on the performance of concrete materials under the condition of freeze-thaw cycles. *European journal of environmental civil engineering*. **2013**;17(9):860-871.

[18] Sun W, Zhang Y, Yan H, Mu R. Damage and damage resistance of high strength concrete under the action of load and freeze-thaw cycles. *Cement Concrete Research*. **1999**;29(9):1519-1523.

[19] Nguyen N. Dégradation du béton armé sous actions sévères: Etude du comportement résiduel de l'adhérence à l'aide de la technique d'émission acoustique: Thèse de doctorat, INSA Rennes; **2014**.

[20] Mohammadi A, Ghiasvand E, Nili M. Relation between mechanical properties of concrete and alkali-silica reaction (ASR); a review. *Construction Building Materials*. **2020**;258:119567.

[21] Wang W, Noguchi T. Alkali-silica reaction (ASR) in the alkali-activated cement (AAC) system: A state-of-the-art review. *Construction Building Materials*. **2020**;252:119105.

[22] Islam MS, Akhtar S. A critical assessment to the performance of alkali-silica reaction (ASR) in concrete. *Canadian Chemical Transactions*. **2013**;1(4):253-266.

[23] Fournier B, Ideker JH, Folliard KJ, Thomas MD, Nkinamubanzi P-C, Chevrier R. Effect of environmental conditions on expansion in concrete due to alkali-silica reaction (ASR). *Materials characterization*. **2009**;60(7):669-679.

[24] Moisson M. Contribution à la maîtrise de la Réaction Alkali Silice par ajout de fines de granulats réactifs dans le béton: Thèse de doctorat, Université de Toulouse; **2005**.

[25] Raza S, Khan MK, Menegon SJ, Tsang H-H, Wilson JL. Strengthening and repair of reinforced concrete columns by jacketing: State-of-the-art review. *Sustainability*. **2019**;11(11):3208.

[26] Júlio ENBS, Branco FAB, Silva VD. Reinforced concrete jacketing-interface influence on cyclic loading response. *ACI Structural Journal*. **2008**;105(4):471.

[27] Gholampour A, Hassanli R, Mills JE, Vincent T, Kunieda M. Experimental investigation of the performance of concrete columns strengthened with fiber reinforced concrete jacket. *Construction Building Materials*. **2019**;194:51-61.

[28] Austin SA, Robins PJ, Robins PJ. Sprayed concrete: Properties, design and application: Whittles Publishing Caithness; **1995**.

[29] Melbye T, Dimmock R. Modern advances and applications of sprayed concrete. *Shotcrete*. **2020**:7-29.

[30] Banthia N. Advances in sprayed concrete (shotcrete). Developments in the

Formulation and Reinforcement of Concrete: Elsevier; **2019**. p. 289-306.

[31] Ginouse N, Jolin M. Investigation of spray pattern in shotcrete applications. *Construction Building Materials*. **2015**;93:966-972.

[32] Viet CN. Durabilité des structures renforcées dans le génie civil: Thèse de doctorat, Université de Lyon; **2021**.

[33] Erki MA, Rizkalla SH. FRP reinforcement for concrete structures. *Concrete international*. **1993**;15(6):48-53.

[34] Nanni A, De Luca A, Zadeh H. Reinforced concrete with FRP bars. London, United Kingdom: CRC Press; **2019**.

[35] Lau D, Pam HJ. Experimental study of hybrid FRP reinforced concrete beams. *Engineering Structures*. **2010**;32(12):3857-3865.

[36] GangaRao HV, Taly N, Vijay P. Reinforced concrete design with FRP composites: CRC press; **2006**.

[37] Hallonet A. Développement et caractérisation d'un matériau composite à base de fibres de lin: application au renforcement de structures en béton par collage externe: Thèse de doctorat, Université de Lyon; **2016**.

