RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE UNIVERSITÉ DES FRÈRES MENTOURI DE CONSTANTINE 1 FACULTÉ DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



N° d'ordre : 39/D3C/2023 N° de série : 01/GC/2023

THÈSE

Pour l'obtention du diplôme de DOCTORAT 3ème CYCLE

EN GÉNIE CIVIL

OPTION:

Performance et durabilité des constructions

Présenté par :

AHMED KHENE

Thème

Contribution à l'Étude du Renforcement Des Éléments Fléchis par NSM-PRFC

Thèse soutenue le : 24/06/2023

Devant le Jury composé de :

Mr. Salim KOULOUGHLI	Professeur, Université de Constantine 1 - Algérie	Président
Mr. Nasr-Eddine CHIKH	Professeur, Université de Constantine 1 - Algérie	Directeur de thèse
Mr. Mouloud MERZOUD	Professeur, Université d'Annaba - Algérie	Examinateur
Mr. Abdelghani MERDAS	Professeur, Université de Sétif 1 - Algérie	Examinateur
Mr. Salah Eddine BENSEBTI	MCA, Université de Constantine 1 - Algérie	Examinateur

Remerciements

Cette thèse de doctorat a été soutenue par une Bourse Algéro-française PROFAS B+. Les travaux de recherche ont été menés au sein de deux laboratoires. Notamment, au Laboratoire des Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) du département de Génie Civil de l'Université des Frères Mentouri Constantine 1 en Algérie sous la direction de mon Directeur de thèse le Professeur CHIKH Nasr-Eddine, et au Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique (LGCGM) à l'IUT de Rennes de l'Université Rennes 1 en France sous la direction du Dr. MESBAH Habib Abdelhak.

Je remercie tout d'abord Dieu le tout-puissant qui m'a donné la force, la santé et la volonté pour réaliser et achever ce travail.

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer mes plus vifs remerciements à mon Directeur de thèse, Monsieur Nasr-Eddine CHIKH, Professeur à l'Université Frères Mentouri Constantine 1 en Algérie, pour avoir accepté de diriger ce travail doctoral et pour sa grande qualité humaine et scientifique. J'ai énormément apprécié sa constante disponibilité et la confiance qu'il m'a accordée. Je remercie également Monsieur Habib Abdelhak MESBAH, Maître de conférences (HDR) à l'Université de Rennes 1 en France, pour m'avoir fait bénéficier de sa compétence et de sa connaissance scientifique et pédagogique.

J'exprime ma sincère gratitude à Monsieur Salim KOULOUGHLI, Professeur à l'Université de Constantine 1 - Algérie, pour l'honneur qu'il m'a fait d'accepter de présider le jury de cette thèse.

Je remercie vivement Monsieur Mouloud MERZOUD, Professeur à l'Université d'Annaba - Algérie, Monsieur Abdelghani MERDAS, Professeur à l'Université de Sétif 1 - Algérie et Monsieur Salah Eddine BENSEBTI, Maître de Conférences à l'Université de Constantine 1 - Algérie d'avoir accepté la lourde tâche d'examiner ce travail.

J'adresse des remerciements à Monsieur Christophe LANOS, Professeur à l'IUT de Rennes et Directeur du LGCGM (INSA de Rennes- France), pour m'avoir accueilli dans son laboratoire en France.

Je remercie le Président et les membres du comité scientifique du département de Génie Civil et je remercie également le Président et les membres du conseil scientifique de la faculté, pour leur avis favorable au déroulement de la soutenance. Je tiens aussi à remercier Monsieur Kamel ABDOU, Chef de département de Génie Civil à l'Université Frères Mentouri Constantine 1, pour son implication et son soutien au bon déroulement de ma thèse. Je tiens à remercier aussi Monsieur Djarir YAHIAOUI, Docteur à l'Université de Batna 2, pour son aide apportée.

Je remercie également en tout particuliers les personnes qui m'ont aidé, tant au niveau scientifique, que technique dans le bon déroulement de ma thèse ainsi que le Groupe Toray Industries. J'adresse mes remerciements aux techniciens des deux laboratoires (Boumediene, Yacine, Wahiba, Patrice, Guy et Alain). Je souhaite enfin exprimer ma gratitude envers l'ensemble de mes collègues des deux Laboratoires au LMDC en Algérie et au LGCGM en France.

J'adresse un vif remerciement au ministère de l'enseignement supérieur qui m'a permis de décrocher une Bourse PROFAS B+ en partenariat entre l'Algérie et la France. Je remercie aussi mon Université de Constantine qui m'a offert la possibilité d'obtenir des stages de perfectionnement à l'étranger.

Je tiens tout particulièrement à exprimer ma profonde reconnaissance envers mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi, qui n'ont pas cessé de m'encourager durant tout mon parcours et qui se sont sacrifiés pour moi. Ils ont été pour moi un modèle. Je remercie également, mon frère qui a toujours été présent à mes côtés et aussi pour son aide apportée lors de ma thèse.

Finalement, je tiens à remercier très spécialement mon épouse pour son encouragement, sa présence et pour son soutien inconditionnel.

$\mathcal{D}\mathcal{E}\mathcal{D}\mathcal{I}\mathcal{C}\mathcal{A}\mathcal{C}\mathcal{E}$

Je dédie mon travail de thèse

À mon père,

À ma mère,

À mon épouse,

À mon fíls,

À mon frère,

Et à toute ma famille.

ملخص

على مدار السنوات القليلة الماضية، جذبت البوليمرات المعززة بألياف الكربون (PRFC) إهتمامًا متزايدًا ا لتقوية المياكل المدرسانية. هذا المنيار كان ناتجا عن المصائص المميزة للبوليمرات (PRFC)، والتبي تساهم بشكل كرير في تحسين قوة التحمل وليونة الكمرات الخرسانية المسلحة. وبالرغو من خلك، فإن فقدان الرابطة بين صغائح البوليمر المعتوى بألياف الكربون وسطح الخرسانة يؤدي إلى التغكيك في مرحلة مبكرة، مما يؤدي إلى فشل هش عزد مستويات تحميل محدودة والذي من شأنه أن يمنع المواد المركبة من الوصول إلى قدرتها الكاملة على المقاومة. و قد أثبت العديد من الباحثين أن ظاهرة هذا الإنفصال المبكر هو العيب الرئيسي لتقنية التعزيز النارجي (EBR). في هذا العمل البدثي، إخترنا إستندام تقنية جديدة لتقوية الكمرات الخرسانية المسلحة بالمواد المركبة (PRF)، وهي تقنية التعزيز بالقرب من السطح (NSM). هذه التقنية تعتمد على إحدال شرائط صفائدية مصنوعة من البوليمر المقوى بألياف الكربون في الأذاديد التي يتم تشكيلها مسبقًا في الغطاء الذرساني للعناصر المراد تقويتها. في البداية، أجريت دراسة تجريبية على عوارض الخرسانة المسلحة المعززة بألياف الكربون بإستخدام التقنيتين (EBR) و (NSM) بإستعمال المواد المركبة، وهذا كان للمغارنة بين التقنيتين. تو أنذ العديد من العوامل بعين الإعتبار و المتمثلة في نسبة التعزيز، طول التثبيث، دالة سطح البوليمر، نوع و تقنية التعزيز والتطرق للتعزيز المجين. كما عالجنا أيضا حالة عدم كفاية طبقة غلافت العارضة الخرسانية. أظمرت النتائج التجريبية فعالية البوليمرات المقواة بألياف الكربون في تحسين السلوك الميكلي للكمرات الخرسانية المسلحة، كما لوحظ تحسن ملحوظ في قدرة التحمل. بالإضافة إلى أن تقنية (NSM) أثبتت فعاليتما مقارنة بتقنية (EBR) وهذا فيما يخص ظاهرة الإنفصال المبكر للمواد المركبة. بعد ذلك، كانت الدراسة الرقمية موضوئح تحقيق متعمق لغمو سلوك عوارض الدرسانة المسلحة التبي تو تعزيزها بالبوليمرات (NSM-PRFC). برنامج العناصر المحدودة المستخدم في هذه الدراسة للنمذبة الرقمية هو برنامج (ATENA 2D). نتائج النماخج الرقمية التبي تم تطويرها تتوافق جيدا مع النتائج التجريبية. في هذه المرحلة، يمكن إستخدام النماذج الرقمية التي تم التحقق من صحتها لإنجاز دراسة بارامترية. في النهاية، تم إختتام هذا العمل البحثي بدراسة بارامترية عن طريق مداكاة التعزيز بمتغيرات مختلفة تؤثر على سلوك الكمرات الندسانية المسلحة المعززة بتقنية (NSM). أعطت الدراسة البارامترية أيضًا نتائج جيدة فيما يتعلق بفعالية تقنية التعزيز (NSM) بإستخدام المواد المركبة.

الكلمارس المغرّامية: (NSM)، (EBR)، السلوك الميكلي، (PRFC)، الكمرارس، الإنحناء، التعزيز، الخرسانة المسلحة، التعزيز المجين، يحدرة تحمل الوزن، الصلابة، الليونة، النمخجة، (ATENA)، العناصر المحدودة.

Résumé

Au fil des dernières années, les polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) ont suscité un intérêt croissant pour le renforcement des éléments structuraux. Cette tendance découle des propriétés spécifiques des PRFC, qui contribuent de manière significative à l'amélioration de la résistance et de la ductilité des éléments renforcés. Cependant, le décollement entraîne la perte de la liaison entre les lamelles en PRFC et le substrat en béton à un stade précoce, ce qui conduit à une rupture fragile à des niveaux de charge limités et qui empêcherait les matériaux composites d'atteindre leur pleine capacité de résistance. Le phénomène du décollement prématuré des PRF a été prouvé et confirmé par plusieurs chercheurs et c'est le principal inconvénient de la technique de renforcement EBR (Externally Bonded Reinforcement). Dans ce travail de recherche, nous avons opté pour l'utilisation d'une nouvelle technique de renforcement des poutres en béton armé avec des matériaux composites, à savoir la technique NSM (Near Surface Mounted). La technique NSM consiste à insérer des bandes de stratifié en polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC) dans des fentes réalisées au préalable au niveau de l'enrobage en béton des éléments à renforcer. En premier lieu, une étude expérimentale a été réalisée sur des poutres en béton armé renforcées par des PRFC en utilisant la technique NSM et EBR à titre de comparaison. Plusieurs paramètres ont été pris en considération, notamment, le taux de renfort, la longueur d'ancrage, l'état de surface des PRFC, le type de renfort, la technique de renforcement et la configuration de renforcement hybride. On a également traité le cas d'insuffisance d'enrobage dans les poutres. Les résultats expérimentaux ont montré l'efficacité des polymères renforcés de fibres de carbone dans l'amélioration du comportement structurel des poutres, une nette amélioration de la capacité portante a été observée. Par la suite, une étude numérique a fait l'objet d'une investigation approfondie pour bien comprendre le comportement des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC. Le code de calcul utilisé dans cette étude pour la modélisation numérique est le logiciel d'éléments finis ATENA 2D. Les résultats des modèles numériques développés ont un bon accord avec les résultats expérimentaux. À ce stade-là, les modèles numériques validés pourront être utilisés pour une étude paramétrique. À la fin, ce travail de recherche a été clôturé par une étude paramétrique à travers plusieurs simulations de renforcement avec différents paramètres influents sur le comportement des poutres en béton armé renforcées par la technique NSM. L'étude paramétrique a également donné des résultats intéressants concernant l'efficacité de la technique de renforcement NSM en utilisant des matériaux composites.

Mots clés : NSM, EBR, Comportement structurel, PRFC, Poutres, Flexion, Renforcement, Béton armé, Hybride, Capacité portante, Rigidité, Ductilité, Modélisation, ATENA, Éléments finis.

Abstract

In recent years, carbon fiber reinforced polymers (CFRP) have gained increasing interest in the strengthening of structural members. This trend is due to the specific properties of CFRP, which contribute significantly to the strength and ductility of the reinforced elements. However, debonding results in the loss of the bond between the CFRP laminates and the concrete substrate at an early stage, leading to brittle failure at limited load levels and would prevent the composite materials from reaching their full strength capacity. The phenomenon of premature debonding of FRPs has been proven and confirmed by several researchers and is the main drawback of the EBR (Externally Bonded Reinforcement) technique. In this research work, we opted to use a new technique for strengthening of reinforced concrete beams with composite materials, namely the NSM (Near Surface Mounted) technique. The NSM technique consists of inserting strips of carbon fiber reinforced polymer (CFRP) laminate into slots previously made in the concrete cover of the elements to be strengthened. First, an experimental study was performed on reinforced concrete beams strengthened with CFRP using the NSM and EBR techniques for comparison. Several parameters were taken into consideration, including the rate of reinforcement, the anchorage length, the surface condition of the CFRPs, the type of reinforcement, the reinforcement technique and the hybrid reinforcement configuration. The experimental results showed the effectiveness of carbon fiber reinforced polymers in improving the structural behavior of the beams, a clear improvement of the bearing capacity was observed. Subsequently, a numerical study was investigated in depth to fully understand the behavior of reinforced concrete beams strengthened by NSM-CFRP. The computational code used in this study for the numerical modeling is the ATENA 2D finite element software. The results of the numerical models developed have a good agreement with the experimental results. At this stage, the validated numerical models can be used for a parametric study. At the end, this research work was concluded with a parametric study through several strengthening simulations with different parameters influencing the behavior of reinforced concrete beams strengthened by the NSM technique. The parametric study also gave interesting results regarding the effectiveness of the NSM strengthening technique using composite materials.

Keywords: NSM, EBR, Structural behavior, CFRP, Beams, Bending, Reinforcement, Reinforced concrete, Hybrid, Bearing capacity, Stiffness, Ductility, Modeling, ATENA, Finite elements.

TABLE DES MATIÈRES

Nomenclature	i
Liste des figures	iii
Liste des tableaux	xi
Introduction générale	1
Partie I : Synthèse bibliographique	7
CHAPITRE I.1. Généralités sur les matériaux composites	8
I.1.1. Introduction	9
I.1.2. Les renforts	10
I.1.3. Les matrices	15
I.1.4. Les charges	19
I.1.5. Les matériaux composites	23
I.1.6. Technologies de mise en œuvre des PRF	27
I.1.7. Durabilité des polymères renforcés de fibres	35
I.1.7. Conclusion	
CHAPITRE I.2. Méthodes de renforcement des structures	
I.2.1. Introduction	
I.2.2. Les méthodes de renforcement conventionnel	
I.2.2.1. Renforcement par béton projeté	
I.2.2.2. Renforcement par chemisage	41
I.2.2.3. Renforcement par précontrainte additionnelle	
I.2.2.4. Renforcement par tôles métalliques	44
I.2.3. Les méthodes de renforcement avancées	46
I.2.3.1. Renforcement par la technique EBR (Externally Bonded Reinforcment)	46
I.2.3.2. Renforcement par la technique NSM (Near Surface Mounted)	
I.2.4. Conclusion	56
CHAPITRE I.3. Revue de la littérature	57
I.3.1. Introduction	
I.3.2. Revue de la littérature	59
I.3.3. Conclusion	72
PARTIE II : Étude expérimentale	74
CHAPITRE II.1. Caractérisation des matériaux et du béton utilisés	75
II.1.1. Introduction	76
II.1.2. Caractérisation des matériaux utilisés	76
II.1.2.1. Matériaux utilisés pour la confection du béton	76
II.1.2.2. Matériaux utilisés pour le renforcement des poutres	
II.1.3. Formulation et caractérisation du béton	
II.1.3.1. Formulation du béton	

II.1.3.2. Caractérisation du béton à l'état frais	
II.1.3.3. Caractérisation du béton à l'état durci	91
II.1.4. Conclusion	93
CHAPITRE II.2. Étude du renforcement des poutres en béton armé par NSM-PRFC	94
II.2.1. Introduction	95
II.2.2. Programme expérimental	95
II.2.2.1. Configuration des poutres	95
II.2.2.2. Paramètres étudiés	96
II.2.2.3. Identification des poutres	97
II.2.3. Confection des poutres en béton armé	101
II.2.3.1. Coffrage	101
II.2.3.2. Armature en acier	102
II.2.3.3. Matériel de levage	102
II.2.3.4. Coulage et durcissement des poutres	104
II.2.4. Renforcement des poutres en béton armé	106
II.2.4.1. Préparation des rainures	
II.2.4.2. Application des renforts	
II.2.4.3. Durcissement de la résine	111
II.2.5. Préparation et instrumentation des poutres avant essai	112
II 2.6 Conclusion	
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC	r NSM-
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC II.3.1. Introduction	r NSM- 116 117
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC II.3.1. Introduction II.3.2. Relation Charge/Flèche	r NSM- 116 117
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC II.3.1. Introduction II.3.2. Relation Charge/Flèche II.3.3. Relation Moment/Courbure	r NSM- 116 117 117 118
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC. II.3.1. Introduction. II.3.2. Relation Charge/Flèche II.3.3. Relation Moment/Courbure. II.3.4. Indice de ductilité.	r NSM- 116 117 117 118 120
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC II.3.1. Introduction II.3.2. Relation Charge/Flèche II.3.3. Relation Moment/Courbure II.3.4. Indice de ductilité II.3.5. Analyse et interprétation des résultats	r NSM- 116 117 117 118 120 121
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC II.3.1. Introduction II.3.2. Relation Charge/Flèche II.3.3. Relation Moment/Courbure II.3.4. Indice de ductilité II.3.5. Analyse et interprétation des résultats II.3.5.1. Effet du nombre des plats en PRFC	r NSM- 116 117 117 118 120 121 122
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC II.3.1. Introduction II.3.2. Relation Charge/Flèche II.3.3. Relation Moment/Courbure II.3.4. Indice de ductilité II.3.5. Analyse et interprétation des résultats II.3.5.1. Effet du nombre des plats en PRFC II.3.5.2. Effet de l'insuffisance de l'enrobage du béton	r NSM- 116 117 117 117 118 120 121 122 126
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC II.3.1. Introduction II.3.2. Relation Charge/Flèche II.3.3. Relation Moment/Courbure II.3.4. Indice de ductilité II.3.5. Analyse et interprétation des résultats II.3.5.1. Effet du nombre des plats en PRFC II.3.5.2. Effet de l'insuffisance de l'enrobage du béton II.3.5.3. Effet de la longueur d'ancrage des PRFC	r NSM- 116 117 117 117 120 121 122 126 130
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC	r NSM- 116 117 117 117 120 120 121 122 126 130 134
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC. II.3.1. Introduction. II.3.2. Relation Charge/Flèche II.3.3. Relation Moment/Courbure. II.3.4. Indice de ductilité II.3.5. Analyse et interprétation des résultats II.3.5.1. Effet du nombre des plats en PRFC II.3.5.2. Effet de l'insuffisance de l'enrobage du béton. II.3.5.3. Effet de la longueur d'ancrage des PRFC II.3.5.4. Effet de l'état de surface des PRFC II.3.5.5. Effet de l'état de surface des PRFC	r NSM- 116 117 117 117 118 120 121 121 122 126 130 134 138
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC	r NSM- 116 117 117 117 120 121 122 126 130 134 138 142
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées pai PRFC	r NSM- 116 117 117 117 118 120 121 122 126 130 134 138 142 146
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC II.3.1. Introduction II.3.2. Relation Charge/Flèche II.3.3. Relation Moment/Courbure II.3.4. Indice de ductilité II.3.5. Analyse et interprétation des résultats II.3.5.1. Effet du nombre des plats en PRFC II.3.5.2. Effet de l'insuffisance de l'enrobage du béton II.3.5.3. Effet de la longueur d'ancrage des PRFC II.3.5.4. Effet de l'état de surface des PRFC II.3.5.5. Effet de l'état de surface des PRFC II.3.5.6. Effet du type de renfort II.3.5.7. Effet de la configuration du renforcement hybride II.3.6. Mode de rupture des poutres	r NSM- 116 117 117 117 118 120 121 122 126 130 134 138 142 146 150
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par PRFC	r NSM- 116 117 117 117 118 120 121 121 122 126 130 134 138 142 146 150 153
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées pai PRFC. II.3.1. Introduction II.3.2. Relation Charge/Flèche II.3.3. Relation Moment/Courbure II.3.4. Indice de ductilité II.3.5. Analyse et interprétation des résultats II.3.5.1. Effet du nombre des plats en PRFC II.3.5.2. Effet de l'insuffisance de l'enrobage du béton II.3.5.3. Effet de la longueur d'ancrage des PRFC II.3.5.4. Effet de l'état de surface des PRFC II.3.5.5. Effet de la méthode de renforcement II.3.5.7. Effet de la configuration du renforcement hybride II.3.5.7. Conclusion Partie III : Étude numérique	r NSM- 116 117 117 117 117 117 118 120 121 121 122 126 130 134 138 146 150 155
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées pai PRFC. II.3.1. Introduction. II.3.2. Relation Charge/Flèche II.3.3. Relation Moment/Courbure. II.3.4. Indice de ductilité II.3.5. Analyse et interprétation des résultats II.3.5.1. Effet du nombre des plats en PRFC II.3.5.2. Effet de l'insuffisance de l'enrobage du béton II.3.5.3. Effet de la longueur d'ancrage des PRFC II.3.5.4. Effet de l'état de surface des PRFC II.3.5.5. Effet de la méthode de renforcement II.3.5.7. Effet de la configuration du renforcement hybride II.3.6. Mode de rupture des poutres II.3.7. Conclusion Partie III : Étude numérique CHAPITRE III.1. Théorie de la modélisation avec ATENA	r NSM- 116 117 117 117 117 120 121 122 126 130 134 138 138 142 150 155 156
CHAPITRE II.3. Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées pai PRFC II.3.1. Introduction II.3.2. Relation Charge/Flèche II.3.3. Relation Moment/Courbure II.3.4. Indice de ductilité II.3.5. Analyse et interprétation des résultats II.3.5.1. Effet du nombre des plats en PRFC II.3.5.2. Effet de l'insuffisance de l'enrobage du béton II.3.5.3. Effet de la longueur d'ancrage des PRFC II.3.5.4. Effet de l'état de surface des PRFC II.3.5.5. Effet de la méthode de renforcement II.3.5.6. Effet du type de renfort II.3.5.7. Conclusion Partie III : Étude numérique CHAPITRE III.1. Théorie de la modélisation avec ATENA III.1. Introduction	r NSM- 116 117 117 117 118 120 121 121 122 126 130 134 142 146 150 155 156 157

III.1.3. Modélisation des éléments finis	
III.1.4. Modèles des matériaux	
III.1.4.1. Modélisation du béton	
III.1.4.2. Modélisation des armatures	
III.1.4.3. Modélisation des PRF	
III.1.5. Relations contrainte/déformation pour le béton	
III.1.5.1. Loi uniaxiale équivalente	
III.1.5.2. Critère de rupture de contrainte biaxiale du béton	
III.1.5.3. Traction avant fissuration	
III.1.5.4. Traction après fissuration	
III.1.6. Comportement du béton fissuré	
III.1.6.1. Description d'une section fissurée	
III.1.6.2. Modélisation de la fissuration dans le béton	167
III.1.7. Lois de contrainte/déformation pour les armatures	
III.1.7.1. Présentation	
III.1.7.2. Loi bilinéaire	
III.1.7.3. Loi multilinéaire	171
III.1.8. Paramètres du modèle constitutif SBETA	
III.1.9. Conclusion	
CHAPITRE III.2. Modélisation numérique	
III.2.1. Introduction	
III.2.2. Programmes numériques	
III.2.2.1. Programme numérique préliminaire	
III.2.2.2. Programme numérique principal	179
III.2.3. Procédure de la modélisation	
III.2.3.1. Paramétrage des matériaux	
III.2.3.2. Modélisation géométrique et génération du maillage	
III.2.3.3. Intégration des éléments de renforcement	
III.2.3.4. Définition des conditions aux limites	
III.2.3.5. Paramétrage de la méthode de calcul	
III.2.3.6. Création des points de surveillance	
III.2.4. Conclusion	191
CHAPITRE III.3. Analyse et interprétation des résultats de l'étude numérique	
III.3.1. Introduction	
III.3.2. Validation numérique	194
III.3.2.1. Validation de l'étude numérique préliminaire	194
III.3.2.1.1. Courbes charge/flèche	194
III.3.2.1.2. Ouvertures des fissures dans les poutres	199
III.3.2.2. Validation de l'étude numérique principale	

III.3.2.2.1. Courbe charge/flèche	201
III.3.2.2.2. Courbes de la position de l'axe neutre	205
III.3.2.2.3. Courbe moment/courbure	208
III.3.2.2.4. Déformations des PRFC	211
III.3.2.2.5. Analyse des largeurs de fissures	213
III.3.2.2.6. Mode de rupture et réseaux de fissuration des poutres	216
III.3.3. Étude paramétrique	222
III.3.3.1. Étude paramétrique à partir du programme préliminaire	222
III.3.3.1.1. Influence de la longueur des PRFC	222
III.3.3.1.2. Influence de la classe du béton	224
III.3.3.1.3. Influence du nombre de lamelles	227
III.3.3.1.4. Influence du ratio (A _f /A _s)	228
III.3.3.2. Étude paramétrique à partir du programme principal	233
III.3.3.2.1. Influence de la classe du béton	233
III.3.3.2.2. Influence du taux des armatures tendues dans la section de la poutre	235
III.3.3.2.3. Influence de la forme du composite (Plat et Jonc)	239
III.3.3.2.4. Influence de la configuration du renforcement hybride	241
III.3.3.2.5. Influence du type du renfort (Acier, PRFV, PRFA et PRFC)	243
III.3.4. Conclusion	245
Conclusion générale et perspectives	246
Références	251
Annexes	

NOMENCLATURE

Notations

<i>A</i> , <i>K</i>	: Constantes des fonctions de rupture pour le béton
A_r	: Section des renforts
A_s	: Section des armatures passives
a'e	: Distance entre l'axe de l'engravure et le bord de la poutre
a_e	: Distance nette entre une rainure et le bord de la poutre
a_g	: Distance nette entre deux rainures adjacentes ag
b_g	: Largeur de l'engravure
d_b	: Diamètre nominal des Joncs
E24	: Nuance d'acier désignée S235
E_c	: Module d'élasticité du béton
E_{ci}	: Module d'élasticité du béton associée à la direction i
E_r	: Module d'élasticité de l'acier
E_s	: Module d'élasticité du renfort
E_{sh}	: Module d'écrouissage
ES	: Équivalent de sable
f_c	: Résistance à la compression des éprouvettes cylindriques du béton
f_c^{ef}	: Résistance à la compression effective du béton
f_t	: Résistance à la traction du béton
f_t^{ef}	: Résistance à la traction effective du béton
F_{max}	: Charge maximale
h_f	: Largeur ou hauteur des lamelles
h_g	: Profondeur de l'engravure
Lc max	: Bande de rupture augmentée pour la compression
L_c	: Bande de rupture pour la compression
$L_{t max}$: Bande de rupture augmentée pour la traction
L_t	: Bande de rupture pour la traction
m_1	: Axe d'orthotropie du matériau faible m_1 , normal à la direction de la fissure
<i>m</i> ₂	: Axe d'orthotropie du matériau fort m_2 , parallèle aux fissures
Mf	: Module de finesse
<i>Mv</i> _{abs}	: Masse volumique absolue
Mv_{app}	: Masse volumique apparente
r _{ec}	: Facteur de réduction de la résistance à la compression
<i>r</i> _{et}	: Facteur de réduction de la résistance à la traction
S	: Surface circulaire de l'éprouvette cylindrique
S	: Espacement de l'armature de couverture
<i>t</i> _f	: Epaisseur des lamelles
$U_{}$: Point de chargement et de déchargement
W_y	: Energie élastique
W_u	: Energie ultime

Lettres grecques

β	: Angle de direction des armatures de couverture
γ	: Facteur d'interpolation linéaire
\mathcal{E}^{eq}	: Déformation uniaxiale équivalente
\mathcal{E}_L	: Déformation limite représente une ductilité limitée de l'acier

$\begin{array}{lll} \rho & : \mbox{Rapport de la section de l'acier sur la section du béton} \\ \rho_r & : \mbox{Taux de renfort} \\ \rho_{req} & : \mbox{Taux de renfort équivalent} \\ \rho_s & : \mbox{Taux des armatures passives} \\ \sigma_c & : \mbox{Contrainte de compression du béton} \\ \sigma_{c1} & : \mbox{Contrainte dans le béton perpendiculaire à la fissuration} \\ \sigma_{c2} & : \mbox{Contrainte dans le béton parallèle à la fissuration} \\ \sigma_{ce} & : \mbox{Contrainte de compression effective du béton} \\ \sigma_{ci} & : \mbox{Contrainte de compression du béton associé à la direction i} \\ \sigma_{scr} & : \mbox{Contrainte dans l'acier lors de la première fissuration} \\ \sigma_{ts} & : \mbox{Contrainte de cisaillement} \\ \phi^{\circ} & : \mbox{Angle interne de frottement du matériau} \end{array}$	V	: Coefficient de Poisson
$\begin{array}{lll} \rho_r & : \mbox{Taux de renfort} \\ \rho_{req} & : \mbox{Taux de renfort équivalent} \\ \rho_s & : \mbox{Taux des armatures passives} \\ \sigma_c & : \mbox{Contrainte de compression du béton} \\ \sigma_{c1} & : \mbox{Contrainte dans le béton perpendiculaire à la fissuration} \\ \sigma_{c2} & : \mbox{Contrainte dans le béton parallèle à la fissuration} \\ \sigma_{ce}^{ef} & : \mbox{Contrainte de compression effective du béton} \\ \sigma_{ci} & : \mbox{Contrainte de compression du béton associé à la direction i} \\ \sigma_{scr} & : \mbox{Contrainte dans l'acier lors de la première fissuration} \\ \sigma_{ts} & : \mbox{Contrainte de cisaillement} \\ \varphi^{\circ} & : \mbox{Angle interne de frottement du matériau} \end{array}$	ho	: Rapport de la section de l'acier sur la section du béton
$\begin{array}{lll} \rho_{req} & : \mbox{Taux de renfort équivalent} \\ \rho_s & : \mbox{Taux des armatures passives} \\ \sigma_c & : \mbox{Contrainte de compression du béton} \\ \sigma_{c1} & : \mbox{Contrainte dans le béton perpendiculaire à la fissuration} \\ \sigma_{c2} & : \mbox{Contrainte dans le béton parallèle à la fissuration} \\ \sigma_{c2} & : \mbox{Contrainte dans le béton parallèle à la fissuration} \\ \sigma_{c2} & : \mbox{Contrainte de compression effective du béton} \\ \sigma_{ci} & : \mbox{Contrainte de compression du béton associé à la direction i} \\ \sigma_{scr} & : \mbox{Contrainte dans l'acier lors de la première fissuration} \\ \sigma_{ts} & : \mbox{Contrainte de traction de l'acier} \\ \tau & : \mbox{Contrainte de cisaillement} \\ \varphi^\circ & : \mbox{Angle interne de frottement du matériau} \end{array}$	ρ_r	: Taux de renfort
$\begin{array}{lll} \rho_s & : \text{Taux des armatures passives} \\ \sigma_c & : \text{Contrainte de compression du béton} \\ \sigma_{c1} & : \text{Contrainte dans le béton perpendiculaire à la fissuration} \\ \sigma_{c2} & : \text{Contrainte dans le béton parallèle à la fissuration} \\ \sigma_{c2} & : \text{Contrainte dans le béton parallèle à la fissuration} \\ \sigma_{c2} & : \text{Contrainte de compression effective du béton} \\ \sigma_{ci} & : \text{Contrainte de compression du béton associé à la direction i} \\ \sigma_{scr} & : \text{Contrainte dans l'acier lors de la première fissuration} \\ \sigma_{ts} & : \text{Contrainte de traction de l'acier} \\ \tau & : \text{Contrainte de cisaillement} \\ \varphi^\circ & : \text{Angle interne de frottement du matériau} \end{array}$	$ ho_{req}$: Taux de renfort équivalent
σ_c : Contrainte de compression du béton σ_{c1} : Contrainte dans le béton perpendiculaire à la fissuration σ_{c2} : Contrainte dans le béton parallèle à la fissuration σ_{c2}^{ef} : Contrainte de compression effective du béton σ_{ci} : Contrainte de compression du béton associé à la direction i σ_{scr} : Contrainte dans l'acier lors de la première fissuration σ_{ts} : Contrainte de traction de l'acier τ : Contrainte de cisaillement φ° : Angle interne de frottement du matériau	$ ho_s$: Taux des armatures passives
σ_{c1} : Contrainte dans le béton perpendiculaire à la fissuration σ_{c2} : Contrainte dans le béton parallèle à la fissuration $\sigma_{c^{ef}}$: Contrainte de compression effective du béton σ_{ci} : Contrainte de compression du béton associé à la direction i σ_{scr} : Contrainte dans l'acier lors de la première fissuration σ_{ts} : Contrainte de traction de l'acier τ : Contrainte de cisaillement φ° : Angle interne de frottement du matériau	σ_c	: Contrainte de compression du béton
σ_{c2} : Contrainte dans le béton parallèle à la fissuration σ_c^{ef} : Contrainte de compression effective du béton σ_{ci} : Contrainte de compression du béton associé à la direction i σ_{scr} : Contrainte dans l'acier lors de la première fissuration σ_{ts} : Contrainte de traction de l'acier τ : Contrainte de cisaillement φ° : Angle interne de frottement du matériau	σ_{cl}	: Contrainte dans le béton perpendiculaire à la fissuration
σ_c^{ef} : Contrainte de compression effective du béton σ_{ci} : Contrainte de compression du béton associé à la direction i σ_{scr} : Contrainte dans l'acier lors de la première fissuration σ_{ts} : Contrainte de traction de l'acier τ : Contrainte de cisaillement φ° : Angle interne de frottement du matériau	σ_{c2}	: Contrainte dans le béton parallèle à la fissuration
σ_{ci} : Contrainte de compression du béton associé à la direction i σ_{scr} : Contrainte dans l'acier lors de la première fissuration σ_{ts} : Contrainte de traction de l'acier τ : Contrainte de cisaillement φ° : Angle interne de frottement du matériau	$\sigma_c{}^{ef}$: Contrainte de compression effective du béton
σ_{scr} : Contrainte dans l'acier lors de la première fissuration σ_{ts} : Contrainte de traction de l'acier τ : Contrainte de cisaillement φ° : Angle interne de frottement du matériau	σ_{ci}	: Contrainte de compression du béton associé à la direction i
σ_{ts} : Contrainte de traction de l'acier τ : Contrainte de cisaillement φ° : Angle interne de frottement du matériau	$\sigma_{\scriptscriptstyle SCr}$: Contrainte dans l'acier lors de la première fissuration
τ : Contrainte de cisaillement φ° : Angle interne de frottement du matériau	σ_{ts}	: Contrainte de traction de l'acier
φ° : Angle interne de frottement du matériau	τ	: Contrainte de cisaillement
	φ°	: Angle interne de frottement du matériau

<u>Abréviations</u>

2D	: Espace à deux dimensions
3D	: Espace à trois dimensions
AFGC	: Association Française de Génie Civil
AFNOR	: Association Française de Normalisation
ATENA	: Logiciel d'analyse par les éléments finis
BMC	: Bulk Molding Compound
CEB	: Comité Européen du Béton
EBR	: Externally Bonded Reinforcement
EDP	: Équation aux Dérivées Partielles
ENG	: Entreprise Nationale des Granulats
FIP	: Fédération Internationale de la Précontrainte
GD	: Composites de Grandes Diffusions
GICA	: Groupe Industriel des Ciments d'Algérie
HM	: Fibres à Haut Module
HP	: Fibres Hautes Performances
HR	: Fibres à Haute Résistance
IANOR	: Institut Algérien de Normalisation
IM	: Fibres à Module Intermédiaire
IUT	: Institut Universitaire de Technologie
<i>LGCGM</i>	: Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique
LMDC	: Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions
MEF	: Méthode des Éléments Finis
NSM	: Near Surface Mounted
PRF	: Polymères Renforcés de Fibres
PRFA	: Polymères Renforcés de Fibres d'Aramide
PRFC	: Polymères Renforcés de Fibres de Carbone
PRFV	: Polymères Renforcés de Fibres de Verre
RTM	: Resin Transfert Molding
SCHB	: Société des Ciments de Hamma Bouziane
SMC	: Sheet Molding Compound
TD	: Résine Thermodurcissable
TFC	: Tissu en Fibre de Carbone
TP	: Résine Thermoplastique

LISTE DES FIGURES

Figures de la Partie I :

Figure I.1.1 : Différents types de tissus en fibres	.9
Figure I.1.2 : Organigramme des différentes familles des fibres 1	10
Figure I.1.3 : Tissu en fibre de carbone	11
Figure I.1.4 : Processus de fabrication des fibres hautes résistance (HR) par carbonisation 1	11
Figure I.1.5 : Tissu en fibre de verre 1	12
Figure I.1.6 : Tissu en fibre d'aramide 1	13
Figure I.1.7 : Les différents aspects des fibres de carbone : (a) en rouleaux unidirectionnels, (b) et	en
bobines de fils, (c) en rouleaux de tissu 2D équilibré (02 directions)1	15
Figure I.1.8 : Organigramme des différentes familles des matrices 1	16
Figure I.1.9 : Organigramme des différentes familles des charges	20
Figure I.1.10 : Diverses formes de profilés en matériaux composites (Gulino, 1999)2	23
Figure I.1.11 : Courbes (contrainte/déformation) des composites PRFV et PRFC par rapport à l'acie	er
conventionnel (Abdalla, 2002)2	25
Figure I.1.12 : Aspect géométrique d'un stratifié à quatre couches multidirectionnelles	27
Figure I.1.13 : Architecture d'un matériau composite en forme de nid d'abeilles2	27
Figure I.1.14 : Schématisation du procédé de moulage au contact	28
Figure I.1.15 : Schématisation du procédé de moulage par projection simultanée2	29
Figure I.1.16 : Schématisation du procédé de moulage sous vide2	29
Figure I.1.17 : Schématisation du procédé de moulage par injection de résine à basse pression	30
Figure I.1.18 : Schématisation du procédé de moulage à la presse à froid basse pression	31
Figure I.1.19 : Schématisation du procédé de moulage par injection de compound	31
Figure I.1.20 : Schématisation du procédé de moulage par compression de mat pré-imprégné	32
Figure I.1.21 : Schématisation du procédé de moulage par enroulement filamentaire	33
Figure I.1.22 : Schématisation du procédé de moulage par centrifugation	34
Figure I.1.23 : Schématisation du procédé de moulage par pultrusion	34
Figure I.2.1 : Schématisation de la méthode de renforcement des poutres par béton projeté4	40
Figure I.2.2 : Confortement par béton projeté du tunnel de Nétreville en 2019	41
Figure I.2.3 : Schématisation de la méthode de renforcement des poutres par chemisage	41
Figure I.2.4 : Renforcement de portique poteaux-poutres par chemisage4	42
Figure I.2.5 : Diverses configurations de la précontrainte additionnelle (Fargeot, 1997)4	43
Figure I.2.6 : Renforcement du Pont Neuf sur l'Yonne par précontrainte additionnelle	44
Figure I.2.7 : Renforcement du viaduc de Terrenoire par tôles collées perforées (Brevet Freyssine	et)
(Luyckx, 1999)4	45
Figure I.2.8 : Principe du renforcement des poutres par la technique EBR	46
Figure I.2.9 : Modes de rupture des poutres renforcées par EBR-TFC (Teng et Chen, 2007)	47
Figure I.2.10 : Principe du renforcement des poutres par la technique NSM	48
Figure I.2.11 : Type des joncs en PRF (PRFC, PRFV, PRFA) pour les applications NSM (Mesbah	et
al., 2017)5	50
Figure I.2.12 : Principaux systèmes NSM (Lamelle, Barre et Jonc) (De Lorenzis et Teng, 2007)5	52
Figure I.2.13 : Modes de rupture du système NSM-PRF5	55

<u>Figures de la Partie II :</u>

Figure II.1.1 : Ciment Portland composé (CPJ-CEM II/A de classe 42,5)	76
Figure II.1.2 : Sable concassé utilisé pour la formulation du béton (fraction : 0/4)	77
Figure II.1.3 : Séries des tamis utilisées pour l'analyse granulométrique des granulats	78
Figure II.1.4 : Courbes granulométriques du sable	79
Figure II.1.5 : Gravier utilisé pour la formulation du béton (fraction : 4/12,5)	79
Figure II.1.6 : Courbes granulométriques du gravier	80
Figure II.1.7 : Adjuvant (SIKAPLAST BV 40 +)	81
Figure II.1.8 : Plats en fibre de carbone PRFC (Type S-FLT) – Lisse	82
Figure II.1.9 : Plats en fibre de carbone PRFC (Type S-FLT) – Sablé	83
Figure II.1.10 : Tissu en fibre de carbone (SIKA WRAP® HEX 230 C)	84
Figure II.1.11 : Résine époxydique (MEDAPOXY REP)	85
Figure II.1.12 : Résine époxydique (SIKADUR 330)	86
Figure II.1.13 : Résine époxydique (ANCHORFIX-2)	87
Figure II.1.14 : Courbes granulométriques des granulats utilisés pour la confection du béton	88
Figure II.1.15 : Malaxeur à axe vertical	89
Figure II.1.16 : Schéma du principe de l'essai au cône d'Abrams	90
Figure II.1.17 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams	90
Figure II.1.18 : Échantillon de moules remplis de béton frais pour la caractérisation mécanique	91
Figure II.1.19 : Presse hydraulique utilisée pour les essais de compression béton	92
Figure II.1.20 : Mode de rupture des éprouvettes cylindrique	92
Figure II.2.1 : Détails du coffrage et ferraillage des poutres étudiées	96
Figure II.2.2 : Montage du coffrage pour la confection des poutres	101
Figure II.2.3 : Préparation des armatures pour le façonnage du ferraillage	102
Figure II.2.4 : Montage des armatures des poutres	103
Figure II.2.5 : Installation du ferraillage dans le coffrage	103
Figure II.2.6 : Moyens de manutention	103
Figure II.2.7 : Procédure de coulage du béton dans le coffrage	104
Figure II.2.8 : Consolidation mécanique du béton	105
Figure II.2.9 : Poutres prêtes à être décoffrées	105
Figure II.2.10 : Vue d'ensemble du dispositif de découpe des poutres	106
Figure II.2.11 : Procédure d'exécution de la découpe des rainures	107
Figure II.2.12 : Application d'une peinture vinylique	107
Figure II.2.13 : Collage du ruban adhésif	108
Figure II.2.14 : Soufflage des rainures avec de l'air comprimé	108
Figure II.2.15 : Application de la résine MEDAPOXY REP	109
Figure II.2.16 : Application de la résine ANCHORFIX-2 avec le pistolet	110
Figure II.2.17 : Poutre renforcée avec du tissu en fibre de carbone (Technique EBR)	111
Figure II.2.18 : Poutres renforcées avec des lamelles en fibre de carbone (Technique NSM)	112
Figure II.2.19 : Conception et fabrication des cornières butées pour réceptionner les LVDT	113
Figure II.2.20 : Détails de l'emplacement des cornières	113
Figure II.2.21 : Positions des LVDT au niveau des poutres renforcées	113
Figure II.2.22 : Dispositif final avec la poutre installée prête à être testée (face principale)	114
Figure II.2.23 : Dispositif final avec la poutre installée prête à être testée (face postérieure)	114
Figure II.3.1 : Comportement générale charge/flèche d'une poutre en béton armé	118
Figure II.3.2 : Déformation d'un élément fléchi (Park et Paulay, 1975)	118
Figure II.3.3 : Moment de flexion pour une poutre avec chargement à quatre points	119

Figure II.3.4 : Définition de la ductilité énergétique (Thomsen et al., 2004)
Figure II.3.5 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence du nombre des plats en PRFC
Figure II.3.6 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence du nombre des plats en
PRFC124
Figure II.3.7 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence du
nombre des plats en PRFC 125
Figure II.3.8 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence du nombre des
plats en PRFC126
Figure II.3.9 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de l'insuffisance de l'enrobage
du béton127
Figure II.3.10 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de l'insuffisance de
l'enrobage du béton128
Figure II.3.11 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence de
l'insuffisance de l'enrobage du béton128
Figure II.3.12 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence de
l'insuffisance de l'enrobage du béton129
Figure II.3.13 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de la longueur d'ancrage des
plats en PRFC lisses
Figure II.3.14 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de la longueur d'ancrage des
plats en PRFC sablés
Figure II.3.15 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de la longueur d'ancrage
des plats en PRFC lisses
Figure II.3.16 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de la longueur d'ancrage
des plats en PRFC sablés
Figure II.3.17 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence de la
longueur d'ancrage des plats en PRFC133
Figure II.3.18 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence de la longueur
d'ancrage des plats en PRFC134
Figure II.3.19 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de l'état de surface des plats
en PRFC de longueur L1
Figure II.3.20 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de l'état de surface des plats
en PRFC de longueur L2
Figure II.3.21 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de l'état de surface des
plats en PRFC de longueur L1
Figure II.3.22 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de l'état de surface des
plats en PRFC de longueur L2
Figure II.3.23 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence de
l'état de surface des plats en PRFC
Figure II.3.24 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence de l'état de
surface des plats en PRFC
Figure II.3.25 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de la méthode de renforcement
Figure II.3.26 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de la méthode de
renforcement
Figure II.3.27 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence de la
méthode de renforcement

Figure II.3.28 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence de la méthode de renforcement
Figure II.3.29 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence du type de renfort
Figure II.3.30 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence du type de renfort 144
Figure II.3.31 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence du type de renfort
Figure II.3.32 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence du type de renfort
Figure II.3.33 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de la configuration de
renforcement hybride
Figure II.3.34 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de la configuration de renforcement hybride
Figure II.3.35 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence de la configuration de renforcement hybride
Figure II.3.36 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence de la
configuration de renforcement hybride
Figure II.3.37 : Différents modes de ruptures observés
Figure II.3.38 : Réseaux de fissuration des poutres testées

Figures de la Partie III :