[38] Khodadadi N, Roghani H, Harati E, Mirdarsoltany M, De Caso F, Nanni A. Fiber-reinforced polymer (FRP) in concrete: A comprehensive survey. *Construction Building Materials*. **2024**;432:136634.

[39] Wang J, Xiao F, Lai Z, Yang J, Tian S. Bond of FRP bars with different surface characteristics to concrete. *Structures*. **2024**;59:105731.

[40] Zeng J-J, Zeng W-B, Ye Y-Y, Liao J, Zhuge Y, Fan T-H. Flexural behavior of FRP grid reinforced ultra-high-performance concrete composite plates with different types of fibers. *Engineering Structures*. **2022**;272:115020.

[41] Morgan P. Carbon fibers and their composites: CRC press; **2005**.

[42] Minus M, Kumar S. The processing, properties, and structure of carbon fibers. *JOM*. **2005**;57:52-58.

[43] Huang X. Fabrication and properties of carbon fibers. *Materials characterization*. **2009**;2(4):2369-2403.

[44] Frank E, Hermanutz F, Buchmeiser MR. Carbon fibers: precursors, manufacturing, and properties. *Macromolecular materials engineering*. **2012**;297(6):493-501.

[45] Chand S. Review carbon fibers for composites. *Journal of materials science*. **2000**;35:1303-1313.

[46] Meljac L. Etude d'un procédé d'imprégnation de fibres de carbone activées. Modélisation des interactions entre ces fibres et le sulfure d'hydrogène: Thèse de doctorat, Université de Saint-Etienne; **2004**.

[47] Karataş MA, Gökkaya H. A review on machinability of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) and glass fiber reinforced polymer (GFRP) composite materials. *Defence*

Technology. **2018**;14(4):318-326.

[48] Sathishkumar T, Satheeshkumar S, Naveen J. Glass fiber-reinforced polymer composites—a review. *Journal of reinforced plastics composites in Construction*. **2014**;33(13):1258-1275.

[49] Gore PM, Kandasubramanian B. Functionalized aramid fibers and composites for protective applications: a review. *Industrial Engineering Chemistry Research*. **2018**;57(49):16537-16563.

[50] Prashanth S, Subbaya K, Nithin K, Sachhidananda S. Fiber reinforced composites-a review. *Journal of Material Sciences & Engineering*. **2017**;6(03):2-6.

[51] Parthenios J, Katerelos D, Psarras G, Galiotis C. Aramid fibers; a multifunctional sensor for monitoring stress/strain fields and damage development in composite materials. *Engineering Fracture Mechanics*. **2002**;69(9):1067-1087.

[52] Dhand V, Mittal G, Rhee KY, Park S-J, Hui D. A short review on basalt fiber reinforced polymer composites. *Composites Part B: Engineering*. **2015**;73:166-180.

[53] Bhat T, Fortomaris D, Kandare E, Mouritz A. Properties of thermally recycled basalt fibres and basalt fibre composites. *Journal of Materials Science*. **2018**;53:1933-1944.

[54] ACI 440.2R-08. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. ACI Committee 440, American Concrete Institute Farmington Mills **2008**.

[55] Hsissou R, Seghiri R, Benzekri Z, Hilali M, Rafik M, Elharfi A. Polymer composite materials: A comprehensive review. *Composite structures*. **2021**;262:113640.

[56] Nash N, Portela A, Bachour-Sirerol C, Manolakis I, Comer A. Effect of environmental conditioning on the properties of thermosetting-and thermoplastic-matrix composite materials by resin infusion for marine applications. *Composites Part B: Engineering*. **2019**;177:107271.

[57] Vaidya UK, Chawla K. Processing of fibre reinforced thermoplastic composites. *International Materials Reviews*. **2008**;53(4):185-218.

[58] Deng S, Djukic L, Paton R, Ye L. Thermoplastic–epoxy interactions and their potential applications in joining composite structures—A review. *Composites Part A: Applied Science Manufacturing*. **2015**;68:121-132.

[59] Khoun L, Centea T, Hubert P. Characterization methodology of thermoset resins for the processing of composite materials-case study: CYCOM 890RTM epoxy resin. *Journal of Composite Materials*. **2010**;44(11):1397-1415.

[60] Biron M. Thermosets and composites: Elsevier; **2003**.

[61] Rahimi H, Hutchinson A. Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates. *Journal of composites for construction*. **2001**;5(1):44-56.

[62] Li L, Guo Y, Liu F. Test analysis for FRC beams strengthened with externally bonded FRP sheets. *Construction Building Materials*. **2008**;22(3):315-323.

[63] Bakis CE, Ganjehlou A, Kachlakev DI, Schupack M, Balaguru P, Gee DJ, et al. Guide for

the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. ACI Committee, **2002**. p. 1-45.

[64] Pešić N, Pilakoutas K. Concrete beams with externally bonded flexural FRP-reinforcement: analytical investigation of debonding failure. *Composites Part B: Engineering*. **2003**;34(4):327-338.

[65] De Lorenzis L, Nanni A, La Tegola A. Strengthening of reinforced concrete structures with near surface mounted FRP rods. International meeting on composite materials, PLAST **2000**. p. 9-11.

[66] Al-Saadi NTK, Mohammed A, Al-Mahaidi R, Sanjayan J. A state-of-the-art review: Near-surface mounted FRP composites for reinforced concrete structures. *Construction Building Materials*. **2019**;209:748-769.

[67] Yu B, Kodur V. Fire behavior of concrete T-beams strengthened with near-surface mounted FRP reinforcement. *Engineering Structures*. **2014**;80:350-361.

[68] Pham H, Al-Mahaidi R. Assessment of available prediction models for the strength of FRP retrofitted RC beams. *Composite Structures*. **2004**;66(1-4):601-610.

[69] Hollaway LC, Teng J-G. Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites: Woodhead Publishing; **2008**.

[70] Yao J, Teng J-G. Plate end debonding in FRP-plated RC beams—I: Experiments. *Engineering Structures*. **2007**;29(10):2457-2471.

[71] Dong J, Wang Q, Guan Z. Structural behaviour of RC beams with external flexural and flexural-shear strengthening by FRP sheets. *Composites Part B: Engineering*. **2013**;44(1):604-612.

[72] Hadjazi K, Sereir Z, Amziane S. Creep response of intermediate flexural cracking behavior of reinforced concrete beam strengthened with an externally bonded FRP plate. *International journal of solids structures*. **2016**;94:196-205.

[73] Al-Zaid RZ, Al-Negheimish AI, Al-Saawani MA, El-Sayed AK. Analytical study on RC beams strengthened for flexure with externally bonded FRP reinforcement. *Composites Part B: Engineering*. **2012**;43(2):129-141.

[74] Chen C, Cheng L. Predicting flexural fatigue performance of RC beams strengthened with externally bonded FRP due to FRP debonding. *Journal of Bridge Engineering*. **2017**;22(11):04017082.

[75] Sanginabadi K, Yazdani A, Mostofinejad D, Czaderski C. Bond behavior of FRP composites attached to concrete using EBROG method: A state-of-the-art review. *Composite Structures*. **2022**;299:116060.

[76] Solahuddin B, Yahaya F. A narrative review on strengthening of reinforced concrete beams using carbon fibre reinforced polymer composite material through experimental investigation and numerical modelling. *Structures*. **2023**. 666-710.

[77] Sumathi A. Study on behavior of RCC beams with externally bonded FRP members in flexure. *Advances in concrete construction*. **2017**;5(6):625.

[78] Abdallah M, Al Mahmoud F, Khelil A, Mercier J, Almassri B. Assessment of the

flexural behavior of continuous RC beams strengthened with NSM-FRP bars, experimental and analytical study. *Composite Structures*. **2020**;242:112127.