Figure III.1.1 : Géométrie des éléments en brique	.159
Figure III.1.2 : Schéma de modélisation d'une barre d'armature discrète	.160
Figure III.1.3 : Les nœuds de l'élément de brique 3D à différentes positions dans la structure	. 161
Figure III.1.4 : Loi contrainte/déformation uniaxiale pour le béton	. 162
Figure III.1.5 : Fonction de rupture biaxiale du béton	. 163
Figure III.1.6 : Fonctions de rupture de traction-compression pour le béton	. 165
Figure III.1.7 : Définition des bandes de localisation	.166
Figure III.1.8 : Étapes d'ouverture des fissures	.168
Figure III.1.9 : Modèle de fissure fixe	. 169
Figure III.1.10 : Modèle de fissure en rotation	.170
Figure III.1.11 : Loi contrainte/déformation bilinéaire pour les armatures	.171
Figure III.1.12 : Loi contrainte/déformation multilinéaire pour les armatures	.171
Figure III.1.13 : Schématisation des armatures de couverture	.172
Figure III.2.1 : Caractéristiques géométriques des poutres testées (Hongseob et al., 2009)	.178
Figure III.2.2 : Représentation de la disposition des plats en PRFC dans les deux séries de poutres	\$ 178
Figure III.2.3 : Configurations des poutres testées (Laraba, 2017)	.180
Figure III.2.4 : Coupes transversales des poutres du programme numérique principal	.181
Figure III.2.5 : Définition des propriétés de base pour le matériau SBETA	.182
Figure III.2.6 : Propriétés de traction pour le matériau SBETA avec le type de plastification	.183
Figure III.2.7 : Propriétés de traction pour le matériau SBETA avec le modèle de fissuration	.183
Figure III.2.8 : Définition des propriétés de compression pour le matériau SBETA	.183
Figure III.2.9 : Définition du facteur de rétention du cisaillement pour le matériau SBETA	.184
Figure III.2.10 : Définition du type d'interaction tension-compression du cisaillement	.184
Figure III.2.11 : Définition de la masse volumique et du coefficient de la dilatation thermique	.184
Figure III.2.12 : Définition des propriétés du matériau pour les plaques en acier	.185
Figure III.2.13 : Définition de la loi de comportement des armatures en acier	.185
Figure III.2.14 : L'affichage du modèle après la définition des macro-éléments	.186

Figure III.2.15 : Le maillage par éléments finis de 20 mm du modèle de la mi-poutre187
Figure III.2.16 : Exemple de propriétés géométriques des armatures longitudinales inférieures pour le
cas de deux barres de 12 mm de diamètre
Figure III.2.17 : Positionnement des armatures en acier dans le modèle numérique188
Figure III.2.18 : Intégration des renforts NSM-PRFC et EBR-TFC dans le modèle189
Figure III.2.19 : Affichage graphique des conditions aux limites du modèle numérique189
Figure III.2.20 : Définition des paramètres de solution appliquée au modèle numérique190
Figure III.2.21 : Positionnement du point de surveillance du chargement191
Figure III.2.22 : Positionnement du point de surveillance de la flèche à mi-portée191
Figure III.3.1 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de
poutres P30-2T16-0L
Figure III.3.2 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de
poutres P30-NSM1-2T16-32L195
Figure III.3.3 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de
poutres P30-NSM1-2T16-48L195
Figure III.3.4 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de
poutres P30-NSM1-2T16-70L
Figure III.3.5 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de
poutres P30-NSM1-2T16-80L
Figure III.3.6 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de
poutres P30-NSM1-2T16-96L
Figure III.3.7 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de
poutres P30-3T16-0L
Figure III.3.8 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de
poutres P30-NSM2-3T16-32L
Figure III.3.9 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de
poutres P30-NSM2-3T16-48L197
Figure III.3.10 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de
poutres P30-NSM2-3T16-70L198
Figure III.3.11 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de
poutres P30-NSM2-3T16-80L198
Figure III.3.12 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de
poutres P30-NSM2-3T16-96L198
Figure III.3.13 : Les valeurs Iso de la largeur de la fissure à mi-portée des modèles de poutre validés
(mm)
Figure III.3.14 : Comparaison des résultats de la courbe charge/flèche expérimentale et numérique de
la série (Témoin B20)
Figure III.3.15 : Comparaison des résultats de la courbe charge/flèche expérimentale et numérique de
la série (Témoin B50)202
Figure III.3.16 : Comparaison des résultats de la courbe charge/flèche expérimentale et numérique de
la série (04 Plats B20)
Figure III.3.17 : Comparaison des résultats de la courbe charge/flèche expérimentale et numérique de
la série (04 Plats B50)
Figure III.3.18 : Comparaison des résultats de la courbe charge/flèche expérimentale et numérique de
la série (02 Jones B20)
Figure III.3.19 : Comparaison des résultats de la courbe charge/flèche expérimentale et numérique de
la série (02 Jones B50)
Figure III.3.20 : Schématisation de l'axe neutre d'une poutre

Figure III.3.21 : Comparaison des courbes la position de l'axe neutre de la série de poutres (04 Plats B20)
Figure III.3.22 : Comparaison des courbes la position de l'axe neutre de la série de poutres (04 Plats
B50)
Figure III.3.23 : Comparaison des courbes la position de l'axe neutre de la série de poutres (02 Jones B20)
Figure III 3 24 · Comparaison des courbes la position de l'axe neutre de la série de poutres (02 Jones
B50)
Figure III.3.25 : Tracé typique de la relation moment/courbure 208
Figure III.3.26 : Comparaison des résultats de la courbe moment/courbure expérimentale et numérique
de la série (04 Plats B20)209
Figure III.3.27 : Comparaison des résultats de la courbe moment/courbure expérimentale et numérique
de la série (04 Plats B50)
Figure III.3.28 : Comparaison des résultats de la courbe moment/courbure expérimentale et numérique
de la série (02 Jones B20)
Figure III.3.29 : Comparaison des résultats de la courbe moment/courbure expérimentale et numérique
$\frac{1}{2} = \frac{1}{2} = \frac{1}$
Figure III.3.30 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales des déformations des PRFC
de la série de noutres (04 Plats B20) 211
Figure III 3 31 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales des déformations des PREC
de la série de poutres (04 Plats B50) 212
Eigune III 3 32 : Comparaison des valours numériques et expérimentales des déformations des DEC
de le série de resutres (02 Janes D20)
Eigene de pourres (02 jones B20)
Figure III.5.55 : Comparaison des valeurs numeriques et experimentales des deformations des PRFC
de la serie de poutres (02 Jones B50)
Figure III.3.34 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales de la largeur de la fissure
principale de la série de poutres (04 Plats B20)
Figure III.3.35 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales de la largeur de la fissure
principale de la série de poutres (04 Plats B50)214
Figure III.3.36 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales de la largeur de la fissure
principale de la série de poutres (02 Jones B20)
Figure III.3.37 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales de la largeur de la fissure
principale de la série de poutres (02 Jones B50)215
Figure III.3.38 : Comparaison du mode de rupture et du réseau de fissuration des poutres (PBA20-T-
S1 Num.) et (PBA20-T-S1 Exp.)
Figure III.3.39 : Comparaison du mode de rupture et du réseau de fissuration des poutres (PBA50-T-
S1 Num.) et (PBA50-T-S1 Exp.)
Figure III.3.40 : Comparaison du mode de rupture et du réseau de fissuration des poutres (PBA20-
4L1C-S1 Num.) et (PBA20-4L1C-S1 Exp.)
Figure III.3.41 : Comparaison du mode de runture et du réseau de fissuration des poutres (PBA50-
4L1C-S1 Num) et (PBA50-4L1C-S1 Fxn)
Figure III 3 42 · Comparaison du mode de runture et du réseau de fissuration des poutres (PBA20-
211C-S1 Num) et (PBA20-211C-S1 Fxn)
Figure III 3 43 · Comparaison du mode de runture et du réseau de fissuration des poutres (DDA50
211C-S1 Num) et (PRA50-211C-S1 Evn.)
Figure III 3 44 : Effet de la langueur des plats en DDEC sur la renferencent neur la série de rentere
Figure 11.3.44 : Effet de la longueur des plats en PKPC sur le renforcement pour la serie de poutres
(INSIVII)

Figure III.3.45 : Effet de la longueur des plats en PRFC sur le renforcement pour la série de poutres
(NSM2)
Figure III.3.46 : Réponse des poutres avec une seule lamelle pour voir l'effet de la classe du béton sur
la performance du renforcement
Figure III.3.47 : Réponse des poutres avec deux lamelles pour voir l'effet de la classe du béton sur la
performance du renforcement
Figure III.3.48 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en
fonction de la classe du béton pour la série avec une seule lamelle en PRFC226
Figure III.3.49 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en
fonction de la classe du béton pour la série avec deux lamelles en PRFC
Figure III.3.50 : Comparaison entre les réponses charge/flèche d'une poutre pour voir l'influence du
nombre des plats en PRFC sur un béton de 30 MPa227
Figure III.3.51 : Comparaison entre les réponses charge/flèche d'une poutre pour voir l'influence du
nombre des plats en PRFC sur un béton de 45 MPa227
Figure III.3.52 : Comparaison entre les réponses charge/flèche d'une poutre pour voir l'influence du
nombre des plats en PRFC sur un béton de 60 MPa228
Figure III.3.53 : Comparaison entre les réponses charge/flèche d'une pour voir l'influence du
nombre des plats en PRFC sur un béton de 75 MPa228
Figure III.3.54 : Effet du rapport de renforcement avec $A_f/A_s = 7,46$ %230
Figure III.3.55 : Effet du rapport de renforcement avec $A_f/A_s = 9,94$ %
Figure III.3.56 : Effet du rapport de renforcement avec $A_f/A_s = 12,98$ %
Figure III.3.57 : Effet du rapport de renforcement avec $A_f/A_s = 14,91$ %231
Figure III.3.58 : Effet du rapport de renforcement avec $A_f/A_s = 19,47$ %231
Figure III.3.59 : Effet du rapport de renforcement avec $A_f/A_s = 22,38$ %
Figure III.3.60 : Réponse des poutres pour voir l'effet du rapport de renforcement (Af/As) sur la
performance du renforcement
Figure III.3.61 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en
fonction du ratio (A _f /A _s)232
Figure III.3.62 : Réponse des poutres renforcées par 04 plats en PRFC pour voir l'effet de la classe du
béton sur la performance du renforcement
Figure III.3.63 : Réponse des poutres renforcées par 02 joncs en PRFC pour voir l'effet de la classe du
béton sur la performance du renforcement
Figure III.3.64 : Histogramme des variations du gain de résistance des poutres renforcées en fonction
de la classe du béton
Figure III.3.65 : Réponse des poutres renforcées par 04 plats en PRFC pour voir l'effet du taux des
armatures passives (Série avec un béton de classe B20)
Figure III.3.66 : Réponse des poutres renforcées par 02 joncs en PRFC pour voir l'effet du taux des
armatures passives (Série avec un béton de classe B20)
Figure III.3.67 : Réponse des poutres renforcées par 04 plats en PRFC pour voir l'effet du taux des
armatures passives (Série avec un béton de classe B50)
Figure III.3.68 : Réponse des poutres renforcées par 02 joncs en PRFC pour voir l'effet du taux des
armatures passives (Série avec un béton de classe B50)
Figure III.3.69 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en
fonction du taux des armatures tendues (renforcées par des plats)
Figure III.3.70 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en
fonction du taux des armatures tendues (renforcées par des joncs)
Figure III.3.71 : Réponse des poutres renforcées pour voir l'effet de la forme des PRFC (Série avec un
béton de classe B20)
,

Figure III.3.72 : Réponse des poutres renforcées pour voir l'effet de la forme des PRFC (Série avec un
béton de classe B50)239
Figure III.3.73 : Réponse des poutres renforcées pour voir l'effet de la forme des PRFC (Série avec un
béton de classe B80)240
Figure III.3.74 : Réponse des poutres renforcées pour voir l'effet de la forme des PRFC (Série avec un
béton de classe B110)
Figure III.3.75 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en
fonction de la forme des PRFC
Figure III.3.76 : Réponse des poutres renforcées par des configurations hybrides (Série avec un béton
de classe B20)
Figure III.3.77 : Réponse des poutres renforcées par des configurations hybrides (Série avec un béton
de classe B50)
Figure III.3.78 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en
fonction du type de configuration
Figure III.3.79 : Réponse des poutres renforcées par des renforts en acier, en PRFV, en PRFA et en
PRFC pour voir l'effet du type du renfort (Série avec un béton de classe B20)243
Figure III.3.80 : Réponse des poutres renforcées par des renforts en acier, en PRFV, en PRFA et en
PRFC pour voir l'effet du type du renfort (Série avec un béton de classe B50)244
Figure III.3.81 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en
fonction du type des renforts

LISTE DES TABLEAUX

<u>Tableaux de la Partie I :</u>

Tableau I.1.1 : Caractéristiques des fibres et renforts (Hamelin, 2002)	14
Tableau I.1.2 : Performances des différents types d'architecture des fibres	15
Tableau I.1.3 : Caractéristiques moyennes des matrices thermodurcissables non renforcées	17
Tableau I.1.4 : Caractéristiques moyennes des matrices thermoplastiques non renforcées	18
Tableau I.1.5 : Principales différences entre les matrices TD et TP	19
Tableau I.1.6 : Synthèse des combinaisons résines-renforts	24
Tableau I.1.7 : Caractéristiques mécaniques moyennes des matériaux composites PRFV, PR	FC et
PRFA (Teng et al., 2002)	25
Tableau I.2.1 : Nomenclature des modes de rupture du système NSM-PRF	53

<u>Tableaux de la Partie II :</u>

Tableau II.1.1 : Compositions chimiques du ciment	77
Tableau II.1.2 : Compositions minéralogiques du clinker	77
Tableau II.1.3 : Caractéristiques physiques du ciment	77
Tableau II.1.4 : Caractéristique du sable	78
Tableau II.1.5 : Résultat de l'analyse granulométrique du sable	78
Tableau II.1.6 : Caractéristiques du gravier	80
Tableau II.1.7 : Résultat de l'analyse granulométrique du gravier	80
Tableau II.1.8 : Composition chimique de l'eau	81
Tableau II.1.9 : Les performances mécaniques des plats S-FLT	82
Tableau II.1.10 : Caractéristiques du tissu en fibre de carbone	84
Tableau II.1.11 : Propriétés mécaniques des aciers utilisés pour le renforcement	84
Tableau II.1.12 : Caractéristiques de la résine (MEDAPOXY REP)	85
Tableau II.1.13 : Caractéristiques de la résine (SIKADUR 330)	86
Tableau II.1.14 : Caractéristiques de la résine (ANCHORFIX-2)	87
Tableau II.1.15 : Composition du béton utilisé pour le programme expérimental	88
Tableau II.1.16 : Caractéristiques du béton à l'état frais	90
Tableau II.1.17 : Résistance à la compression du béton	93
Tableau II.2.1 : Configuration des poutres	98
Tableau II.2.2 : Programme expérimental	00
Tableau II.3.1 : Résumé des taux de renforts 1	22
Tableau II.3.2 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence du nombre des plats	en
PRFC1	25
Tableau II.3.3 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence de l'insuffisance	de
l'enrobage du béton	29
Tableau II.3.4 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence de la longueur d'ancra	ge
des PRFC	33
Tableau II.3.5 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence de l'état de surface d PRFC	les 37
Tableau II.3.6 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence de la méthode	de
renforcement	42
Tableau II.3.7 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence du type de renfort 1	45

Tableau II.3.8 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence de la c	onfiguration de
renforcement hybride	149
Tableau II.3.9 : Récapitulatif du comportement global des séries de poutres renforcées	

<u>Tableaux de la Partie III :</u>

Tableau III.1.1 : Valeurs des constantes A et K	164
Tableau III.1.2 : Formules par défaut des paramètres du modèle SBETA (CERVENKA et al. 2	2018)
	173
Tableau III.2.1 : Propriétés mécaniques des lamelles en PRFC et de la résine époxy	177
Tableau III.2.2 : Désignation des poutres du programme numérique préliminaire	178
Tableau III.2.3 : Dimensions des renforts et des engravures	180
Tableau III.2.4 : Désignation des poutres du programme numérique principal	181
Tableau III.3.1 : Résultats de la validation du programme numérique préliminaire	199
Tableau III.3.2 : Résultats de la validation du programme numérique préliminaire	223
Tableau III.3.3 : Détails des configurations des modèles de l'étude paramétrique pour analyser l	'effet
du ratio (A _f /A _s)	229

Introduction générale

Introduction générale

Le béton est réputé depuis longtemps comme étant le matériau de construction le plus utilisé dans le domaine du génie civil que ce soit pour la réalisation des bâtisses ou des ouvrages d'art. Bien qu'il soit capable de résister aux sollicitations de compression, le béton demeure fragile lorsqu'il est soumis à des sollicitations de traction. Comme tout matériau qui existe, le béton a une durée de vie limitée suite aux détériorations subies au fil du temps à cause de multiples facteurs. Les dégradations du béton affectent directement la durée de vie des constructions. En effet, le parc immobilier mondial en général et national en particulier nécessite une réparation ou un renforcement surtout pour le patrimoine historique et culturel.

Les matériaux composites, également appelés polymères renforcés de fibres (PRF), peuvent généralement être définis comme la combinaison de deux matériaux ou plus. L'assemblage final donne naissance à un nouveau matériau avec un comportement intéressant et des propriétés satisfaisantes. Les PRF sont constitués de renforts de fibres noyées dans une matrice époxy dont la résistance mécanique est beaucoup plus faible. Ces matériaux sont disponibles sous forme de barres, de lamelles ou de tissus. Les polymères renforcés de fibres sont fabriqués à partir d'un processus de pultrusion des fibres de carbone, de verre ou d'aramide pour obtenir à la fin des PRFC, des PRFV et des PRFA, respectivement. Auparavant, le renforcement des structures était principalement réalisé à travers des méthodes conventionnelles. Cependant, ces dernières années, avec le développement des matériaux composites, le renforcement des structures est devenu plus pratique et avantageux grâce aux améliorations significatives de la capacité portante qu'ils apportent.

Des chercheurs ont révélé que ces matériaux offrent des possibilités de renforcement pour de nombreuses constructions en béton armé existantes (Nanni, 1993 ; Picard et al., 1995 ; Täljsten, 1997 ; Gendron et al., 1999 ; Nanni, 2003). Le renforcement des poutres en béton armé par les matériaux composites comprend plusieurs techniques. Parmi ces techniques, il y a la technique EBR qui a fait l'objet de plusieurs études (Yin et Wu, 2003 ; Li et al., 2008 ; Hadiseraji et El-Hacha, 2014 ; Hosen et al., 2019 ; Razaqpur et al., 2020). Elle a été l'une des premières applications des polymères renforcés de fibres de carbone dans le domaine du génie civil. Bien que cette technique soit révolutionnaire dans le domaine du renforcement des constructions, mais elle a quelques inconvénients. Le principal inconvénient se présente dans le décollement prématuré des bandes en PRFC. Pour remédier à ce problème, Teng et al., (2003) ont proposé de mettre des ancrages avec des chemises en PRF en forme de (U). Mais même avec cette configuration, la plupart du temps, il y a lieu d'un décollement, car ces ancrages font tarder

seulement le décollement des PRFC. Récemment, une nouvelle technique d'utilisation des matériaux composites a été développée. Cette technique Near Surface Mounted règle le problème du décollement prématuré parce que les PRFC sont insérés directement dans l'élément structurel. Des travaux ont été réalisés pour évaluer l'efficacité de cette technique de renforcement (Barros et Fortes, 2005; De Lorenzis & Teng, 2007; Mishad et al., 2017; Dias et al., 2018 ; Barris et al., 2020). Les résultats montrent la contribution impressionnante de cette technique dans le renforcement des poutres en béton armé. Les études démontrent aussi un comportement amélioré avant la rupture des poutres en béton armé. Bien que de nombreuses études sur le renforcement des poutres en béton armé aient déjà été entreprises, des questions subsistent quant au comportement global, aux configurations de renforcement les plus performantes et à la contribution de l'outil numérique dans la simulation et la prédiction du comportement. C'est dans cette perspective que la présente étude a été engagée. En fait, ce travail de recherche est le fruit d'une collaboration scientifique entre le Laboratoire de recherche des Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) de l'Université de Constantine 1 en Algérie et entre le Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique (LGCGM), une unité de recherche commune entre l'INSA de Rennes et l'IUT de Rennes de l'Université de Rennes 1 en France. Le financement a été assuré par une bourse algéro-française PROFAS B+, qui a soutenu et encouragé un tel sujet de recherche. Ce travail de recherche a fait l'objet de deux investigations majeures, la première est centrée sur l'aspect expérimental et la deuxième est basée sur l'aspect numérique. Premièrement, sur le plan expérimental, une campagne expérimentale a été réalisée au laboratoire LMDC de l'Université de Constantine 1 en Algérie, visant à renforcer des poutres en béton armé de section rectangulaire à l'aide de matériaux composites en polymères renforcés de fibres de carbone. Ensuite, sur le plan numérique, des modélisations ont été réalisées à travers le code de calcul par les éléments finis ATENA. Cette partie a été réalisée conjointement au laboratoire LGCGM à l'IUT de Rennes de l'Université de Rennes 1 et au laboratoire LMDC de l'Université de Constantine 1. En effet, le principal atout de l'outil numérique est de permettre de procéder à des simulations à la fois rapides et fiables, sans pour autant recourir à tout moment à des tests expérimentaux, qui sont onéreux en termes de temps et d'argent. Tout d'abord, le modèle numérique a été soigneusement optimisé et validé en utilisant des résultats de tests expérimentaux issus de la littérature. Par la suite, il a été étendu à de nombreuses configurations en faisant varier les paramètres de renforcement ainsi que les matériaux de renforcement.

Objectifs de la thèse :

L'objectif général de cette thèse est d'étudier expérimentalement et numériquement le comportement des poutres en béton armé renforcées à la flexion à l'aide des polymères renforcés de fibres en utilisant la technique NSM. Les objectifs spécifiques de ce travail de recherche sont les suivants :

- Étudier l'efficacité du renforcement NSM-PRFC à la flexion sur la performance mécanique, notamment la résistance et la ductilité des poutres en béton armé ;
- Traiter le cas du renforcement des poutres par la technique NSM en présence d'une insuffisance d'enrobage ;
- Évaluer l'influence du type des PRF, notamment les fibres de verre, les fibres de carbone et les fibres d'aramide sur l'apport en termes de gain de résistance ;
- Examiner l'influence de la forme de la section du matériau composite, telle que les lamelles et les joncs, sur le comportement global des poutres ;
- Analyser l'influence du taux du renforcement sur le comportement des poutres ;
- Évaluer l'influence de la longueur d'ancrage du composite afin d'optimiser les performances et les coûts et analyser l'apport de l'ancrage en forme de (U) ;
- Analyser l'influence de l'état de surface des lamelles en PRFC sur la performance de la technique de renforcement NSM ;
- Étudier l'influence de la résistance à la compression du béton sur le taux de contribution des PRFC ;
- Examiner l'impact des configurations de renforcement hybride sur les performances des poutres en béton arme renforcées par la technique NSM ;
- Comparer la performance de la technique NSM à celle de la technique EBR ;
- Identifier et comprendre les modes de rupture des différentes configurations de renforcement NSM-PRFC ;
- Développer des modèles numériques performants basés sur l'analyse par les éléments finis pour la prédiction du comportement non linéaire des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRF;
- Distinguer et proposer des sujets de recherche intéressants pour de futures études sur les méthodes de renforcement utilisant des matériaux composites.