[79] Megahed F, Seleem M, Badawy A, Sharaky I. The flexural response of RC beams strengthened by EB/NSM techniques using FRP and metal materials: a state-of-the-art review. *Innovative Infrastructure Solutions*. **2023**;8(11):289.

[80] Seo S-Y, Lee MS, Feo L. Flexural analysis of RC beam strengthened by partially debonded NSM FRP strip. *Composites Part B: Engineering*. **2016**;101:21-30.

[81] Sharaky IA, Torres L, Sallam H. Experimental and analytical investigation into the flexural performance of RC beams with partially and fully bonded NSM FRP bars/strips. *Composite structures*. **2015**;122:113-126.

[82] Zhang SS, Yu T, Chen G. Reinforced concrete beams strengthened in flexure with near-surface mounted (NSM) CFRP strips: Current status and research needs. *Composites Part B: Engineering*. **2017**;131:30-42.

[83] Zhang Y, Elsayed M, Zhang L, Nehdi M. Flexural behavior of reinforced concrete T-section beams strengthened by NSM FRP bars. *Engineering Structures*. **2021**;233:111922.

[84] Abdallah M, Al Mahmoud F, Khelil A, Mercier J. Efficiency of EB CFRP composites for flexural strengthening of continuous RC beams: A comparative study with NSM CFRP rods. *Structures*. **2021**;34:1567-1588.

[85] Hawileh RA, Rasheed HA, Abdalla JA, Al-Tamimi AK. Behavior of reinforced concrete beams strengthened with externally bonded hybrid fiber reinforced polymer systems. *Materials Design*. **2014**;53:972-982.

[86] Hosen MA, Jumaat MZ, Alengaram UJ, Sulong NR, Islam AS. Structural performance of lightweight concrete beams strengthened with side-externally bonded reinforcement (S-EBR) technique using CFRP fabrics. *Composites Part B: Engineering*. **2019**;176:107323.

[87] Moradi E, Naderpour H, Kheyroddin A. An experimental approach for shear strengthening of RC beams using a proposed technique by embedded through-section FRP sheets. *Composite Structures*. **2020**;238:111988.

[88] Salama ASD, Hawileh R, Abdalla J. Performance of externally strengthened RC beams with side-bonded CFRP sheets. *Composite Structures*. **2019**;212:281-290.

[89] Al-Tamimi AK, Hawileh R, Abdalla J, Rasheed HA. Effects of ratio of CFRP plate length to shear span and end anchorage on flexural behavior of SCC RC beams. *Journal of Composites for Construction*. **2011**;15(6):908-919.

[90] Ali H, Assih J, Li A. Flexural capacity of continuous reinforced concrete beams strengthened or repaired by CFRP/GFRP sheets. *International Journal of Adhesion Adhesives*. **2021**;104:102759.

[91] El-Sayed AK, Al-Zaid RA, Al-Negheimish AI, Shuraim AB, Alhozaimy AM. Long-term behavior of wide shallow RC beams strengthened with externally bonded CFRP plates. *Construction Building Materials*. **2014**;51:473-483.