Structuration de la thèse :

Afin d'atteindre les objectifs fixés dans ce travail de recherche, la présente thèse a été subdivisée en trois importantes parties qui se complètent dans le cadre de la thématique du renforcement des poutres en béton armé avec NSM-PRFC, passant par la partie I (synthèse bibliographique), puis la partie II (étude expérimentale) et à la fin la partie III (étude numérique). Chaque partie est composée de trois chapitres respectifs. Le manuscrit de ce projet de thèse a débuté par une introduction générale où la problématique et les objectifs ont été évoqués, suivie d'une structuration de la thèse articulée sur neuf chapitres.

La partie I est consacrée à une synthèse bibliographique et comprend trois principaux chapitres. Le chapitre I.1 est dédié aux généralités sur les matériaux composites, il traite aussi la question de la durabilité des PRF ainsi que leurs technologies de mise en œuvre.

Le chapitre I.2 est consacré aux méthodes de renforcement des structures, en passant des méthodes conventionnelles aux méthodes avancées utilisant les matériaux composites. Deux méthodes de renforcement par les polymères renforcés de fibres sont détaillées, notamment la technique EBR (External Bounded Reinforcement) et la technique NSM (Near Surface Mounted). Ce chapitre présente également un aperçu du principe du renforcement ainsi que des modes de rupture de chaque technique.

Le chapitre I.3 est une revue de la littérature sur les travaux antérieurs portant sur le renforcement des poutres en béton armé avec des polymères renforcés de fibres en utilisant la technique NSM. Ce chapitre évoque les paramètres étudiés, les résultats et les conclusions de quelques travaux de recherche réalisés entre 2000 et 2020.

La partie II est dédiée à l'étude expérimentale qui englobe trois chapitres liés les uns aux autres. Le chapitre II.1 présente la caractérisation des matériaux utilisés, notamment celle du béton. Au début, une caractérisation des matériaux pour la confection du béton est présentée. Ensuite, vient la caractérisation des matériaux pour le renforcement des poutres. Dans ce chapitre, la formulation et la confection du béton utilisé lors de la fabrication des poutres en béton armé du programme expérimental sont également abordées.

Le chapitre II.2 est exclusivement consacré à l'étude du renforcement des poutres en béton armé par NSM-PRFC. Ce chapitre détaille le programme d'essais, les paramètres de renforcement étudiés, la configuration des poutres, le dispositif d'essai, ainsi que les procédures de fabrication et de renforcement des poutres en béton armé. Les étapes de préparation et d'instrumentation des corps d'épreuves sont également décrites. Ce programme expérimental a été réalisé à l'Université des Frères Mentouri Constantine 1 en Algérie.

Le chapitre II.3 est dédié à l'analyse et à l'interprétation des résultats expérimentaux obtenus à partir des essais de flexion à quatre points sur les poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC, EBR-TFC, NSM-Acier et NSM-Hybrid. Les poutres étudiées ont une section transversale de 200 mm de hauteur et de 100 mm de largeur, avec une longueur totale de l'ordre de 1200 mm. Une multitude de paramètres de renforcement ont fait l'objet de cette investigation

expérimentale. Les résultats sont présentés sous forme de courbe charge/flèche, courbe moment/courbure, histogramme de gain de la capacité portante et histogramme de perte de ductilité. Les modes de rupture observés sur les poutres sont également discutés et analysés.

La partie III de cette thèse de doctorat est réservée pour l'étude numérique, incluant trois chapitres. Cette partie porte sur la modélisation par la méthode des éléments finis des poutres en béton armé renforcées par la technique NSM en utilisant des matériaux composites.

Le chapitre III.1 traite la théorie de la modélisation par la méthode des éléments finis, ainsi que les principes fondamentaux de la modélisation par le code de calcul ATENA.

Le chapitre III.2 aborde les différentes étapes de la modélisation par éléments finis des poutres en béton armé renforcées par la technique NSM. La modélisation a été réalisée en utilisant le logiciel de calcul ATENA 2D. Ce chapitre présente deux programmes numériques. Le premier est le programme préliminaire qui a été réalisé sur la base d'une validation numérique à partir des résultats expérimentaux des études de Hongseob et Jongsung (2008) et Hongseob et al. (2009). Le but de ce programme était en premier lieu de se familiariser avec le code de calcul ATENA 2D et d'acquérir les bases de la modélisation numérique des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC. Le second est le programme numérique principal, où les modèles numériques ont été développés en se basant sur les essais expérimentaux de l'étude menée par Laraba (2017).

Le chapitre III.3 est consacré à l'analyse et à l'interprétation des résultats de l'étude numérique. La modélisation a été réalisée en plusieurs étapes dans le but d'obtenir des modèles numériques performants qui représentent au mieux les essais expérimentaux. La validation numérique a été confirmée lorsque les résultats numériques ont concordé parfaitement avec les résultats expérimentaux. Cette concordance a été établie sur plusieurs niveaux, notamment la validation des courbes charges/flèches, la position de l'axe neutre, les courbes moment/courbure, la déformation des PRF, l'ouverture des fissures, ainsi que les modes de rupture observés. Les résultats ont été analysés et discutés en termes de performance du renforcement des poutres par NSM/PRFC, de l'influence des paramètres de renforcement, ainsi que de la performance des modèles numériques développés. Dans ce même chapitre, une étude paramétrique a été initiée à partir des modèles numériques validés dans le chapitre III.3. Cette étude paramétrique a permis de mettre en évidence les principaux paramètres influents sur le renforcement des poutres avec des matériaux composites en utilisant la technique NSM. Les effets de tous les paramètres ont été analysés de manière détaillée.

Ce travail de recherche est finalement clôturé par une conclusion générale, suivie de quelques perspectives pour des travaux ultérieurs.

PARTIE I Synthèse bibliographique

CHAPITRE I.1 Généralités sur les matériaux composites

I.1.1. Introduction

Les matériaux composites présentent des avantages considérables comparés aux matériaux conventionnels. Ils offrent de nombreux intérêts fonctionnels tels que la légèreté, la flexibilité des formes, la limitation de l'entretien et offrent une résistance mécanique et chimique accrue. Ils procurent une longévité supplémentaire à certains éléments structurels en raison de leurs caractéristiques particulières. Ils offrent également une meilleure isolation thermique et, pour certains d'entre eux, une bonne isolation électrique est présente. Ils permettent aux architectes et aux ingénieurs la liberté de conception pour combiner la fonction, la forme et les matériaux. Il s'agit alors d'un produit de plus en plus performant. La légèreté et la capacité à assurer des performances multiples sont des avantages importants dans le contexte du processus de conception et de production, offrant de nouvelles possibilités techniques et une meilleure réponse aux besoins souvent contradictoires (masse, fonctionnalité, etc.) que les matériaux homogènes traditionnels ont du mal à satisfaire. Il est défini comme étant un alliage ou une matière première renforcée par un filament. Il consiste en l'association d'au moins deux constituants : le renfort et la matrice, qui devront être bien compatibles. La notion d'interface ou de liant est introduite pour garantir cette compatibilité entre les composants. Contrairement aux matières premières classiques dont les caractéristiques mécaniques sont connues à l'avance, celles des composites sont déterminées seulement après la fabrication, car le matériau et le produit sont produits en même temps. Actuellement, les composés à matrice organique constituent plus de 99 % des matériaux composites (Berreur et al., 2002). Ils sont formés par :

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

La figure I.1.1 représente trois rouleaux de tissus, de gauche à droite : un tissu en fibres d'aramide, un tissu en fibres de carbone et un tissu en fibres de verre.



Figure I.1.1 : Différents types de tissus en fibres.

Les matériaux composites sont très hétérogènes et fortement anisotropes. On reconnaît principalement deux types de composites :

- Les composites de grande diffusion (GD) sont abordables et ont une grande présence sur le marché ;
- Les composites hautes performances (HP) sont plus chers et ont un marché limité.

I.1.2. Les renforts

Les renforts à base de fibres permettent d'augmenter la résistance ainsi que la rigidité des matériaux composites. Les fibres se présentent sous forme filamentaire unidirectionnelle. Les renforts sont caractérisés par la nature de la fibre, qu'elle soit minérale ou organique et par sa forme. L'organigramme des principales familles de renforts est présenté sur la figure I.1.2 selon Berreur et al. (2002).



Figure I.1.2 : Organigramme des différentes familles des fibres.

I.1.2.1. Les fibres de carbone

Selon les procédés de production, il existe plusieurs types de fibres de carbone que l'on peut classer en trois catégories :

- Fibres à haute résistance (HR) ;
- Fibres à module intermédiaire (IM) ;
- Fibres à haut module (HM).

Ou l'on peut voir sur la figure I.1.3 un tissu en fibres de carbone unidirectionnel.



Figure I.1.3 : Tissu en fibre de carbone.

Les fibres de carbone sont fabriquées à partir d'un matériau de base appelé (précurseur) qui se retrouve sous forme de fibres étirées. Les fibres couramment utilisées sont des fibres acryliques obtenues à partir de polyacrylonitrile (PAN). La qualité des fibres de carbone est fonction du précurseur utilisé. Le procédé de fabrication consiste à soumettre les fibres acryliques à une décomposition thermique sans faire fondre les fibres, ce qui entraîne la graphitisation de leur structure de base. Les processus de fabrication courants reposent sur des brins de filaments acryliques disposés sans torsion (composés de 1 000 à 10 000 filaments), et les soumettent à quatre étapes successives : notamment l'oxydation, la carbonisation, la graphitisation et le traitement de surface. Les étapes de fabrication des fibres sont résumées sur la figure I.1.4.



Figure I.1.4 : Processus de fabrication des fibres hautes résistance (HR) par carbonisation.

Les fibres de carbone ont de remarquables propriétés mécaniques et ont une faible densité. En plus de cela, elles sont très résistantes au feu, car leurs propriétés mécaniques restent inchangées jusqu'à environ 1500 °C. Cette particularité a entraîné le développement des composites à base de fibres de carbone et matrice en carbone à haute résistance thermique destinés aux tuyères de fusées et aux éléments de fours. Avec une couche protectrice antioxydante, ces matériaux peuvent également être exploités dans les environnements oxydants de l'industrie spatiale.

I.1.2.2. Les fibres de verre

Les fibres de verre sont produites en faisant passer du verre fondu à travers des moules en alliage, dont le fond est muni de trous calibrés ayant un diamètre de 0,2 mm. Le verre en fusion est conservé à une température d'environ 1250 °C dans des moules chauffés au four. À ce niveau de température, la consistance du verre lui confère la possibilité de s'écouler par gravité à travers les orifices sous forme de fibres ayant une taille de quelques dixièmes de millimètres. À la sortie du moule, le verre en phase plastique est étiré de manière très rapide puis sera refroidi. Le temps de refroidissement et la vitesse de l'étirage permettent d'obtenir soit des filaments continus, soit des fibres discontinues.

Après l'étirage, les filaments de verre sont exposés à diverses contraintes mécaniques et chimiques qui réduisent leurs propriétés initiales. Dans les matériaux composites, la liaison entre le verre et la résine par l'intermédiaire de l'ensimage garantit une répartition équitable de la charge. Il est important de noter que les fibres de verre conservent leurs propriétés mécaniques à des températures élevées, telles que 200 °C pour le verre de type E et 250 °C pour le verre de type R. Elles conviennent ainsi parfaitement pour le renforcement des résines à haute résistance thermique. La figure I.1.5 montre un tissu de fibres de verre unidirectionnel.



Figure I.1.5 : Tissu en fibre de verre.

I.1.2.3. Les fibres d'aramide

Les fibres d'aramide, connues pour leur grande résistance mécanique, sont souvent appelées (Kevlar), qui est le nom de marque de la fibre développée par Dupont de Nemours. Elles sont produites à basse température (-10°C) par un processus de filage en solution, puis étirées et subissent un traitement thermique pour améliorer leur module d'élasticité.

Cependant, leur utilisation est limitée en raison de certaines déficiences telles que :

- La faible résistance à la compression, une faible résistance à la flexion et au flambage ;
- La vulnérabilité au cisaillement ;

- Le niveau d'adhérence moyen entre la matrice et la fibre ;
- Le coût élevé.

En raison de leur légèreté et de leur grande résistance aux chocs et à l'abrasion, les fibres d'aramide sont utilisées pour la création de blindages, de produits de frottement et de joints. La figure I.1.6 montre un tissu unidirectionnel en fibres d'aramide.



Figure I.1.6 : Tissu en fibre d'aramide.

I.1.2.4. Autres types de fibres

- Céramiques :

Les composites céramiques sont habituellement formés de fibres de renfort et d'une matrice à base de céramique. Les fibres sont produites par une déposition chimique en forme de vapeur sur un fil de support. Ils sont destinés à des usages qui imposent des températures extrêmement élevées allant de 500 °C à 2000 °C. Ces matériaux sont notamment utilisés dans les compartiments chauds des moteurs d'avions.

- Fibres de bore :

Elles sont des fibres de haut module résistant à l'oxydation aux températures élevées. Elles sont issues d'un processus de déposition en phase vapeur sur un support en tungstène.

- Fibre de silice (ou de quartz) :

Les fibres de silice sont manufacturées à partir d'une fusion et sont de ce fait appréciées pour leur grande résistance thermique et chimique.

- Fibres de polyéthylène de haut module :

En effet, elles ont une excellente capacité de résistance à la traction, mais présentent une très pauvre qualité de mouillabilité. Pour les structures soumises à de faibles contraintes, on peut recourir à des fibres synthétiques usuelles en polyamide ou en polyester.

I.1.2.5. Caractéristiques des fibres les plus utilisées

Il existe différents types de fibres. Les fibres peuvent être distinguées en deux grandes catégories, en fonction de leur résistance et de leur module. Les fibres qui enregistrent un haut module ont une faible résistance, et inversement, les fibres qui enregistrent une forte résistance ont un faible module. Le tableau I.1.1 donne un ordre de grandeur des caractéristiques des principaux renforts.

Renforts	Diamètre du filament	Masse volumique	Résistance à la traction	Module de traction	Allongement à la rupture	Température de fusion
	(µm)	(kg/m ³)	(MPa)	(MPa)	(%)	(°C)
Verre E	3 à 30	2540	3400	73000	4.5	850
Verre R	3 à 30	2480	4400	86000	5.2	990
Carbone HR	8	1780	3500	200000	1	2500
Carbone HM	8	1800	2200	400000	0.5	2500
Aramide HR	12	1450	3100	70000	4	480
Aramide HM	12	1450	3100	130000	2	480

Tableau I.1.1 : Caractéristiques des fibres et renforts (Hamelin, 2002).

I.1.2.6. Formes des renforts

Afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques des structures en composites, il est nécessaire de jouer sur l'architecture et l'orientation des fibres, ce qui permet de renforcer la pièce dans les directions selon lesquelles elle est la plus sollicitée. Cependant, les fibres étant de diamètre microscopique (quelques micromètres), il n'est naturellement pas envisageable de les disposer une à une. Elles sont donc fournies sous la forme de semi-produits pouvant être de plusieurs types soit :

- Des plis ou nappes, pouvant être unidirectionnels (toutes les fibres sont parallèles), ces plis sont fournis en rouleaux ;
- Des fils formés de nombreuses fibres tressées entre elles, fournis en bobines ;
- Des tissus plans bidirectionnels préfabriqués à l'aide de ces fils, fournis en rouleaux.

La figure I.1.7 rassemble les différentes formes que l'on peut trouver pour les fibres de carbone soit en tissu unidirectionnel ou à deux directions, soit sous forme filamentaire appelé Roving et le tableau I.1.2 résume les performances des différents types d'architecture des fibres.


Figure I.1.7 : Les différents aspects des fibres de carbone : (a) en rouleaux unidirectionnels, (b) en bobines de fils, (c) en rouleaux de tissu 2D équilibré (02 directions).

Architecture des fibres	Comportement mécanique recherché	Orientation de la tenue mécanique	Taux maximal de renfort	Type de fibre
Fibres coupées et broyées	Moyen	Quelconque	30 %	Verre
Mats fibres coupées	Moyen	Quelconque	30 %	Verre ou Carbone
Mats fibres continues	Moyen	Orientée	30 %	Verre
Fibres continues	Intermédiaire	Unidirectionnelle	50 % à 70 %	Toutes
Tissu	Fort	Bi ou tri directionnelle	30 % à 70 %	Toutes
Nappe	Très fort	Unidirectionnelle (Bidirectionnelle si superposition)	50 % à 85 %	Toutes

Tableau I.1.2 : Performances des différents types d'architecture des fibres.

I.1.3. Les matrices

Du fait de la faible section des fibres, ils ne peuvent pas être utilisés directement pour une application mécanique, d'où l'idée de les incorporer dans une matrice polymère pour constituer un composite à base de fibres. La matrice a ainsi diverses fonctions qui se présentent pour : la liaison des fibres entre elles, le transfert des charges mécaniques aux fibres, la protection des fibres de l'environnement extérieur. Ainsi, le nouveau matériau composite présentera des caractéristiques mécaniques spécifiques assez élevées. La figure I.1.8 résume sous forme d'organigramme les différentes familles de matrice.



Figure I.1.8 : Organigramme des différentes familles des matrices.

I.1.3.1. Résines thermodurcissables (TD)

Les résines thermodurcissables (TD) sont associées généralement à des fibres longues. Les polymères issus de ses résines se présentent sous la forme d'un réseau tridimensionnel, au cours de la polymérisation ce réseau durci de façon définitive lors du chauffage selon la forme souhaitée. Les résines thermodurcissables les plus souvent rencontrées aujourd'hui sont les suivantes :

- Les polyesters insaturés :

Ils sont le type de résine le plus communément répandu dans les applications de moulage par injection. Ils se trouvent dans une solution d'un polyacide et d'un polyalcool, et durcissent sous l'action d'un agent catalyseur et sous l'effet de la chaleur. Les polyesters insaturés ont une bonne accroche sur les fibres de verre et une bonne résistance chimique. Ces résines sont intéressantes en termes de prix, car elles sont peu coûteuses. Ils possèdent le grand désavantage de dégager des vapeurs de styrène pendant la polymérisation et sont difficiles à stocker.

- Les vinylesters :

Ils sont des déclinaisons de polyesters issus de l'acide acrylique. Ils possèdent une intéressante résistance à la fatigue et à la corrosion, mais en revanche, ils sont inflammables.

- Les résines époxydiques :

Les résines époxyde ou époxy sont les résines représentatives des composites HP. Elles ont une bonne tenue mécanique, chimique et thermique. Leur mise en œuvre est facile et présente une excellente adhérence sur les fibres. Cependant, les résines époxydiques enregistrent quelques inconvénients tels que le prix élevé, le vieillissement sous température et la sensibilité aux chocs.

- Les résines phénoliques :

Elles sont notamment issues de la polycondensation du phénol et du formol. Les résines phénoliques ont un bon comportement au feu et ne génèrent pas de fumée. Les résines phénoliques sont cependant délicates, sensibles à l'humidité et difficilement manipulables.

- Les polyuréthannes :

Ces résines possèdent un faible niveau de viscosité, ce qui permet un bon taux de remplissage du moule et ont aussi une bonne tenue chimique, par contre elles ont une faible résistance mécanique.

Le tableau I.1.3 résume les principales résines thermodurcissables utilisées dans les composites ainsi que leurs caractéristiques moyennes.

Matrices Thermodurcissable (TD)	Masse volumique	Résistance à la traction	Module de flexion	Tenue à la chaleur continue
	(kg/m^3)	(MPa)	(GPa)	(°C)
Polyester (UP)	1200	50 - 80	3	120
Vinylester	1150	-	3,5	140
Phénolique	1200	40 - 50	3	120 - 150
Epoxyde	1100 - 1400	50 - 90	3	120 - 200
Polyuréthanne (PU)	1100 - 1500	20 - 50	1	100 - 120
Polyamide	1300 - 1400	30 - 40	4	250 - 300

I.1.3.2. Résines thermoplastiques (TP)

Les résines thermoplastiques (TP) actuellement sont renforcées avec des fibres courtes et prochainement avec des fibres longues en cours de développement. Les polymères issus de ses résines thermoplastiques ont une géométrie linéaire, ils sont mis en forme par chauffage et durcissent au cours du refroidissement. Les thermoplastiques (TP) ont de bonnes propriétés mécaniques à leur état brut. Un renforcement par de courtes fibres leur assure une amélioration de la résistance thermique et mécanique et ainsi qu'une bonne stabilité sur le plan dimensionnel. Les matrices thermoplastiques les plus courantes sont les suivantes :

Polyamide (PA) : a une bonne résistance aux chocs, une bonne résistance à la fatigue ;

Polytéréphtalate éthylénique et butylénique (PET, PBT) : ont une bonne rigidité et ténacité;

Polycarbonate (PC) : présente une excellente capacité de résistance aux chocs ;

Polysulfure de phénylène (PPS) : a une bonne performance à la tenue à l'hydrolyse ;

Polyoxyméthylène (POM) : a une grande capacité de résistance à la fatigue ;

Polysulfones (PSU et PPS) : présentent une grande stabilité chimique et hydrolytique, un bas niveau de fluage et une bonne capacité de résister à la chaleur ;

Polypropylène (PP) : est peu abordable et assez stable en température, mais il est combustible. On emploie de plus en plus de thermoplastiques thermostables (où la résistance à la température > 200 °C) et a aussi de bonnes qualités mécaniques, notamment les suivants : **Polyamide-imide (PAI), Polyéther-imide (PEI), Polyéther-sulfone (PES) et Polyéther-éther-cétone (PEEK)**. Le tableau I.1.4 résume les principales résines thermoplastiques utilisées dans les composites ainsi que leurs caractéristiques moyennes.

Tableau I.1.4 : Caractéristiques moyennes des matrices thermoplastiques non renforcées.

Matrices Thermoplastiques (TP)	Masse volumique	Résistance à la traction	Module de flexion	Tenue à la chaleur continue
	(kg/m^3)	(MPa)	(Gpa)	(°C)
Polypropylène (PP)	1100 - 1200	20 - 30	1,0 - 1,6	85 - 115
Polytéréphtalate butylénique (PBT)	1500	45 - 55	2,2 - 2,6	120
Polytéréphtalate éthylénique (PET)	1600	55 - 75	2,0 - 2,2	105 - 120
Polyoxide de phénylène (PPS)	1300	55 - 65	2,4 - 2,6	80 - 105
Polyoxyméthylène (POM)	1600	60 - 70	7,0 - 9,0	95 - 105
Polyamides (PA)	1300 - 1400	60 - 90	6,0 - 9,0	80 - 120
Polyamide-imide (PAI)	1300 - 1400	195	4,9	275

Polyéther-imide (PEI)	1500	105	3,0	170
Polyéther-sulfone (PES)	1600	85	2,6	180
Polyéther-éther-cétone (PEEK)	1500	100	3,7	>240

Les principales différences entre matrices thermodurcissables et thermoplastiques sont mentionnées en détail dans le tableau I.1.5.

Propriétés	TD (thermodurcissables)	TP (thermoplastiques)	
Etat de base	Liquide visqueux à polymériser	Solide prêt à l'emploi	
Stockage	Réduit	Illimité	
Mouillabilité de renforts	Aisée	Difficile	
Moulage	Chauffage continue	Chauffage + Refroidissement	
Cycle	Long (polymérisation)	Court	
Tenue au choc	Limitée	Assez bonne	
Tenue thermique	Meilleure	Réduite	
Chutes et déchets	Perdus ou utilisés en charge	Recyclables	
Condition de travail	Emanations de solvants	Propreté	

Tableau I.1.5 : Principales différences entre les matrices TD et TP.

I.1.4. Les charges

Le terme (charge) désigne tout corps minéral ou végétal inerte ajouté à un polymère de base pour influencer de manière significative ses propriétés mécaniques, électriques ou thermiques, pour améliorer son aspect ou pour réduire son coût. Contrairement aux thermoplastiques, les matériaux thermodurcissables contiennent souvent des charges de types et de formes variés, avec des taux élevés pouvant atteindre 60 % en masse. Le choix de la charge pour la création d'un nouveau polymère dépend des adaptations voulues pour le produit final. En général, les substances utilisées comme charges doivent répondre à certaines prescriptions telles que la compatibilité avec la résine de base, la mouillabilité, le coût, le faible effet abrasif ainsi que la régularité de la qualité et de la grosseur des particules. La famille des charges est schématisée dans la figure I.1.9.



Figure I.1.9 : Organigramme des différentes familles des charges.

I.1.4.1 Les charges organiques

- Charges cellulosiques :

Les poussières cellulosiques sont employées comme étant des charges pour les résines thermodurcissables (phénoplastes et aminoplastes). Parmi les avantages de ces matériaux cellulosiques, citons leur faible coût et leur basse densité.

- Farines de bois :

On les extrait en moulant du bois mou. La farine broyée et séchée est passée à travers différents tamis pour séparer les particules suivant leurs dimensions (comprises entre 50 et 200 µm de longueur pour quelques dizaines de micromètres de diamètre). Elles sont également associées aux résines phénoliques et aminoplastes pour accentuer la tenue aux chocs, ainsi que pour réduire le retrait de moulage et assurer une plus grande stabilité de forme aux pièces nouvellement formées.

- Farines d'écorces de fruits et de noyaux de fruits :

Ces farines sont utilisées dans les matières thermoplastiques telles que les polypropylènes avec un taux d'incorporation compris entre 09 et 23 %. Elles sont aussi utilisées dans les résines phénoliques (phénol-formaldéhyde).

I.1.4.2 Les charges minérales

<u>- Les silices :</u> La silice (SiO2), qu'elle soit pure ou combinée avec des oxydes métalliques, est employée comme charge sous diverses formes, selon sa provenance, son degré de cristallinité, sa solidité et selon la granulométrie de ses particules. Incorporée à la résine, elle améliore les qualités diélectriques, la tenue thermique des objets moulés, tels que ceux en polyméthacrylate de méthyle. Elle augmente également la température de fusion vitreuse, le module de Young et la résistance à la compression. Elle réduit aussi le phénomène de gonflement dans les solvants. <u>- Les talcs :</u> Les talcs sont employés pour accroître l'isolation thermique et la résistance à l'eau, ainsi que pour simplifier le processus de moulage. Le talc est la charge la plus couramment utilisée dans les thermoplastiques, car il les rend plus résistants à la déformation plastique et plus rigides. Il facilite également l'usinage des produits finis.

<u>- La wollastonite :</u> Elle existe sous différentes formes : aiguilles, granulés, fibres. Elle est employée principalement dans les polyamides et les polysulfones et peut également remplacer les fibres de verre dans les processus (SMC) et (BMC). Elle permet notamment d'améliorer la résistance aux rayons ultraviolets et à l'hydrolyse. Il est aussi destiné aux résines époxydes pour garantir une bonne stabilité dimensionnelle, une isolation thermique et électrique appropriée et pour contrôler le rétrécissement pendant le moulage.

I.1.4.3. Oxydes et hydrates métalliques

- Alumine et trihydrate d'aluminium :

L'alumine (Al2O3) se présente comme étant une poudre fine servant de charge dans les compositions polyvinyliques et les résines époxydes, on l'obtient par le biais de la bauxite. Cette charge confère aux résines une excellente capacité de conductivité électrique ainsi qu'une bonne capacité de transmission thermique. Elle réduit également le coefficient de dilatation thermique linéaire, et augmente ainsi la rigidité et la capacité de résistance à l'abrasion et au feu.

<u>- L'hydrate d'aluminium Al(OH)₃</u>: c'est un produit de remplissage ignifuge à coût compétitif. Il est exploité sous la forme d'une fine poudrette. Il permet la réduction de l'inflammabilité et des émissions de gaz de synthèse par sa désintégration endothermique (effet refroidissant) en alumine et en eau à des températures supérieures à 220 °C. Cela favorise également la réduction du coût de revient du polymère.

<u>- Les céramiques :</u> des microsphères en céramique dont la densité varie entre 0,4 et 2,4 et avec une taille qui varie de 1 à 3000 μ m sont disponibles. Une microsphère enrobée pour une meilleure dispersion a été développée avec une taille de 70 μ m. Il est recommandé de l'utiliser avec des résines polyester en association avec du carbonate de calcium (CaCO3) afin d'obtenir une réduction de masse de 15 à 25 % tout en améliorant la résistance à la compression et aux impacts.

<u>- Oxyde de béryllium :</u> Se présente sous forme de microsphères de densité voisine de 0,003 et d'un diamètre de l'ordre de 40 μm. Ils sont en fait utilisés comme charges dans divers matériaux pour améliorer leurs propriétés électriques et thermiques. Ils sont notamment utilisés dans les résines époxy pour augmenter la conductivité électrique et thermique, ainsi que dans les mousses structurelles de polyuréthane pour les mêmes raisons, et pour la fabrication de pièces ultralégères en polyester.

I.1.4.4. Le verre

<u>- Poudres de verre :</u> elles sont couramment utilisées comme charges dans les matériaux composites, tels que les résines époxy, pour améliorer leurs propriétés mécaniques. L'incorporation de poudre de verre peut améliorer les propriétés de rigidité, de résistance à l'abrasion, de compression et de torsion. En outre, elle peut contribuer à réduire le rétrécissement et à améliorer la stabilité dimensionnelle des pièces moulées.

<u>- Billes de verres creuses :</u> elles sont des additifs utilisés dans divers matériaux tels que le PMMA, les phénoliques, etc. Elles améliorent la résistance à l'eau et au vieillissement, réduisent la fragilité et peuvent être utilisées dans des domaines tels que la construction, l'automobile et l'aéronautique. Ils améliorent la résistance à l'eau et au vieillissement, réduisent la fragilité et peuvent être utilisés dans des domaines tels que la construction, l'automobile et l'aéronautique. Ils sont fabriqués par chauffage de billes de verre contenant un agent gonflant, leur densité varie entre 0,1 et 0,5, leur résistance à la compression varie de 1,7 à 31 MPa.

<u>- Microsphères de verre :</u> leur utilisation peut réduire le poids des pièces fabriquées à partir de divers processus tels que le (BMC) et le (SMC). Cela améliore les performances des pièces en termes de résistance à l'abrasion, à la compression, à l'eau et au vieillissement, et peut réduire le temps de cycle de moulage de 20 à 30 %. Les applications de ces charges comprennent l'automobile, l'aérospatiale, la construction et la fabrication de couvertures de machines de bureau et de mousses structurelles de polyuréthane.

I.1.4.5. Le carbone

<u>- Le noir de carbone :</u> c'est un additif polyvalent largement utilisé dans l'industrie des plastiques pour des fonctions en tant que colorant, pigment, barrière UV et antioxydant. Il améliore la résistance à la chaleur de divers types de plastiques tels que le polyéthylène réticulé par rayonnement et le PVC. La conductivité thermique augmente avec la teneur en charge, tandis que la conductivité électrique augmente avec la teneur en carbone et la taille des particules.

I.1.5. Les matériaux composites

Les matériaux composites sont assemblés à partir de deux ou plusieurs types de matériaux différents. Se complètent pour former un matériau hétérogène dont les performances globales sont meilleures que les composants pris séparément. L'intérêt principal de l'utilisation des matériaux composites réside dans leurs excellentes propriétés. Par rapport aux matériaux traditionnels, ils présentent des avantages importants et ils apportent ainsi plusieurs avantages fonctionnels. Le matériau composite est composé d'une matrice, d'un renfort et optionnellement de charges et/ou additifs. La concentration de renfort détermine la quantité de renfort présente dans le matériau composite. En cas de répartition inégale du renfort, la fracture du matériau sera initiée dans la zone pauvre en renfort, ce qui réduira la résistance du matériau composite. Cet aspect constitue l'une des caractéristiques de base des matériaux composites qui permet de contrôler l'anisotropie du produit fini de manière à s'adapter aux caractéristiques souhaitées (Hermes, 2005). La figure I.1.10 représente quelques exemples de formes de profilés en matériaux composites.



Figure I.1.10 : Diverses formes de profilés en matériaux composites (Gulino, 1999).

I.1.5.1. Principales combinaisons de résines et de renforts

Le terme (Composite Grande Diffusion) concerne les matériaux composites n'entrant pas dans la catégorie (hautes performances). Cette distinction est quelque peu arbitraire dans la mesure où tous les composites renforcés par des fibres longues obéissent aux mêmes lois physiques et sont réalisés par des techniques sensiblement identiques au niveau de leur principe. Toutefois, la dénomination (Composite Hautes Performances) implique systématiquement les caractéristiques d'une pièce composite étant hautement anisotropes, que les efforts locaux aux différents points de la pièce soient connus. En général, les composites H.P. sont des matériaux relativement chers, alors que les composites à grande diffusion peuvent atteindre des coûts par pièce finie du même ordre de grandeur que ceux des pièces métalliques. Ces définitions des matériaux composites étant extrêmement larges, une synthèse des combinaisons des résines et des renforts a été illustrée dans le tableau I.1.6.

Résines		Fibres				
		Verre E	Verre D	Verre R	Carbone	Aramide
	Polyesters	GD	GD	/	/	/
Thermodurcissable TD	Phénoliques	GD	/	/	/	/
	Polyuréthannes	GD	/	/	/	/
	Epoxy	/	HP	HP	HP	HP
	Polypropylènes	GD	/	/	/	/
Thermoplastiques TP	PA6 et 6-6	GD	/	HP	/	/
	PA 12, PEEK	/	/	HP	HP	HP

Tableau I.1.6 : Synthèse des combinaisons résines-renforts.

I.1.5.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux composites

Les propriétés mécaniques des composites dépendent de la matrice, des fibres utilisées, de leur répartition et de leur direction. Les fibres peuvent être disposées dans le même sens ou selon une grille spécifique, appelée matériaux composites unidirectionnels ou multidirectionnels (Carolin, 2003). Dans le cas des composites unidirectionnels, la résistance à la traction dans la direction des fibres est supérieure à la résistance à la traction dans la direction perpendiculaire. Par conséquent, le PRF doit être placé dans la bonne direction.

En général, les fibres créent 30 % à 70 % du volume du composite et 50 % de son poids (Sonnenschein et al., 2016). Comparé à d'autres industries comme l'automobile ou l'aérospatiale, le génie civil consomme actuellement très peu de matériaux composites. Dans les prochaines années, il existe de réelles perspectives pour l'utilisation des PRF dans le renforcement et la réhabilitation des constructions. D'où l'intérêt et l'enthousiasme apportés par divers laboratoires et centres de recherche à travers le monde, pour mener des recherches sur plusieurs aspects de renforcement ou de réparation sur les éléments structuraux en béton armé par les matériaux composites, de nombreuses études ont fait l'objet d'investigation sur le renforcement des poutres, poteaux, dalles et murs en maçonnerie. Les fibres les plus courantes

dans le domaine du génie civil sont les fibres de carbone, les fibres de verre et les fibres d'aramide, respectivement abrégées PRFC, PRFV et PRFA. Selon Foo et al. (2001) les composites en fibre de carbone sont plus rigides que les composites en fibre de verre. La loi de comportement des PRF (contrainte/déformation) est généralement linéaire.

La figure I.1.11 montre les courbes (contrainte/déformation) de différents matériaux. Il s'agit notamment des polymères renforcés de fibres de verre, de carbone et l'acier conventionnel. La figure I.1.11 permet de juger de l'intérêt, en termes de rigidité et de résistance spécifique, d'utiliser les matériaux composites en substitution de l'acier. Ainsi, le tableau I.1.7 illustre les caractéristiques mécaniques des PRFV, PRFC et PRFA. Bien que les composites en PRFV possèdent la plus faible résistance à la traction par rapport aux composites en carbone et aramide, elles ont l'avantage d'être les moins chères.



Figure I.1.11 : Courbes (contrainte/déformation) des composites PRFV et PRFC par rapport à l'acier conventionnel (Abdalla, 2002).

Tableau I.1.7 : Caractéristiques mécaniques moyennes des matériaux composites PRFV,
PRFC et PRFA (Teng et al., 2002).

Matériaux composites Unidirectionnel	Verre / polyester (PRFV laminé)	Carbone / époxy (PRFC laminé)	Aramide / époxy (PRFA laminé)
Contenue en fibres (% par poids)	50 - 80	65 - 75	60 - 70
Masse volumique (kg/m ³)	1600 - 2000	1600 - 1900	1050 - 1250
Module d'élasticité longitudinale (GPa)	20 - 55	120 - 250	40 - 125
Résistance à la traction (MPa)	400 - 1800	1200 - 2250	1000 - 1800

I.1.5.3. Architecture des PRF

L'architecture des matériaux composites peut être classée en trois types qui sont les monocouches, les stratifiés et les sandwiches. Une seule couche est le bloc de construction de base d'une structure composite. Les fibres unidirectionnelles placées dans le plan médian sont entourées par une matrice polymère compatible selon le type de fibre. Ils sont caractérisés par le type de renfort utilisé selon la longueur, l'orientation et le type de fibre.

Par contre, les matériaux composites stratifiés sont constitués de couches successives de renforts imprégnés de résine époxydique. L'architecture des stratifiés est conçue par un empilement de nappes unidirectionnelles ou bidirectionnelles. Ces nappes (ou plis) sont formées de renforts avec des fibres longues liées par une matrice. Le choix du type de renfort, de la teneur en renfort et de la direction du renfort dépend du produit final et de ses exigences de performance. La qualité de l'imprégnation du renfort par la résine est également cruciale pour assurer une répartition homogène des charges et une résistance mécanique optimale. Les matériaux composites stratifiés permettent d'obtenir des propriétés mécaniques élevées grâce à la combinaison optimisée de la matrice et des renforts. La structure stratifiée est modélisée à l'échelle intermédiaire entre la micro-échelle qui est liée à la composition de base du matériau composite (la fibre et la résine) et la macro-échelle qui est liée à la structure. À cette échelle appelée méso-échelle, la structure stratifiée est représentée par une succession de monocouches avec une interface et une épaisseur uniforme. Les couches et les interfaces sont deux entités appelées composants intermédiaires, comme le montre la figure I.1.12 et elles forment la base d'un modèle dédié à l'étude des structures stratifiées. L'interface entre les couches est l'entité de surface qui assure le transfert du déplacement et des contraintes d'un pli à un autre. En termes d'élasticité, les plis sont parfaitement connectés et l'interface n'a pas de fonction particulière. Généralement, une structure stratifiée en tissu unidirectionnel se compose d'un grand nombre de couches. L'épaisseur de la couche dépend du type du tissu. L'épaisseur de chaque couche est souvent très faible, par exemple une épaisseur d'environ 0,125 mm pour les matériaux époxy de carbone aérospatiaux et environ 0,3 mm pour une utilisation dans l'industrie maritime.

Il existe aussi les structures composites sandwiches qui peuvent être soumises à des contraintes de flexion ou de torsion. La structure sandwich se compose de deux peaux et d'un noyau en composites. L'assemblage est réalisé par collage avec des résines compatibles avec les matériaux existants. Les âmes les plus couramment utilisées sont de type nid d'abeilles, ondulé ou mousse. La peau est fréquemment constituée d'une structure en couches. Un exemple de matériau composite en forme nid d'abeilles est illustré à la figure I.1.13. Ces structures

présentent une grande rigidité en torsion et en flexion. L'âme de la structure sandwich peut résister principalement aux efforts de cisaillement et de compression hors plan, tandis que les peaux inférieure et supérieure supportent respectivement les forces dans leur plan.



Figure I.1.12 : Aspect géométrique d'un stratifié à quatre couches multidirectionnelles.



Figure I.1.13 : Architecture d'un matériau composite en forme de nid d'abeilles.

I.1.6. Technologies de mise en œuvre des PRF

L'anisotropie des composites rend la conception et le dimensionnement des pièces complexe. Avant l'obtention d'une conception satisfaisante, plusieurs tests sont nécessaires, ainsi plusieurs procédés de fabrication ont été développés au cours de ses dernières années. Les technologies de moulage des pièces en PRF varient et s'adaptent en fonction des dimensions des pièces finales et fonction de la qualité de la surface et des caractéristiques mécaniques.

Les technologies dites en moule ouvert :

I.1.6.1. Moulage au contact

Le moulage par contact est une technique de fabrication de pièces en utilisant des résines thermodurcissables, à une température normale et sans ajout de pression. Les renforts sont disposés sur le moule et trempés dans de la résine liquide accélérée et catalysée. La forme de la pièce est ensuite progressivement obtenue à l'aide d'ébulleurs et de pinceaux (illustré dans la figure I.1.14). Une fois que la résine est durcie, la pièce est enlevée du moule et usinée. Le moulage au contact nous donne la possibilité de concevoir des pièces de forme diverse et sans limites dimensionnelle. Par contre, la pièce est limitée avec une seule face lisse et une finition mécanique est nécessaire pour les pièces avec réservation. Les principaux domaines d'application de ce procédé sont dans le nautisme, dans la fabrication des piscines, dans le transport (carrosserie), dans le bâtiment et travaux publics (coffrage).



Figure I.1.14 : Schématisation du procédé de moulage au contact.

I.1.6.2. Moulage par projection simultanée

Le moulage par projection simultanée peut être effectué manuellement ou par robotisation et permet de produire des pièces à partir de résines thermodurcissables à une température normale sans l'utilisation de pression. Les matières premières sont projetées sur le moule à l'aide d'une machine appelée (projecteur), qui comporte un dispositif de découpe pour le renforcement (roving) et un ou deux pistolets pour projeter la résine simultanément. Les fils coupés et la résine sont comprimés et moulés avec des rouleaux ébulleurs (illustré dans la figure I.1.15). La résine est continuellement accélérée et catalysée pendant sa projection. Ce procédé est adapté aux pièces de dimensions moyennes. Les propriétés mécaniques du composite issu de ce procédé sont de moyenne résistance. Parmi les applications possibles on peut citer la production des bateaux, articles sanitaires, coffrage et panneau sandwiches pour les camions isothermes.



Figure I.1.15 : Schématisation du procédé de moulage par projection simultanée.

Les technologies dites en moule fermé :

I.1.6.3. Moulage sous vide

Le moulage sous vide se fait en utilisant un moule et un contre-moule rigide, semi-rigide ou souple en fonction des caractéristiques des pièces. Le renfort (mat, tissu, préforme) est disposé à l'intérieur du moule, puis la résine catalysée est versée sur le renfort. La pression exercée sur le moule pendant la mise sous vide est utilisée pour répartir la résine et imbiber le renforcement (illustré dans la figure I.1.16). La méthode de moulage sous vide peut également inclure l'introduction de la résine par l'aspiration due au vide. L'avantage de ce procédé est qu'il permet d'obtenir des pièces à deux faces lisses et avec une répartition uniforme de la résine. Ce procédé est utilisé pour la fabrication des coupoles d'éclairage zénithal dans le domaine du bâtiment.



Figure I.1.16 : Schématisation du procédé de moulage sous vide.

I.1.6.4. Moulage par injection de résine à basse pression - RTM

Le moulage par injection de résine liquide RTM (Résine Transfert Molding) implique l'utilisation de moules et de contre-moules rigides. Le renfort (mat ou tissu) est placé dans l'espace entre les moules. La pièce est fabriquée en injectant de la résine accélérée et catalysée sous une pression faible (entre 1.5 et 4 bars) à travers le renfort jusqu'à ce que l'empreinte soit entièrement remplie (Figure I.1.17). Après que la résine ait durci, le moule est ouvert et la pièce peut être retirée. Ce procédé permet de réaliser des pièces de dimensions jusqu'à 07 m², mais nécessite d'effectuer des finitions post moulage. Comme domaine d'application, on peut citer la fabrication des raquettes de tennis, les fourches de vélo et les cuves de petites et moyennes dimensions.



Figure I.1.17 : Schématisation du procédé de moulage par injection de résine à basse pression.

I.1.6.5. Moulage à la presse à froid (voie humide) basse pression

Le moulage par compression implique l'utilisation d'une presse qui comprime le moule et le contre-moule rigides en composite pour produire une pièce en composite. Le renfort est placé sur la partie inférieure du moule et la résine est versée en vrac sur le renfort. La fermeture du moule sous pression entraîne la distribution de la résine dans l'empreinte et l'imprégnation du renfort (figure I.1.18). Le durcissement de la résine est facilité par la hausse de la température du moule causée par l'exothermie de la réaction, ce qui rend le démoulage plus rapide. L'utilisation de moules en métal ou en matériau métallique et d'un système de contrôle thermique à température modérée peut renforcer les résultats du processus. Ce type de moulage est limité aux dimensions moyennes de 02 m² et il est principalement utilisé pour la fabrication des bacs de manutention.



Figure I.1.18 : Schématisation du procédé de moulage à la presse à froid basse pression.

Les technologies pour grandes séries :

I.1.6.6. Moulage par injection de compound - BMC

Le procédé du moulage par injection compound B.M.C (Bulk Molding Compound) se déroule dans un mélangeur qui utilise une matière à mouler composée de résine, de charges et d'autres additifs renforcés par des fibres de verre tranchées. La masse est moulée à chaud (entre 130 et 150 degrés Celsius) en utilisant principalement une injection entre un moule et un contre-moule en acier usiné. La pression de fermeture du moule (entre 50 et 100 bars) provoque un écoulement de la matière précédemment dosée et remplit la cavité (Voir figure I.1.19). Le temps de durcissement est très court, ce qui permet un démoulage rapide.



Figure I.1.19 : Schématisation du procédé de moulage par injection de compound.

Ce procédé est employé pour la production en grande quantité de pièces de petite à moyenne taille, plus ou moins épaisses. Cette technique donne l'avantage d'obtenir des pièces avec une grande précision de moulage et avec un bon état de surface. Par contre, en termes d'investissement, le procédé de moulage par injection de compound est assez élevé. Il est utilisé principalement pour la fabrication des pièces pour appareils électriques, des pièces automobiles sous capot et de divers produits industriels.