- [92] Ahmed E, Sobuz HR, Sutan NM. Flexural performance of CFRP strengthened RC beams with different degrees of strengthening schemes. *International Journal of the Physical Sciences*. **2011**;6(9):2229-2238.
- [93] Yin J, Wu Z. Structural performances of short steel-fiber reinforced concrete beams with externally bonded FRP sheets. *Construction building materials*. **2003**;17(6-7):463-470.
- [94] Varghese SM, Kamath K, Salim SR. Effect of concrete strength and tensile steel reinforcement on RC beams externally bonded with fiber reinforced polymer composites: A finite element study. *Materials Today: Proceedings*. **2023**.
- [95] Banjara NK, Ramanjaneyulu K. Experimental and numerical investigations on the performance evaluation of shear deficient and GFRP strengthened reinforced concrete beams. *Construction Building Materials*. **2017**;137:520-534.
- [96] Sundaramoorthy P, Vijayakumar A, Rajkumar K, Ponnusamy J, Chandrasekaran G, Madhaiyan V. Impacts of Laminating Core Materials on Permanent Magnet Synchronous Motor by Newton-Raphson Method Impacts des matériaux de stratification du noyau sur les moteurs synchrones à aimant permanent par la méthode de Newton-Raphson. *Canadian Journal of Electrical Computer Engineering*. **2024**.
- [97] Lin X, Zhang YX. Bond-slip behaviour of FRP-reinforced concrete beams. *Construction Building Materials*. **2013**;44:110-117.
- [98] Wang J. Cohesive zone model of intermediate crack-induced debonding of FRP-plated concrete beam. *International journal of solids structures*. **2006**;43(21):6630-6648.
- [99] Barenblatt GI. The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture. *Advances in applied mechanics*. **1962**;7:55-129.
- [100] Wojtacki K, Daridon L, Dubois F, Moes N, Monerie Y. Analyse comparative de trois méthodes performantes de simulation numérique de la fissuration. 13e colloque national en calcul des structures, **2017**.
- [101] Ko H, Matthys S, Palmieri A, Sato Y. Development of a simplified bond stress-slip model for bonded FRP-concrete interfaces. *Construction Building Materials*. **2014**;68:142-157.
- [102] De Lorenzis L, Miller B, Nanni A. Bond of FRP laminates to concrete. *ACI materials journal*. **2001**;98(3):256-264.
- [103] Dai J, Ueda T, Sato Y. Development of the nonlinear bond stress-slip model of fiber reinforced plastics sheet-concrete interfaces with a simple method. *Journal of composites for construction*. **2005**;9(1):52-62.
- [104] Wu Y-F, Jiang C. Quantification of bond-slip relationship for externally bonded FRP-to-concrete joints. *Journal of Composites for Construction*. **2013**;17(5):673-686.
- [105] Savoia M, Ferracuti B, Mazzotti C. Non linear bond-slip law for FRP-concrete interface. *Fibre-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures: (In 2 Volumes)*: World Scientific; **2003**. p. 163-172.
- [106] Nakaba K, Kanakubo T, Furuta T, Yoshizawa H. Bond behavior between fiber-

- reinforced polymer laminates and concrete. *ACI Structural Journal*. **2001**;98(3):359-367.
- [107] Brosens K, Van Gemert D. Anchorage of externally bonded reinforcements subjected to combined shear/bending action. Proceedings of the international Conference on FRP composites in Civil Engineering **2001**. p. 589-596.
- [108] Neubauer U, Rostasy F. Bond failure of concrete fiber reinforced polymer plates at inclined cracks-Experiments and fracture mechanics model. *ACI Special publication*. **1999**;188:369-382.
- [109] Brosens K. Anchorage of externally bonded steel plates and CFRP laminates for the strengthening of concrete elements: Université catholique de Louvain, Belgique; **2001**.
- [110] Monti G, Renzelli M, Luciani P. FRP adhesion in uncracked and cracked concrete zones. *Fibre-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures: World Scientific*; **2003**. p. 183-192.
- [111] Dai J-G, Ueda T. Local bond stress slip relations for FRP sheets-concrete interfaces. *Fibre-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures: (In 2 Volumes): World Scientific*; **2003**. p. 143-152.
- [112] Shi J-W, Cao W-H, Wu Z-S. Effect of adhesive properties on the bond behaviour of externally bonded FRP-to-concrete joints. *Composites Part B: Engineering*. **2019**;177:107365.
- [113] Hawileh RA, Musto HA, Abdalla JA, Naser MZ. Finite element modeling of reinforced concrete beams externally strengthened in flexure with side-bonded FRP laminates. *Composites Part B: Engineering*. **2019**;173:106952.
- [114] Hawileh RA, El-Maaddawy TA, Naser MZ. Nonlinear finite element modeling of concrete deep beams with openings strengthened with externally-bonded composites. *Materials Design*. **2012**;42:378-387.
- [115] Ibrahim AM, Mahmood MS. Finite element modeling of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates. *European Journal of Scientific Research*. **2009**;30(4):526-541.
- [116] Camata G, Spacone E, Al-Mahaidi R, Saouma V. Analysis of test specimens for cohesive near-bond failure of fiber-reinforced polymer-plated concrete. *Journal of composites for construction*. **2004**;8(6):528-538.
- [117] Pham HB, Al-Mahaidi R, Saouma V. Modelling of CFRP-concrete bond using smeared and discrete cracks. *Composite structures*. **2006**;75(1-4):145-150.
- [118] Perera R, Bueso-Inchausti D. A unified approach for the static and dynamic analyses of intermediate debonding in FRP-strengthened reinforced concrete beams. *Composite Structures*. **2010**;92(11):2728-2737.
- [119] Obaidat YT, Heyden S, Dahlblom O. The effect of CFRP and CFRP/concrete interface models when modelling retrofitted RC beams with FEM. *Composite structures*. **2010**;92(6):1391-1398.
- [120] Ombres L. Prediction of intermediate crack debonding failure in FRP-strengthened reinforced concrete beams. *Composite Structures*. **2010**;92(2):322-329.