I.1.6.7. Moulage par compression de mat pré-imprégné - SMC

Le mat est composé d'un matériau pré-imprégné formé d'une feuille de fibres coupées ou continues qui sont imbibées de résine polyester, de charges et de différents adjuvants. Après un certain temps, la viscosité du mélange devient suffisamment élevée pour que le produit puisse être défilmé et manipulé sans coller. Après avoir été découpé en morceaux de masse aux dimensions requises, le matériau pré-imprégné est moulé à chaud (entre 140 et 160 °C) par compression entre un moule et un contre-moule en acier usiné. La pression (comprise entre 50 et 100 bars) entraîne la déformation de la matière et le remplissage de la cavité (Figure I.1.20). Le processus de durcissement est très rapide (en fonction de l'épaisseur), ce qui permet un démoulage immédiat. Ce procédé permet une production en grande cadence avec une capacité dimensionnelle élevée jusqu'à 05 m². Cependant, cette technique demande un grand investissement. Parmi les domaines d'application, on peut citer le domaine de l'industrie automobile telle que les pièces de carrosseries sous capots et les pièces de protection.





I.1.6.8. Moulage par enroulement filamentaire

Le moulage par enroulement filamentaire permet de produire des pièces de révolution de haute qualité et de forme précise. Cependant, il est limité aux formes de révolution et nécessite un processus deux étapes, commençant par l'enroulement progressif de fils de verre imprégnés de résine sur un mandrin, puis le démandrinage après durcissement de la résine. Ensuite, d'autres types de renforts peuvent être associés aux rovings bobinés pour étendre l'utilisation du procédé à des structures moins performantes. Les pièces produites par ce procédé peuvent être utilisées dans un large éventail d'application, y compris la production en série de pièces de révolution. L'avantage de ce procédé est la possibilité de concevoir des pièces à haute résistance avec un taux de renfort de 50 à 80 % de fils continue. Mais, nécessite un investissement assez élevé, car elle se compose de toute une ligne industrielle. Le procédé de moulage par enroulement filamentaire est utilisé pour usiner en série des produits tels que des tuyaux résistants à de fortes pressions, des citernes de transport, des réservoirs de stockage, des équipements de génie chimique, des éléments d'armement (tels que des tubes de lance-roquettes), des pièces pour l'automobile (comme des ressorts de suspension) et des équipements sportifs (comme des perches, des cannes à pêche et des bouteilles de plongée).



Figure I.1.21 : Schématisation du procédé de moulage par enroulement filamentaire.

I.1.6.9. Moulage par centrifugation

Le procédé de moulage par centrifugation est utilisé pour produire des enveloppes cylindriques. Cela consiste à déposer des fils coupés, de la résine catalysée et éventuellement des charges granulaires à l'intérieur d'un moule cylindrique en rotation à basse vitesse. Puis, en augmentant la vitesse de rotation du moule, la matière est densifiée et étalée. Ce procédé permet de produire des pièces de haute qualité, mais il est limité aux formes cylindriques (Voir figure I.1.22). Les avantages de ce procédé sont l'obtention de deux faces parfaitement lisses de la pièce cylindrique avec un bon niveau de productivité. Cette technique permet la fabrication des tuyaux (jusqu'à 02 m de diamètre), des silos (de 04 à 05 m de diamètre et de 10 à 12 m de longueur), des cuves (de 01 à 02 m de diamètre).



Figure I.1.22 : Schématisation du procédé de moulage par centrifugation.

I.1.6.10. Moulage par pultrusion

Ce procédé est utilisé pour produire en continu des pièces en forme de profilés avec des sections constantes. Les renforts continus, tels que les rovings, les mats et les tissus en bandes de largeurs appropriées, sont d'abord tirés par un banc de traction, puis imprégnés de résine et enfin formés à la forme désirée en passant à travers une filière chauffée où la résine durcit (Figure I.1.23). Cette technique est particulièrement utile pour produire des pièces de grande longueur, avec une surface lisse et uniforme. L'avantage de ce procédé est la possibilité de fabriquer toutes les formes de sections même creuses ou à angles vifs avec un aspect de surface lisse. Concernant les caractéristiques, le moulage par pultrusion nous permet d'obtenir des profilés avec une très grande résistance mécanique principalement dans le sens longitudinal. Le procédé reste assez complexe avec une technologie de pointe avec grande précision d'où le prix des produits finis reste excessivement coûteux. Parmi les différentes applications de ce procédé, on peut citer la fabrication des boulons d'ancrage, cannes à pêche, âmes d'isolateurs électriques à hautes tensions, tubes de structure, lamelles et jonc (polymères renforcés de fibres).



Figure I.1.23 : Schématisation du procédé de moulage par pultrusion.

I.1.7. Durabilité des polymères renforcés de fibres

La durabilité d'un matériel se mesure par sa capacité à conserver ses propriétés fondamentales sur la durée de son utilisation. Les matériaux composites à matrice organique ne se corrodent pas comme les métaux, mais subissent un processus de vieillissement. Ce processus se caractérise par des changements lents et irréversibles de la composition et de la structure du matériau au fil du temps. Ces modifications peuvent être causées par l'instabilité du matériau, des interactions avec l'environnement, des sollicitations mécaniques ou une combinaison de ces différents facteurs, entraînant des couplages multi-physiques. Le vieillissement se traduit principalement par une perte d'adhérence avec le substrat, une dégradation des liens entre les renforts et la matrice, une diminution du module d'élasticité et de la résistance. L'utilisation de ses nouveaux matériaux de renforcement étant relativement récent, il n'existe pas de retours d'expérience in situ : des études expérimentales en conditions environnementales accélérées sont donc menées.

I.1.7.1. Effets de l'humidité sur les PRF

Ferrier et Hamelin (2002) ont exploré l'impact de l'absorption d'eau sur la durabilité des PRF renforcés par des fibres de carbone. Ils ont étudié deux composites à base de fibres de carbone. Ils ont utilisé le même polymère pour la matrice en PRF et la couche adhésive. Les chercheurs ont appliqué deux procédés de vieillissement, en immergeant les échantillons dans l'eau pendant 2500 heures à des températures de 20 °C et de 45 °C. Au cours du vieillissement, les tests suivants ont été effectués : les relevés d'absorption (quotidiennement) et l'évaluation des caractéristiques mécaniques (toutes les 200 heures). Après le traitement, des tests de contrainte ont été effectués. Les investigateurs ont constaté que la quantité maximale d'eau absorbée par les matériaux dépendait de la durée de leur immersion et de la température de leur environnement qui est de l'eau. De plus, ils ont estimé que les caractéristiques mécaniques suivent deux principales phases du processus de vieillissement : la première correspond à une amélioration des caractéristiques due à la température, puis une baisse des caractéristiques due à l'absorption d'eau qui fait son apparition dans la seconde phase.

I.1.7.2. Effets des cycles de gel-dégel sur les PRF

Dans de multiples régions du monde, les structures en béton sont exposées à de nombreux cycles de gel et de dégel tout au long de l'année, et des cycles fréquents de l'ordre de 100 ne sont pas rares. Pour ces raisons, une bonne résistance au gel des PRF dans ces régions est essentielle. Il est important de prendre en compte la dégradation des PRF ainsi que la

dégradation du béton à l'interface des PRF. Dans certaines recherches, des spécimens de PRF seuls et de structures renforcées par des PRF (feuilles, enveloppes, plaques collées à la surface du béton) ont été exposés à des cycles de gel-dégel, puis analysés pour évaluer l'impact de ces conditions climatiques extrêmes. Green et al. (2000) ont étudié les répercussions des cycles de gel-dégel sur l'interface PRF/béton. Seuls les plats de PRFC portant sur une seule direction ont été pris en compte dans cette étude. Des échantillons de PRFC collés sur des blocs ou des poutres en béton ont été soumis à un maximum de 300 cycles de gel-dégel. Le cycle consistait en 16 heures de gel et 08 heures de dégel dans de l'eau. Après les essais de traction jusqu'à la rupture, les chercheurs ont constaté que la surface de l'interface ne présentait pas de changement visible par rapport aux échantillons conservés à température ambiante, et à ce stade, l'interface béton/PRF était pratiquement inchangée. Au-delà de 300 cycles, des zones plus importantes de la surface de contact présentaient des changements visibles et l'interface béton/PRF était endommagée. Les chercheurs ont justifié ce changement à l'interface par l'endommagement de l'époxy dû à l'augmentation du nombre de cycles de gel et de dégel.

I.1.7.3. Effets de la haute température sur les PRF

L'importance de la résistance au feu est évidente, car il est nécessaire d'assurer la stabilité structurelle d'éléments tels que des parkings intérieurs, des habitations, des tunnels et des ponts pendant une période donnée en cas d'incendie. En outre, les matériaux de construction devront minimiser la propagation des flammes et leur combustion ne devra pas produire de fumées toxiques ou de gaz nocifs. Ceci est particulièrement important pour les matériaux de nature chimique tels que les polymères renforcés de fibres (PRF). Les PRF sont très vulnérables à toute augmentation de température : dès que la température atteint la température de transition vitreuse des fibres, de la matrice ou de l'adhésif (typiquement entre 65 et 100 °C pour les matériaux considérés), le composite se dégrade, rendant le renfort totalement inefficace. Les fabricants ont développé des produits d'isolation spécifiques pour les PRF afin de les rendre résistants au feu. Ils ont été soumis à des essais de simulation d'incendie sur différentes colonnes isolées avec une ou deux couches de PRFC ou de renforts en PRFV et comparées à une colonne renforcée non isolée (Green et al., 2006). L'isolation correspond à un mortier à base de charges spécifiques et de produits hydrofuges. Les résultats obtenus montrent que sans isolation, la tenue au feu d'une colonne renforcée est quasiment nulle, alors qu'avec une isolation, la résistance au feu de la colonne renforcée peut atteindre des degrés d'endurance élevés. Il est donc nécessaire de choisir le type de fibre, de polymère et d'adhésif en tenant compte de l'environnement externe auquel l'armature sera exposée et aussi, il faudra tenir compte des contraintes mécaniques endurées par l'élément en béton. L'inspection et l'entretien sont des éléments-clés pour assurer la durabilité des structures renforcées et prévenir les défaillances. Une évaluation purement visuelle n'est pas viable, car les armatures cachent tout signe de dommage (fissures, délamination, etc.) qui se produit le plus couramment dans le béton ou à l'interface entre le béton et l'armature. Il est donc recommandé de surveiller l'état de la structure en utilisant des techniques telles que la thermographie ou le radar (Arya et al., 2002).

I.1.7.4. Effets du milieu environnant sur les PRF

L'environnement peut également être plus ou moins agressif en fonction de la présence d'agents agressifs tels que des acides, des sulfates, du dioxyde de carbone, etc. dans un environnement aqueux ou gazeux. Des travaux comparant la durabilité des renforts en PRFV et PRFC ont révélé que les fibres de verre se dégradent dans des environnements salins (Belarbi & Bae, 2007). Par ailleurs, une autre étude (Toutanji, 1999) a démontré que la durabilité des fibres n'est pas le seul facteur déterminant. Deux types de fibres (verre et carbone) ont été évalués avec deux types de résines (polypropylène diamine et époxy). Les bétons renforcés ont été soumis à 300 cycles de séchage et de mouillage dans de l'eau de mer à 35 °C. Le comportement des bétons renforcés est resté semblable à celui de la référence avant que ces cycles ne soient effectués. Cependant, pour les bétons renforcés ayant subi un processus de vieillissement, il a été constaté que les résultats pour les fibres de carbone étaient similaires quel que soit le type de résine, mais pour les fibres de verre, le type de matrice était important où le renforcement était meilleur avec la combinaison de fibre de verre et de polypropylène diamine.

I.1.8. Conclusion

Les matériaux composites offrent de nombreux avantages significatifs, notamment en termes de performances mécaniques élevées tout en étant légers. Ils se distinguent par leur excellente résistance à la corrosion et leur durabilité accrue par rapport aux matériaux conventionnels. De plus, ils offrent une grande flexibilité de conception, une isolation thermique et acoustique efficaces, ainsi qu'une résistance aux chocs et aux vibrations. Malgré les défis auxquels ils font face, les matériaux composites sont largement utilisés dans le domaine du génie civil en raison de leurs caractéristiques supérieures et de leur longévité. Leur utilisation pour le renforcement des structures est donc à la fois attrayante et prometteuse.

CHAPITRE I.2

Méthodes de renforcement des structures

I.2.1. Introduction

Avant de procéder à un renforcement des structures ou des éléments structuraux, il faut d'abord choisir une méthode de renforcement. En effet, pour choisir la méthode de renforcement et les divers matériaux à utiliser, il est important de tenir compte de la nature et de la sévérité des désordres constatés, tout en évaluant les critères économiques, la disponibilité des matériaux, l'aspect esthétique et les conditions de situation de l'ouvrage. Dans la plupart des cas, les édifices en béton ont une grande longévité. Elles sont donc intéressantes à préserver, même si la finalité ou les besoins fonctionnels des structures sont susceptibles de changer avec le temps. Mais, même si elles sont souvent imposantes, les constructions en béton ont des capacités indéniables à se transformer, car les possibilités pour le renforcement sont multiples. L'exécution d'un renforcement a pour but de contribuer à une amélioration des performances de l'ouvrage ainsi que sa capacité portante afin de résister aux nouvelles conditions d'exploitation ou pour une prolongation de la durée de vie de l'ouvrage. Le principe du renforcement ou de la réparation est d'appliquer des matériaux résistants aux endroits où les éléments sont soumis à une contrainte excessive ou sont dégradés. Dans le domaine de la construction, il existe différentes méthodes pour le renforcement et la réparation des structures. On distingue les méthodes de renforcement conventionnelles telles que le renforcement par béton projeté, par chemisage, par précontrainte additionnelle et par l'ajout de tôles métalliques collées. En outre, il existe des méthodes de renforcement avancées comprenant le renforcement par collage ou l'insertion de matériaux composites.

I.2.2. Les méthodes de renforcement conventionnel

I.2.2.1. Renforcement par béton projeté

La méthode de projection du béton a été initialement appliquée pour la réparation des édifices sinistrés et aussi pour le confortement des tunnels. Cette méthode a ensuite connu de nombreux développements et aujourd'hui, elle est couramment utilisée pour la réparation et le renforcement des structures. Il faut faire la différence entre le béton et le mortier projeté dont on se sert pour la réparation des ouvrages. La taille maximale des agrégats utilisés est le facteur qui permet de distinguer le mortier du béton. Le mortier contient des agrégats dont la dimension ne dépasse pas 05 mm. Par contre, le béton contient des agrégats dont la dimension maximale peut atteindre 16 mm en voie sèche et 12 mm en voie humide, ces deux dimensions sont les plus courantes et compatibles avec les équipements les plus utilisés et conformes à la composition du mélange avant projection. Après avoir durci, le béton projeté obtient les mêmes

qualités qu'un béton vibré. Le principe de cette méthode est schématisé sur la figure I.2.1 illustrant l'application du béton projeté sur une poutre. La projection est réalisable dans toutes les directions, y compris au plafond. Une présentation complète de cette technique est décrite dans l'ouvrage de Resse et Vénuat (1981). En réalité, il y a essentiellement deux techniques de projection du béton : la projection par voie sèche et la projection par voie humide.



Figure I.2.1 : Schématisation de la méthode de renforcement des poutres par béton projeté.

La projection par voie sèche garantit une excellente adhérence du fait de l'enrichissement en ciment et s'applique de ce fait à la réparation et au renforcement de la majorité des structures. Le béton ainsi projeté à une grande résistance, une liaison parfaite avec la structure, un retrait limité grâce à la mobilisation de l'adhérence sur le support et assure une protection efficace des armatures de renfort. Par contre, la projection par voie humide est plus douce et principalement utilisée pour les travaux en galerie et tunnel, que ce soit lors du creusement ou lors du confortement ultérieur de leur revêtement par coque projetée. Dans tous les cas, le béton projeté nécessite une préparation préalable du support. La difficulté d'utiliser cette méthode provient essentiellement des méthodes d'application et de mise en œuvre, il y a aussi le problème de sécurité. Cette méthode présente également l'inconvénient d'une consommation plus élevée d'eau et de ciment pour assurer la plasticité nécessaire et nécessite l'utilisation d'adjuvants accélérateurs de prise. Le tunnel de Nétreville qui se trouve sur la ligne ferroviaire Paris-Cherbourg long de 1789 mètres. Il est conçu avec des briques, sa date de réalisation date depuis 1882. Comme le tunnel a présenté des avaries liées à ce type de maçonnerie ancienne, l'administration de l'entreprise SNCF Réseau décida alors de le consolider en 2019. Les travaux principaux ont consisté au confortement du tunnel par une coque en béton projeté sur du treillis soudé. La figure I.2.2 représente l'exécution du béton projeté lors des travaux nocturnes sur les piédroits du tunnel de Nétreville.



Figure I.2.2 : Confortement par béton projeté du tunnel de Nétreville en 2019.

I.2.2.2. Renforcement par chemisage

L'efficacité de la méthode de renforcement conventionnelle par chemisage a été pleinement vérifiée par l'expérience. La méthode consiste à augmenter la section transversale de l'élément d'origine en appliquant une épaisseur additionnelle du béton sur toute la périphérie de l'élément d'origine. Il est éventuellement indispensable de recourir à un micro-béton autoplaçant pour remplir les vides sans avoir besoin de procéder à la vibration. Il est important de prendre soin pour la préparation du support. Il est donc impératif de prévoir des rainures dans le substrat pour favoriser la transmission de la force et de préparer la surface à l'aide d'une résine époxy. S'il s'agit d'un confortement avec armatures, elles doivent être placées dans une position appropriée et le bétonnage sera par pompage ou coulage comme illustré sur la figure I.2.3.



Figure I.2.3 : Schématisation de la méthode de renforcement des poutres par chemisage.

La liaison entre les deux bétons est assurée par une cohésion chimique entre l'ancien béton et le nouveau béton. La capacité de liaison maximale est obtenue pour des valeurs de glissement comprises entre 0,01 et 0,02 mm et reste pratiquement stable jusqu'à des valeurs de glissement d'environ 0,05 mm. Des adjuvants doivent être rajoutés à la composition du béton pour ne pas recourir à un compactage mécanique. Du point de vue réalisation, les armatures doivent être ancrées dans le cas d'un béton ou par boulonnage dans le cas des plaques métalliques.

Parmi les avantages de cette technique de renforcement est qu'elle ne nécessite pas une maind'œuvre hautement qualifiée. Elle restera une technique peu coûteuse du fait des matériaux utilisés. Cependant, le principal inconvénient du renforcement par du béton additionnel ou du chemisage est que cette augmentation de section de l'élément structurel a une influence directe sur le poids de l'ensemble de la structure, et entraîne également une certaine variation de la rigidité entre les différents niveaux du bâtiment. Un cas réel de chemisage de portique poteaux poutres est illustré sur la figure I.2.4.



Figure I.2.4 : Renforcement de portique poteaux-poutres par chemisage.

I.2.2.3. Renforcement par précontrainte additionnelle

Le renforcement par précontrainte additionnelle est une technique intéressante et efficace. Elle s'est développée lors d'interventions sur de grandes structures en béton précontraint, elle est même utilisée dans la réalisation d'ouvrage d'art. Afin de faciliter la réalisation de la précontrainte additionnelle et de pouvoir la remplacer par la suite, les barres précontraintes sont généralement placées à l'extérieur du substrat.

Ce procédé est destiné pour la réparation des poutres dont la résistance à la flexion ou au cisaillement est déficiente, en utilisant des étriers actifs. Même si cette méthode de

renforcement soit performante, elle pose certaines difficultés de mise en œuvre. Dans le cas présent, cette technique exige une étude approfondie concernant les dimensions des ancrages et la disposition des câbles précontraints. Par conséquent, il est nécessaire de percer toutes les parties de la structure où vont passer les câbles. Ces orifices devront être effectués tout en évitant de toucher les armatures déjà existantes. Une précontrainte additionnelle peut être appliquée à différentes sortes de constructions (bâtiments, ponts, réservoirs, barrages). La mise en œuvre de toutes les mesures relatives à la protection des armatures en acier requiert un certain niveau de qualification. De plus, l'utilisation de dispositifs de plus en plus puissants pour en limiter le nombre implique une étude approfondie des zones d'ancrage qui sont fortement sollicitées (Calgaro & Lacroix, 1997). La configuration du tracé des câbles de précontrainte additionnelle peut être une des deux soit polygonal ou rectiligne. Le câblage droit est plus commode et plus simple à installer. La perte de puissance par effet de frottement est concentrée à proximité des ancrages, elle est estimée comme étant faible. D'autre part, le tracé polygonal a pour rôle de dévier les câbles de sorte à assurer un meilleur rendement de la précontrainte aussi bien en termes de résistance à la flexion qu'en termes de résistance à l'effort tranchant. La perte par friction pour le tracé polygonal est un peu supérieure à celle d'un tracé droit, mais cela reste modéré. Cependant, la réalisation est plus complexe à cause, des déviateurs, toutefois cela reste la conception la plus répandue. Les types d'étriers actifs et les types de précontrainte additionnelle avec tracé des câbles de précontrainte rectiligne et polygonal sont représentés sous forme de schémas sur la figure I.2.5.



b type de précontrainte additionnelle

Figure I.2.5 : Diverses configurations de la précontrainte additionnelle (Fargeot, 1997).

Le Pont Neuf sur l'Yonne dans la ville de Sens en France est un viaduc à travées indépendantes, il est construit en 1969. Il est caractérisé avec deux piles situées dans la rivière et sa longueur totale est de 123,30 mètres linéaires. Cet ouvrage vieillissant a fait l'objet d'un renforcement structurel pour l'adapter aux contraintes de circulation d'aujourd'hui. L'exécution du renforcement a été réalisée en 2011 par le groupement d'entreprises Baudin Châteauneuf. Les travaux ont consisté en un renforcement de l'ouvrage par précontrainte additionnelle ainsi qu'une réhabilitation intégrale des superstructures. Le tracé polygonal des câbles de précontrainte additionnelle et les déviateurs du Pont Neuf sur l'Yonne sont visibles sur la figure I.2.6.



Figure I.2.6 : Renforcement du Pont Neuf sur l'Yonne par précontrainte additionnelle.

I.2.2.4. Renforcement par tôles métalliques

Le collage entre l'acier et le béton a été développé au début des années 1960. Grâce aux nouveaux adhésifs de type résine époxy avec des propriétés élevées d'adhérence, cela a permis de transmettre de fortes contraintes. Cette technique comprend l'ajout à extérieur de tôles en acier pour consolider des éléments dont la détérioration nuirait à sa résistance, ou pour remplacer l'acier oublié ou mal positionné. En raison de la difficulté de mise en œuvre de cette technique, la préparation de la surface, l'utilisation d'adhésifs et la réalisation du placage doivent être confiées à une entreprise spécialisée ou à un laboratoire professionnel. Certains procédés font également l'objet de brevets tel que le brevet UTI-L'HERMITE (l'inventeur de la technique). L'exemple d'application de cette technique est illustré sur la figure I.2.7. En fait, l'Hermite (1967) s'intéressait à l'utilisation d'adhésifs à durcissement à froid pour assembler des éléments en acier à du béton comme coffrage externe. Ensuite, quelques années plus tard, Bresson (1971) a commencé à exploiter cette technique dans le renforcement des structures.

Selon (Theillout, 1997), l'utilisation de plaques extérieures collées au béton pour renforcer des structures ou des ouvrages pose trois problèmes mécaniques. Notamment, les plaques sont localement pliées au voisinage des fissures couvertes, la répartition des forces est reprise par les plaques en cas de chevauchement, et la répartition des déformations entre l'acier à l'intérieur du béton et l'acier collé à l'extérieur. Pour la majorité des cas, l'acier est constitué de tôles d'acier de qualité E24 de 03 à 05 mm d'épaisseur. Afin d'obtenir une bonne cohésion entre la tôle métallique et l'adhésif, des préparations de la tôle devront être effectuées en usine tel que le découpage et le sablage. La pose des tôles en acier nécessite une très bonne organisation du chantier et un travail d'équipe. Le collage exige un équipement de serrage qui pourra être par étaiement, un serrage par un vérin plat ou un serrage par des serre-joints.

Du fait que cette technique soit difficile à mettre en œuvre et coûteuse, d'où son utilisation est particulièrement limitée. La colle habituellement utilisée lors du collage est une résine époxydique, son épaisseur varie de 0.5 à 01 mm. Par contre, l'épaisseur des plaques d'acier de qualité courante est limitée à 03 mm (Luyckx, 1999). Cependant, il y a aussi quelques inconvénients dans le collage des tôles métalliques. Parmi ses inconvénients, il y a la sensibilité de l'acier à l'oxydation. Ainsi, il est impossible d'exploiter les tôles à leurs taux maximum de résistance à la traction, cette technique nécessite aussi un collage avec des vérins pour que les tôles adhèrent convenablement lors du collage. Le principal inconvénient reste que les tôles d'acier sont difficiles à manipuler à cause de leurs poids, ce qui limite encore les possibilités de renforcement, où l'on peut voir sur la figure I.2.8 cette difficulté de manipulation de la plaque métallique par les ouvriers.



Figure I.2.7 : Renforcement du viaduc de Terrenoire par tôles collées perforées (Brevet Freyssinet) (Luyckx, 1999).

I.2.3. Les méthodes de renforcement avancées

I.2.3.1. Renforcement par la technique EBR (Externally Bonded Reinforcment)

Les progrès réalisés ces dernières années dans le développement des produits organiques de synthèse permettent de remplacer les renforcements conventionnels par des renforcements utilisant des matériaux composites. Ces matériaux composites ont d'excellentes caractéristiques mécaniques telles que la légèreté, la tenue à la corrosion, la résistance à la fatigue et la performance aux températures élevées. D'autant plus, ils ont une spécificité particulière qui est la facilité d'application aux formes complexes (Meier et al., 1993 ; Chajes et al., 1994 ; Meier et al., 1995; Garden et al., 1998; Almakt et al., 1998). La plupart des renforts composites utilisés dans le génie civil sont des polymères renforcés par des fibres de carbone (PRFC) ou par des fibres de verre (PRFV). Les PRF utilisés dans le renforcement par la technique EBR (Externally Bonded Reinforcment) se présentent sous deux formes, soit en forme de tissus, soit en forme de plats ou lamelles. Cette technique de renforcement a été proposée par Meier (1993) avec un collage du TFC au béton à l'aide d'une résine époxy à température ambiante. La méthode consiste au collage externe des composites au niveau de la zone tendue de l'élément structurel selon la configuration la plus performante. Le principe du renforcement à la flexion des poutres par la technique EBR est illustré sur la figure I.2.8. Généralement, le tissu en fibres de carbone (TFC) est le plus utilisé pour le renforcement des structures en Génie Civil. Cette technique de renforcement peut être appliquée à différents éléments structuraux, d'où plusieurs travaux de recherche ont fait l'objet d'investigations approfondies. On peut citer le cas du renforcement des poutres (Qeshta et al., 2016 ; Hosen et al., 2019 ; Salama et al., 2019 ; Douier et al., 2020), le confinement des poteaux (Benzaid et al., 2008 ; Benzaid et al., 2010 ; Chikh et al., 2012 ; Benzaid et Mesbah, 2013 ; Mesbah et Benzaid, 2017) et le renforcement même de la maçonnerie (Caporale et al., 2006; Padalu et al., 2019; D'Altri & de Miranda, 2020).



Figure I.2.8 : Principe du renforcement des poutres par la technique EBR.

Sur la base des études de la dernière décennie sur l'application de plaques de PRF collées à la sous-face d'une poutre comme système de flexion, plusieurs modes de défaillance ont été observés dans de nombreuses études expérimentales (Arduini et Nanni, 1997 ; Bonacci et Maalej, 2000 ; Oehlers et Seracino, 2006 ; Yao et Teng, 2007). Ces modes peuvent être généralement classés en huit modes de rupture citées ci-dessous :

- a) Rupture du composite ;
- b) Rupture par l'écrasement du béton comprimé ;
- c) Rupture par cisaillement ;
- d) Décollement interfacial de l'extrémité du composite ;
- e) Décollement de la couche d'enrobage du béton ;
- f) Décollement de la couche d'enrobage du béton en flexion pure ;
- g) Décollement interfacial du composite induit par une fissure de flexion ;
- h) Décollement interfacial du composite induit par une fissure de flexion-cisaillement.

Une représentation schématique de ces modes de rupture des poutres renforcées avec la technique EBR est présentée dans la figure I.2.9.



Figure I.2.9 : Modes de rupture des poutres renforcées par EBR-TFC (Teng et Chen, 2007).

Une conception appropriée du système d'ancrage peut transférer le mode de défaillance d'une rupture fragile à une rupture ductile (Spadea et al., 1998). Le cisaillement et la concentration des contraintes au point de coupure de la plaque de PRF et les fissures de flexion peuvent conduire à des modes de rupture tels que le décollement de la plaque, le décollement de la plaque ou la rupture locale dans la couche de béton entre la plaque de PRF et les armatures longitudinales (Almakt et al., 1998). Les contraintes normales et de cisaillement à l'extrémité de la plaque ont augmenté avec l'épaisseur de la plaque (Rahimi et Hutchinson, 2001). L'utilisation d'enveloppes en U conduit les plaques de PRF à atteindre leur capacité de rupture et à se rompre (Decker, 2007).

I.2.3.2. Renforcement par la technique NSM (Near Surface Mounted)

Au cours des dix dernières années, des travaux de recherche étendus ont été entrepris sur le renforcement des constructions en béton armé à l'aide de matériaux composites en polymère renforcé de fibres (PRF) liés extérieurement des éléments structuraux (EBR-PRF). Cette innovation a été exploitée dans un grand nombre de projets à l'échelle mondiale. Depuis peu, le renforcement NSM-PRF a suscité un nombre croissant de recherches et de réalisations sur le terrain. La technique NSM consiste à réaliser des rainures dans l'enrobage de l'élément en béton armé, puis d'y insérer le renfort en PRF à l'aide d'un adhésif adapté. La technique de renforcement NSM présente un certain nombre d'avantages par rapport à la technique EBR. Parmi ses avantages, on peut citer : la charge de travail liée à l'installation sur site peut être réduite, car la préparation de la surface autre que le rainurage n'est plus indispensable, les armatures NSM sont moins susceptibles de se décoller du substrat en béton, les armatures NSM sont plus faciles à mettre sous une précontrainte. Les renforts sont protégés par l'enrobage en béton et sont par conséquent, moins exposés aux chocs accidentels et aux dommages mécaniques. Le principe du renforcement des poutres par la technique NSM est illustré sur la figure I.2.10.



Figure I.2.10 : Principe du renforcement des poutres par la technique NSM.

La technique de renforcement NSM est adaptée à tous les éléments structuraux et a suscité de nombreuses études. On pourra évoquer quelques travaux concernant le renforcement des poutres à la flexion (El-Hacha et Rizkalla, 2004 ; Barros et al., 2007 ; Al-Mahmoud et al., 2009), le renforcement des poutres au cisaillement (Barros & Dias, 2006 ; Rizzo & De Lorenzis, 2009), le confinement des poteaux (Khorramian et Sadeghian, 2019 ; Obaidat et al., 2020) et aussi renforcement de la maçonnerie (Korany et Drysdale, 2006 ; Dizhur et al., 2013). En raison des avantages susmentionnés, le procédé NSM-PRF est dans de nombreux cas meilleurs que le procédé EBR-PRF, à condition que la couche d'enrobage de l'élément soit suffisante pour accueillir des rainures d'une dimension adéquate, puisque les tiges sont montées dans cette couverture. Malgré les quelques études établies, les connaissances existantes sur la méthode NSM-PRF sont bien plus limitées que celles de la méthode EBR-PRF comme en témoigne l'absence de dispositions pertinentes dans les directives actuelles pour le renforcement des structures en béton par des matériaux composites, publiées par la Fédération Internationale du Béton de construction (FIB Bulletin 14, 2001) et par le Comité technique 440 de l'Institut Américain du Béton (l'ACI-440.2R-17, 2017).

I.2.3.2.1. Matériaux et configurations du système

I.2.3.2.1.1. Types de Renfort PRF

Dans la majeure partie des travaux entrepris par les chercheurs, les renforts NSM en PRF à base de fibres de carbone (PRFC) étaient destinés à renforcer les structures en béton. Il a été fréquent d'utiliser des PRFV (fibres de verre) dans la plupart des projets de renforcement de structures en maçonnerie et en bois basées sur la technique NSM. Par contre, les PRF d'aramide (PRFA) ont été tout récemment utilisés pour le renforcement des poutres en béton armé par la technique NSM dans quelques travaux comme (Gopinath et al., 2016; Daghash et Ozbulut, 2017). Les caractéristiques mécaniques des PRFC sont beaucoup meilleures que celle des PRFV. Ainsi, pour une même capacité de traction, une barre en PRFC a une section transversale réduite par rapport à une barre en PRFV et requiert une rainure plus petite. Cela entraîne une facilité d'installation, en réduisant le risque de chevauchement de l'engravure sur les armatures en acier de l'élément structurel. Par conséquent, il y a une influence directe sur l'économie concernant le matériau de scellement. Il y a une grande variété de formes pour les barres en PRF (barres rondes, carrées, rectangulaires et ovales) ainsi que des lamelles (Figure I.2.11). Chaque forme de section transversale offre des avantages. Comme pour les barres de section carrée, elles maximisent la surface pour une dimension de rainure donnée, tandis que les barres rondes sont plus courantes et peuvent être ancrées facilement dans les cas de la précontrainte. Cependant,

les lamelles maximisent le rapport entre la surface de contact et la section transversale afin de minimiser le risque du décollement. Les barres en PRF existent aussi avec une panoplie d'état de surface qui peuvent être lisses, sablées ou rugueuses par un cycle de traitement de surface pelliculaire. Les barres de section circulaire sont susceptibles d'être enroulées en spirale avec une ficelle de fibres ou même nervurées (De Lorenzis et Teng, 2007).



Figure I.2.11 : Type des joncs en PRF (PRFC, PRFV, PRFA) pour les applications NSM (Mesbah et al., 2017).

I.2.3.2.1.2. Matériaux de scellement

Le matériau de scellement est le moyen de transmission des contraintes entre les barres en PRF et le béton. En matière de comportement structurel, les principales propriétés mécaniques sont la résistance à la traction et la résistance au cisaillement. La résistance à la traction est notamment essentielle lorsque les barres NSM-PRF ont une surface nervurée, entraînant des contraintes de traction périphériques élevées dans la couche formée par le matériau de
scellement. De plus, la résistance au cisaillement est un facteur non négligeable lorsque la capacité de liaison de l'armature NSM est contrôlée par la rupture par cisaillement cohésif du matériau de scellement de la rainure (De Lorenzis et Teng, 2007). L'utilisation d'une pâte ou d'un mortier de ciment à la place de la résine époxyde pour le remplissage des rainures a été appliquée par Asplund en 1949, ensuite elle a été étudiée par Nordin et al. (2003) et Taljsten et al, (2003) pour but de réduire le coût des matériaux, les risques pour les travailleurs et ainsi pour minimiser l'impact environnemental. Les résultats des essais d'adhérence et de flexion ont mis en évidence certaines restrictions significatives du mortier de ciment comme matériau de remplissage des rainures. Mais, toujours est-il que le matériau de remplissage des engravures le plus courant et le plus performant est la résine époxyde à deux composants.

I.2.3.2.1.3. Dimensions de l'engravure

Le comportement structurel d'un élément renforcé avec la technique de NSM est grandement influencé par les dimensions des engravures. Tout le paramétrage des dimensions des rainures et du positionnement du composite en PRF sont importants. La nomenclature de la dénomination des paramètres de la zone de renforcement pour la technique NSM est détaillée dans la figure I.2.12. À partir de ce moment, dans cette présente thèse, les barres rondes en PRF seront appelées (Joncs) et les bandes en PRF minces seront appelées (Lamelles) ou (Plats). Où les paramètres sont les suivants :

- d_b : le diamètre nominal des Joncs ;
- t_f : l'épaisseur des lamelles ;
- h_f : la largeur ou la hauteur des Lamelles ;
- b_g : la largeur de l'engravure ;
- hg : la profondeur de l'engravure ;
- ag : la distance nette entre deux rainures adjacentes ag ;
- a_e : la distance nette entre une rainure et le bord de la poutre ;
- a'e : la distance entre l'axe de l'engravure et le bord de la poutre.

Sur la base des résultats d'essais d'adhérence des travaux de De Lorenzis (2002) concernant les joncs avec bien sûr des rainures carrées ($b_g = h_g$) tout en définissant $k = b_g / d_b$, il a suggéré une valeur minimale de 1,50 pour k pour les barres lisses ou légèrement sablées et une valeur minimale de 2,00 pour k pour les barres déformées. Tandis que Parretti et Nanni (2004) ont proposé que b_g et h_g ne doivent pas être inférieurs à 1,5 d_b. Cependant, Blaschko (2003) a suggéré, à propos des lamelles, que la profondeur et la largeur de l'engravure devraient être

supérieures d'environ 03 mm à la hauteur et à l'épaisseur de la lamelle. Cela afin d'obtenir une épaisseur de la couche d'adhésif uniforme comprise entre 01 à 02 mm. Parretti et Nanni (2004) ont à eux aussi recommandé que la largeur minimale d'une rainure ne soit pas inférieure à trois fois la dimension de t_f et la profondeur minimale ne doit pas être inférieure à 1,5 h_f.

Dans les travaux de recherche antérieurs, les lamelles NSM ont été collées à l'aide d'une résine époxyde, soit le long des quatre côtés de la surface de la lamelle comme (Sena Cruz et Barros, 2002 ; Barros et Fortes, 2005), soit le long de trois côtés seulement de la lamelle comme les travaux de Blaschko (2001) et Hassan et Rizkalla (2003). En raison du rapport important (largeur/épaisseur) des lamelles, la réduction de la surface de collage est négligeable. Par exemple, dans l'étude de Carolin et Taljsten (2002), seules trois faces de la barre étaient collées à l'élément en béton.



Figure I.2.12 : Principaux systèmes NSM (Lamelle, Barre et Jonc) (De Lorenzis et Teng, 2007).

I.2.3.2.1.4. Position de l'engravure

Dans le cas où on a une seule barre NSM doit être prévue pour le renforcement à la flexion de la poutre en béton armé, l'engravure devra être située au centre de la largeur de la poutre. Par contre, s'il y a plus de deux renforts, la distance entre les deux barres NSM contiguës, la distance entre le bord de la poutre et le renfort le plus rapproché, tous ses facteurs deviennent alors des critères de conception fondamentaux. Selon les recommandations du Comité technique 440 de l'Institut Américain du Béton (l'ACI-440.2R-17, 2017), la distance entre les engravures doit être au minimum supérieur à deux fois la profondeur de la rainure. Tandis que la distance entre le renfort le plus proche de l'extrémité et le bord de la poutre doit être supérieure à quatre fois la profondeur de la rainure.

I.2.3.2.2. Modes de rupture

Les travaux expérimentaux des chercheurs ont permis d'identifier plusieurs modes de ruptures possibles du système NSM (Figure I.2.13). La nomenclature de ces modes de rupture est décrite dans le tableau I.2.1. Les différents modes sont détaillés ci-dessous et les mécanismes qui leur sont associés sont ainsi discutés. Il y a notamment la rupture d'adhérence à l'interface (Résine - Renfort), la rupture d'adhérence à l'interface (Résine – Béton), fissuration de la couche de la résine et la rupture par écrasement du béton.

Désignation des modes de rupture	Description des modes de rupture
RI-RR	Rupture de l'interface (Résine - Renfort)
RCC-R	Rupture par cisaillement cohésif dans la résine
RI-RB	Rupture de l'interface (Résine - Béton)
RCC-B	Rupture par cisaillement cohésif dans le béton
RR	Rupture de la couche de résine sans fissuration du béton
FR-1/RB	Fissuration de la couche de la résine et rupture dans le béton le long des plans inclinés
FR-2/RB	Pas de fissuration visible de la couche de la résine et rupture dans le béton le long des plans inclinés
RB'	Rupture du béton de bord

Tableau I.2.1 : Nomenclature des modes de rupture du système NSM-PRF.

I.2.3.2.2.1. Rupture d'adhérence à l'interface (Résine - Renfort)

Ce mode peut se produire soit comme une rupture interfaciale pure (RI-RR), soit comme une rupture par cisaillement cohésif dans la résine (RCC-R). Le mode de rupture (RI-RR) est critique pour les barres à surface lisse ou légèrement sablée. Pour les joncs, ce mode devient critique si la taille de l'engravure est suffisamment grande pour éviter une rupture par fendage de la résine. En ce qui concerne la résine et le béton de résistance modérée, De Lorenzis et Nanni (2002) ont estimé que pour les barres joncs légèrement sablées, une valeur de (k) de l'ordre de 1,5 était suffisante pour empêcher la rupture par fendage de la résine. Pour le cas des joncs, la fissuration de la résine est (Figure I.2.13) produite par les composantes radiales des contraintes de liaison peut accélérer l'apparition d'une rupture (RI-RR). Le mode de rupture (RCC-R) a été observé pour les lamelles NSM avec une surface rugueuse (Blaschko, 2001 ; Blaschko, 2003). Ce mode se produit lorsque la résistance au cisaillement la résine est dépassée.

I.2.3.2.2.2. Rupture d'adhérence à l'interface (Résine - Béton)

La rupture de liaison à l'interface (Résine – Béton) peut se produire sous forme de rupture interfaciale pure (RI-RB) ou de rupture par cisaillement cohésif dans le béton (RCC-B). Le mode de rupture (RI-RB) s'est révélé critique pour les rainures préfabriquées (De Lorenzis et al., 2002). Pour les barres enroulées en spirale ou pour les barres nervurées avec des saillies de nervure basses, il s'est avéré que c'était le mode de rupture critique à chaque fois que la rainure était préformée, peu importe la valeur de (k). Par contre, pour les barres préformées avec des saillies nervurées élevées, ce mode s'est avéré critique uniquement pour les valeurs de (k) supérieures à 2,00 et pour les valeurs de (k) inférieures, la rupture par fendage de la résine a dominé. Le mode de rupture (RCC-B) n'a jamais été observé dans les essais d'adhérence, mais il a été observé dans les essais de flexion sur des poutres (figure I.2.13) (De Lorenzis, 2002 ; Teng et al., 2006).

I.2.3.2.2.3. Fissuration de la couche de la résine et/ou la rupture par écrasement du béton

La fissuration longitudinale de la couche de la résine et/ou la fracture du béton environnant, le long des plans inclinés sont désignées ici sous le nom de rupture du couvercle. On a observé que c'était le mode de rupture critique pour les joncs déformés. La résistance à la traction de la résine est d'un ordre de grandeur supérieure que celle du béton. Cependant, l'épaisseur de la résine pour le renfort NSM-PRF est d'un ordre de grandeur inférieure à l'épaisseur de l'enrobage du béton par rapport aux armatures internes en acier dans un élément en béton armé. Lorsque le rapport (k) est très faible, la rupture est limitée à la couche de la résine et implique peu de

dommages dans le béton environnant, ce mode est appelé (mode (RR)). Pour des valeurs de (k) plus élevées, la rupture implique une combinaison de fissures longitudinales dans la couche de la résine avec aussi une rupture du béton environnant le long des plans inclinés (mode (FR-1/RB)). La rupture du béton commence dès que la couche de la résine se fissure et que les contraintes de traction sont redistribuées (De Lorenzis et al., 2004). D'après la littérature, le plan de fracture incliné dans le béton forme un angle (α) d'environ 30° à partir de l'horizontale, visible sur la figure I.2.13 (mode FR-1/RB et FR-2/RB). Pour les grandes profondeurs de l'engravure et/ou lorsque le rapport de la résistance à la traction entre le béton et la résine est faible, une rupture du béton peut se produire avant que la fissure de la résine n'atteigne la surface externe (mode (FR-2/RB)).



Figure I.2.13 : Modes de rupture du système NSM-PRF.

Les modes de rupture de liaison décrits ci-dessus sont pour une barre NSM située au centre dans un élément large, où les effets de bord sont sans importance. Cependant, lorsqu'une barre NSM est proche du bord d'un élément en béton armé, cela implique la rupture du béton de bord (mode (RB')). Dans les précédentes études selon Blaschko (2001), ce mode de rupture s'est avéré qu'il se produit lorsque (a'e < 20 mm), avec un angle (β) défini sur la figure I.2.13 allant de 45 à 70°. La force de liaison associée au mode (RR) devrait dépendre fortement sur la résistance à la traction de la résine, alors que ceux associés aux modes (FR-1/RB) et (FR-2/RB) devraient dépendre fortement de la résistance à la traction du béton.

I.2.4. Conclusion

Au cours des dernières années, de nombreuses recherches se sont concentrées sur le développement de méthodes fiables pour le renforcement et la réparation des structures en béton armé. Les méthodes traditionnelles telles que le renforcement par béton projeté, par chemisage, par précontrainte additionnelle et par l'ajout de tôles métalliques ont révélé divers inconvénients liés à différents critères. Cependant, l'introduction des matériaux composites a ouvert la voie à de nouvelles techniques de renforcement. Parmi celles-ci, la technique de renforcement par collage externe (EBR) qui a suscité l'intérêt de nombreuses études expérimentales, bien qu'elle se soit révélée performante par rapport aux méthodes traditionnelles, elle présente un inconvénient économique en raison du décollement par collage interne (NSM), a prouvé son efficacité en termes de performances. Dans ce contexte, l'objectif de notre étude est d'analyser le comportement global des poutres en béton armé renforcées à la flexion avec des polymères renforcés de fibres de carbone à l'aide de la technique NSM.