- [121] Niu H, Karbhari VM, Wu Z. Diagonal macro-crack induced debonding mechanisms in FRP rehabilitated concrete. *Composites Part B: Engineering*. **2006**;37(7-8):627-641.
- [122] Wang J. Debonding of FRP-plated reinforced concrete beam, a bond-slip analysis. I. Theoretical formulation. *International journal of solids structures*. **2006**;43(21):6649-6664.
- [123] Wang J, Zhang C. Nonlinear fracture mechanics of flexural–shear crack induced debonding of FRP strengthened concrete beams. *International journal of solids structures*. **2008**;45(10):2916-2936.
- [124] Houachine HRE, Sereir Z, Kerboua B, Hadjazi K. Combined cohesive-bridging zone model for prediction of the debonding between the FRP and concrete beam interface with effect of adherend shear deformations. *Composites Part B: Engineering*. **2013**;45(1):871-880.
- [125] Hadjazi K, Sereir Z, Amziane S. Cohesive zone model for the prediction of interfacial shear stresses in a composite-plate RC beam with an intermediate flexural crack. *Composite Structures*. **2012**;94(12):3574-3582.
- [126] Al-Saawani MA, Al-Negheimish AI, El-Sayed AK, Alhozaimy AM. Finite element modeling of debonding failures in FRP-strengthened concrete beams using cohesive zone model. *Polymers*. **2022**;14(9):1889.
- [127] Bennegadi M, Hadjazi K, Sereir Z, Amziane S, El Mahi B. General cohesive zone model for prediction of interfacial stresses induced by intermediate flexural crack of FRP-plated RC beams. *Engineering Structures*. **2016**;126:147-157.
- [128] Bouziadi F, Haddi A, Tahenni T, Boulekbache B, Hamrat M, Naser M, et al. Development of a local bond shear stress-slip model of RC beams externally strengthened with FRP materials. *Journal of Composite Materials*. **2023**;57(14):2261-2285.
- [129] ANSYS Mechanical. Finite Element Analysis Software for Structural Engineering. *Mechanical APDL Release*. **2013**.
- [130] William KJ, Warnke EP. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. *International association for bridge and structural engineering proceeding*. **1975**;19.
- [131] Jnaid F, Aboutaha RS. Residual flexural strength of corroded reinforced concrete beams. *Engineering Structures*. **2016**;119:198-216.
- [132] Wolanski AJ. Flexural behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis: Citeseer; **2004**.