CHAPITRE I.3 Revue de la littérature

I.3.1. Introduction

Le comportement des poutres renforcées varie d'une technique à l'autre, car les liaisons entre le béton et les matériaux composites ne sont pas pareilles. Pour la technique EBR, le composite est collé sur une seule face du béton. Par contre, pour la technique NSM, le matériau composite est collé sur trois faces au niveau de la rainure dans le béton. La différence de surface de liaisons entre les deux techniques a conduit les chercheurs à affirmer que les stratifiés NSM sont moins susceptibles de se séparer du substrat en béton (De Lorenzis et Teng, 2006). En effet, la technique NSM (Near Surface Mounted) a été appliquée en 1948 selon la toute première référence qui existe dans la littérature (Asplund, 1949). L'histoire remonte lors du confortement d'un pont en Suède après avoir subi un tassement excessif pendant la réalisation. Cela a été réalisé en pratiquant des rainures sur la surface, en les remplissant de mortier de ciment et en y incorporant des barres d'armature en acier (De Lorenzis et al., 2000). De nos jours, les polymères renforcés de fibres (PRF) peuvent être utilisés à la place de l'acier et la pâte époxy peut remplacer le mortier de ciment. L'avantage est principalement la résistance du PRF à la corrosion, une propriété qui est particulièrement importante dans ce cas en raison de la position des tiges très près de la surface (De Lorenzis et al., 2000). La technique NSM peut être utilisée pour tous les renforcements et toutes les réparations des structures en béton armé, et même en bois. Parmi les renforcements qu'on peut réaliser par les lamelles en PRFC, ce sont les renforcements des poutres à la flexion et à l'effort tranchant, le renforcement des éléments comprimés tels que les poteaux, le renforcement des planchers et le renforcement des voiles. Des travaux expérimentaux ont été réalisés pour bien étudier l'effet d'adhérence des polymères renforcés de fibres en utilisant la technique NSM. Merdas et al. (2015) ont réalisé une étude paramétrique sur la base d'essais d'arrachement par flexion afin d'évaluer l'influence de la force d'adhérence, de la résistance du béton, de la longueur d'adhérence, du type et de la configuration du renforcement sur la charge d'arrachement, la contrainte d'adhérence, la rigidité et le mode de rupture. D'autres chercheurs ont aussi fait des investigations sur le glissement des PRF par des essais d'arrachement direct et par des essais d'arrachement par flexion (Ceroni et al. 2012, Sharaky et al. 2013, Khshain et al. 2015, Emara, et al. 2018, Wang et al. 2019, Azevedo et al. 2020, Fernandes et al. 2020, Ricardo Cruz et al. 2020). Dans ce chapitre, une revue de la littérature des vingt dernières années est exposée, abordant les travaux de recherche sur le renforcement des poutres avec des polymères renforcés de fibres à l'aide de la technique NSM. Les études sont présentées dans un ordre chronologique croissant, permettant ainsi une analyse progressive de l'évolution des connaissances et des avancées dans ce domaine spécifique.

I.3.2. Revue de la littérature

De Lorenzis et al. (2000) ont étudié le renforcement à la flexion des poutres en béton armé avec des tiges NSM-PRF. Chacune des quatre poutres mesurait 4572 mm de long avec une section transversale en forme de (T). Les dimensions de la section sont : hauteur de 405 mm, épaisseur de l'aile de 100 mm, largeur de l'âme de 150 mm et largeur de l'aile de 380 mm. Toutes les poutres avaient une armature en flexion de deux barres d'armature en acier de diamètre nominal de 22,23 mm dans la partie tendue de la poutre et de deux barres d'armature de diamètre nominal de 13 mm dans la partie comprimée. Les armatures de cisaillement sont conçues pour assurer le contrôle de la rupture par flexion, elles étaient constituées d'étriers en acier de diamètre nominal de 9,5 mm avec un espacement de 127 mm. Les spécimens se composaient d'une poutre témoin non renforcée et de trois poutres renforcées utilisant des tiges NSM-PRF. Deux poutres BFC3 et BFC4 ont été renforcées avec des tiges en PRFC sablées, chacune est équipée de deux tiges n°3 de diamètre de 9,5 mm pour la poutre BFC3 et de deux tiges n°4 de 13 mm de diamètre pour la poutre BFC4. Tandis que la poutre BFG4 était équipée de deux tiges n°4 en PRFV avec une surface déformée. Les rainures avaient une section transversale carrée de 19.05 mm pour les tiges n°3 et de 25,4 mm pour les tiges n°4. Ils ont constaté que les poutres renforcées ont montré une augmentation de capacité allant de 25,7 % à 44,3 % par rapport à la poutre témoin. Ainsi qu'une augmentation remarquable de la rigidité a été obtenue. Les deux poutres renforcées avec les tiges en PRFC ont échoué en raison du décollement de l'armature NSM. Donc comme l'adhérence était le mécanisme de rupture, l'augmentation de la quantité du renforcement NSM ne produisait pas un gain proportionnel de capacité portante.

De Lorenzis et Nanni (2001) ont étudié le renforcement par cisaillement des poutres en béton armé avec des tiges NSM-PRFC. L'essai comprenait huit poutres avec une section en forme de (T), elles mesuraient 3000 mm de long avec les dimensions de section suivantes : hauteur de 405 mm, épaisseur de l'aile de 100 mm, largeur de l'âme de 150 mm et largeur de l'aile de 380 mm. La série se composait de six poutres sans armature de cisaillement, par contre les deux autres poutres ont des étriers internes en acier avec un espacement qui ne satisfaisait pas aux exigences du Code ACI 318 (1995). Les paramètres suivants ont été étudiés, notamment : l'espacement des barres NSM-PRF (127 mm et 178 mm), l'inclinaison des barres de cisaillement NSM-PRF (45° et 90°), l'ancrage des barres NSM dans l'aile à l'aide de trous percés puis remplis d'époxy et la présence d'étriers internes en acier. Chaque barre d'armature NSM-PRFC avait un diamètre de 9,5 mm et était insérée dans une rainure verticale de 19 mm de largeur sur 19 mm de profondeur s'étendant sur toute la hauteur de l'âme de la poutre. Avec l'absence d'armature de cisaillement interne en acier, ils ont constaté une augmentation de la capacité des poutres de 106 % par rapport à la poutre témoin sans armature de cisaillement. Dans les poutres avec armature de cisaillement interne, la technique NSM a augmenté la capacité de 35 % par rapport à la poutre avec étriers, mais sans barres NSM-PRFC. En règle générale, dans les poutres renforcées en NSM, le mode de rupture dominant était le décollement de la couverture époxy, mais lorsque les spécimens incluaient un ancrage des barres NSM dans l'aile ou dans le cas d'un renforcement NSM espacé à 45° étroitement, le mécanisme de rupture a changé pour avoir une rupture au niveau de l'enrobage du béton le long de l'armature longitudinale. Enfin, ils ont souligné que les armatures de cisaillement NSM contrairement aux armatures de cisaillement internes en acier, ne sont pas en mesure de retenir l'armature en acier longitudinale soumise aux forces de cisaillement et n'augmentent donc pas la capacité de charge au cisaillement des poutres sans les armatures internes.

De Lorenzis et Nanni (2002) ont mené une étude expérimentale sur la liaison entre les tiges NSM-PRF et le béton. En effet, ils ont réalisé 22 poutres de section en forme de (T) inversé de 1220 mm de long avec les dimensions de section suivantes : hauteur de 255 mm, épaisseur de l'aile de 100 mm, largeur de l'âme de 155 mm et la largeur de l'aile de 255 mm. Chaque poutre a été découpée à la scie et équipée d'une rotule à la mi-portée pour garantir que la poutre se fissure au milieu. La rotule a forcé la résultante de la compression à agir à travers son centre de gravité et de ce fait, le bras de levier du moment était donc connu pour chaque charge donnée. Les paramètres de test incluaient la longueur collée du renfort NSM (6, 12, 18 et 24 fois le diamètre de la barre), le diamètre du renfort NSM (9,5 et 13 mm), le type du renfort NSM (PRFV et PRFC), le type de configuration de la surface des tiges (déformée et sablée) et ainsi et tant qu'autre paramètre les dimensions de la rainure. Ils ont constaté que les tiges déformées avaient une meilleure adhérence que les tiges sablées. Lorsque la taille de la rainure a été augmentée ainsi que l'épaisseur de l'enrobage, la force de liaison était plus grande. Au fur et à mesure que la taille de la rainure augmentait, le mode de rupture de certaines poutres passait de l'arrachement de la barre NSM ou de la rupture au niveau de l'époxy à la rupture dans le béton environnant. La taille optimale de la rainure carrée trouvée pour les barres déformées de 9,5 et 13 mm de diamètre était de 19 et 25 mm, respectivement. De même, la capacité de charge ultime augmentait avec l'accroissement de la longueur du renforcement dans la plupart des cas, à l'exception de la barre de PRFC déformée de 9,5 mm où la répartition des contraintes d'adhérence n'était pas uniforme.

Hassan and Rizkalla (2003) ont étudié la liaison dans des structures en béton renforcées avec des lamelles NSM-PRFC. Chacune des neuf poutres simplement appuyées mesurait 2500 mm de long avec les dimensions de la section transversale de la poutre en T sont les suivantes : hauteur de 300 mm, épaisseur de l'aile de 50 mm, largeur d'âme de 150 mm et largeur de l'aile de 250 mm. Les spécimens se composaient d'une poutre de contrôle non renforcé et de huit poutres renforcées avec des bandes NSM-PRFC. Les lamelles de PRFC ont une section de 1,2 mm de largeur sur 25 mm de hauteur. Elles ont été insérées à l'intérieur d'une seule rainure de 5 mm de largeur sur 25 mm de profondeur le long de la largeur médiane de la face inférieure de la poutre. Le paramètre des essais était la longueur d'ancrage de la lamelle PRFC avec la technique NSM (150, 250, 500, 750, 850, 950, 1050 et 1200 mm). Ils ont constaté que la capacité de charge ultime augmentait jusqu'à 53 % et que les dimensions des rainures utilisées étaient capables d'empêcher la rupture du revêtement époxydique. La poutre avec un encastrement de 850 mm présentait la même capacité de flexion que les poutres à encastrement de 950, 1050 et 1 200 mm, indiquant que la longueur d'ancrage critique était de 850 mm. Une rupture de décollement localisée a été observée aux points de coupure des lamelles à cause des contraintes de cisaillement concentrées, et aussi dans la région du moment maximal en raison de l'ouverture des fissures de flexion. La capacité de charge ultime des poutres peut être augmentée jusqu'à 53 % pour les spécimens utilisés dans ce programme. Ils ont constaté que la longueur de développement des lamelles NSM-PRFC augmente en augmentant le rapport de renforcement interne en acier. Ainsi que la longueur de développement, diminue avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton et avec l'augmentation de la largeur des rainures.

Hassan and Rizkalla (2004) ont étudié le mécanisme de liaison des barres NSM-PRF pour le renforcement des structures en béton. Chacune des 08 poutres est simplement appuyée et mesure 2500 mm de long, avec une section transversale en forme de (T). Les dimensions de la section sont les suivantes : hauteur de 300 mm, épaisseur de l'aile de 50 mm, largeur de l'âme de 150 mm et hauteur de l'âme de 250 mm. Les spécimens se composaient d'une poutre témoin et de sept poutres renforcées avec des barres NSM-PRFC. Les barres PRFC étaientt de forme circulaire de 9,5 mm de diamètre. Elles ont été insérées dans une seule rainure de 18 mm de largeur sur 30 mm de profondeur centrée sur la longueur des poutres. Les variables des essais comprenaient l'utilisation de différentes longueurs d'ancrage (150, 550, 800 et 1200 mm) et la comparaison de deux résines époxydes différentes (Duralith-gel et Kemko 040). Ils ont constaté que la longueur d'ancrage de 150 mm fournissait des augmentations insignifiantes de la rigidité

à la flexion en raison d'une rupture prématurée à l'arrachement. Pour ces essais, la longueur d'ancrage la plus efficace était de 800 mm (80 fois le diamètre du jonc en PRFC) tandis qu'une longueur d'ancrage de 1 200 mm augmentait la contrainte de traction maximale de la barre de moins de 7,5 %. En négligeant les résultats des poutres avec une longueur d'encastrement de 150 mm, toutes les autres poutres ont connu des capacités de charge qui varient de 20 à 41 % par rapport à la poutre témoin. Toutes les poutres, à l'exception de la longueur d'ancrage de 150 mm, se sont rompues par le décollement de la couche d'enrobage du béton. La rupture s'est produite le long de la partie inférieure des armatures en acier tendu, indiquant que la configuration de l'armature interne en acier influence considérablement sur l'emplacement du décollement en raison de la concentration des contraintes de cisaillement. Ils ont conclu que la rupture dans les barres NSM-PRFC n'est pas susceptible de se produire quelle que soit la longueur d'enrobage, car seulement 40 à 45 % de la contrainte de rupture ultime a été atteinte et le type de la résine époxyde n'a eu aucun effet sur la capacité de charge ultime des poutres. Ils ont déclaré qu'en augmentant la largeur de la rainure ou en utilisant un béton à haute résistance, la résistance du béton à la rupture pourrait être augmentée. Sur la base de leur modèle analytique, ils recommandent un espacement minimal entre les rainures de deux fois le diamètre de la barre quelle que soit la largeur de la rainure et suggèrent aussi qu'une distance de bord minimale doit être respectée qui est de quatre fois le diamètre de la barre.

Jung et al. (2005) ont examiné le comportement en flexion des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC. Chacune des 08 poutres en béton armé avait une section transversale rectangulaire de 300 mm de hauteur sur 200 mm de largeur et une longueur de 3000 mm. Les échantillons étaient composés en une poutre témoin non renforcée, deux poutres renforcées avec du tissu et des plats EBR-PRFC et les cinq autres renforcés avec des barres et des plats NSM-PRFC. Parmi les cinq poutres NSM, deux poutres avaient des rainures de verrouillage mécanique qui impliquaient de couper des rainures perpendiculaires à la barre ou à la bande longitudinale NSM-PRFC. Les paramètres qui ont été étudiés sont la technique de renforcement (EBR et NSM), la forme des renforts (plat et jonc) et l'application des rainures d'ancrage mécanique. Ils ont constaté qu'avant la fissuration, toutes les poutres renforcées présentaient un comportement similaire à celui de la poutre témoin non renforcée. Par contre, après la fissuration, les poutres renforcées sont devenues plus rigides que la poutre témoin. Les poutres renforcées en EBR et NSM ont présenté des augmentations de charge ultimes allant respectivement de 30 à 47 % et de 39 à 65 % par rapport à la poutre témoin.

Il a été aussi constaté que les poutres renforcées par la méthode NSM utilisaient le renforcement en PRFC plus efficacement que les poutres avec la méthode de renforcement EBR. Le mode de rupture déterminant pour le renforcement par NSM était le décollement des PRFC de l'enrobage en béton. Cependant, il est donc nécessaire de prendre certaines précautions pour prévenir la rupture par décollement des PRFC dans la méthode de renforcement NSM. Ainsi, l'application des rainures d'ancrage mécanique remplies d'époxy a permis d'éviter la rupture par décollement des renforts en PRFC. Grâce à ses rainures, ils constatent une augmentation de la capacité portante de la poutre de 15 % par rapport aux poutres renforcées par NSM placés de manière conventionnelle.

Laoubi et al. (2006) présentent les résultats des essais réalisés sur 21 poutres en béton de section rectangulaire renforcées avec des barres PRFV sablé. Le programme expérimental de cette étude se concentre sur l'étude de l'effet couplé du cycle de gel/dégel et de la charge continue sur le fluage ainsi que le comportement à long terme des poutres en béton renforcées avec des barres en PRFV. Les poutres mesuraient 1 800 mm de longueur, 130 mm de largeur et 180 mm de hauteur. La couche d'enrobage du béton a été fixée à 20 mm pour faciliter et accélérer la pénétration de l'humidité jusqu'au niveau des barres. Les poutres ont été confectionnées en utilisant du béton ordinaire avec une taille d'agrégat maximale de 20 mm. La résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours est de l'ordre de 40 MPa. Les poutres de cette étude ont été confrontées à 100, 200 et 360 cycles de gel/dégel avec une fourchette de température comprise entre -20 °C et +20 °C, et ont été soumises à deux états de chargement une fois non chargés puis chargés en flexion pour provoquer une contrainte de traction égale à 27 % de la résistance à la traction ultime des barres en PRFV. Les poutres ont été conçues de telle sorte pour avoir une section de béton sous-armé en utilisant deux barres en PRFV sablées comme armature inférieure, les barres PRFV ont un diamètre de 9,5 mm. Pour toutes les poutres, des barres d'acier lisses de 10 mm de diamètre ont été utilisées comme armatures supérieures et étriers. Les poutres ont été soumises à un essai de flexion à quatre points jusqu'à la rupture sur une portée libre de 1500 mm.

Sur la base des résultats des essais à long terme, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

La variation de la capacité ultime des poutres testées après conditionnement par rapport aux poutres témoins non conditionnées était très faible (±6 %), elle est considérée comme insignifiante. Cependant, cette faible augmentation de la capacité des poutres en béton soumises à l'effet individuel des cycles de gel/dégel peut être due à l'augmentation de la résistance du béton résultant d'un durcissement plus long et meilleur.

- La déformation dans les barres de PRFV dues au fluage est inférieure à 02 % de la valeur initiale après 26 semaines de chargement en traction continue. Cette valeur a été obtenue sous une contrainte maintenue considérablement élevée de 27 % de la résistance ultime à la traction des barres PRFV, ce qui représente approximativement 2,33 fois la valeur actuellement recommandée par ACI 440.1R-06 pour le contrôle du fluage.
- L'équation ACI 440.1R-06 pour prédire les déflexions à long terme dues au fluage et au retrait surestime les valeurs mesurées expérimentalement.

Barros et al. (2007) ils ont entrepris une campagne expérimentale visant à étudier les performances des techniques NSM et EBR destinées à renforcer les poutres en béton armé à la flexion et au cisaillement. À cette fin, deux groupes d'essais expérimentaux de flexion à quatre points ont été réalisés, l'un pour le renforcement en flexion et l'autre pour le renforcement en cisaillement, en utilisant des matériaux en polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) selon les techniques NSM et EBR. Plusieurs paramètres ont été pris en compte, notamment le ratio de renforcement équivalent (acier et stratifiés), l'espacement des PRFC, système d'armature de cisaillement (étriers d'acier conventionnels, bandes de tissu en PRFC en forme de (U) avec la technique EBR, et stratifiés en PRFC encastrés en utilisant la technique NSM avec deux orientations verticales ou inclinées 45°). Le premier groupe de poutres d'essai pour le renforcement à la flexion avait une longueur de 1000 mm pour toutes les poutres et une section transversale rectangulaire de 120 mm de largeur et 170 mm de hauteur. Par contre, le second groupe destiné à l'étude du renforcement à la flexion comprenait des poutres de longueur de 1600 mm avec une section transversale de 150 mm et 300 mm, et ce même groupe comprenait aussi une autre dimension de poutres de longueur 1000 mm avec une section carrée de 150 mm de chaque côté. Pour le renforcement en flexion, la technique NSM a été la plus efficace. Pour le renforcement en cisaillement, la technique NSM s'est avérée être la plus efficace. Elle a été également la plus facile et la plus rapide à appliquer. Cette efficacité s'est manifestée non seulement en termes de capacité de charge de la poutre, mais aussi en termes de capacité de déformation à la rupture de la poutre. Les modes de ruptures des poutres renforcées par la technique NSM n'étaient pas aussi fragiles que ceux observés dans les poutres renforcées par la technique EBR.

Capozucca (2009) a étudié le comportement des poutres en béton armé endommagées puis renforcées avec des tiges en polymère renforcé de fibres de carbone avec la technique NSM.

Des essais statiques et dynamiques ont été réalisés sur trois poutres en béton armé (B1, B2 et B3) de longueur totale de 3750 mm et de section rectangulaire de dimensions (150 x 250) mm². Les poutres B1 et B2 contiennent quatre barres d'acier longitudinales, 02 barres supérieures et 02 barres inférieures de diamètre 10 mm et 14 mm, respectivement. La poutre B3 comporte aussi quatre barres d'acier, la différence et que les barres d'acier inférieures ont un diamètre de 16 mm. Les armatures transversales ont un diamètre 08 mm, elles sont disposées avec un espacement de 150 mm. Le programme expérimental prévoyait que les poutres en béton armé étaient endommagées par des charges croissantes pour produire différents degrés d'endommagement. Les poutres renforcées utilisant des tiges NSM-PRFC ont ensuite été soumises à un essai de flexion à quatre points sous une charge croissante jusqu'à la rupture. Le comportement statique des poutres a été analysé en comparant les résultats expérimentaux avec ceux obtenus par une méthode théorique non linéaire. Les changements dans les propriétés des poutres telles que la rigidité et la ductilité ont été étudiées théoriquement. De plus, la réponse dynamique des poutres endommagées et renforcées a également été étudiée expérimentalement. À partir des résultats des essais de flexion statiques et dynamiques, il a pu conclure que :

- Le renforcement des poutres en béton armé endommagées à l'aide de tiges NSM-PRFC a amélioré la performance des poutres avec une augmentation de la rigidité à la flexion dans le champ élastique et par l'élévation de la capacité de charge ultime.
- Le mécanisme de rupture pour toutes les poutres a été gouverné par l'écrasement du béton comprimé et par le délaminage de la couche d'enrobage sur la face inférieure des poutres sans que les tiges en PRFC se détachent.
- Les résultats expérimentaux par essais statiques sont proches des données théoriques obtenues avec une analyse non linéaire développée pour des sections de poutres renforcées, en considérant une adhérence parfaite entre les tiges PRFC et le béton.
- Les essais expérimentaux dynamiques sont une méthode non destructive pratique pour vérifier la sécurité des poutres en béton armé endommagées et renforcées.

Il note que les valeurs obtenues dans son étude sur les poutres renforcées ne présentent pas de variations appréciables confirmant que le développement de fissures dans les poutres renforcées avec des tiges PRFC est presque totalement évité.

Sena-Cruz et al. (2012) ont étudié le renforcement à la flexion des poutres en béton armé par des PRF. Deux techniques de renforcement ont été utilisées notamment : Le renforcement par collage externe (EBR) et le renforcement par montage près de la surface (NSM). Ces deux techniques de renforcement sont appliquées sur le béton de couverture, qui est normalement la

région la plus faible de l'élément à renforcer. Par conséquent, le problème le plus courant est la défaillance prématurée du système de renforcement qui se produit plus fréquemment dans le cas de l'EBR. Pour tenter de surmonter cette faiblesse, une autre technique a été proposée, appelée MF-EBR (Mechanically Fastened and Externally Bonded Reinforcement), qui utilise des laminés multidirectionnels en fibres de carbone, simultanément collés et ancrés au béton. Pour comparer l'efficacité des techniques NSM, EBR et MF-EBR, des essais de flexion quatre points avec des poutres en béton armé. Les poutres avaient une section transversale de 200 mm de largeur, 300 mm de hauteur et 2000 mm en travée. Toutes les poutres ont trois barres longitudinales en acier de 10 mm de diamètre à la base et deux barres longitudinales à la tête. L'armature transversale est composée d'étriers en acier de 06 mm de diamètre avec un espacement constant de 100 mm afin d'éviter la rupture par cisaillement. Pour évaluer l'efficacité des techniques EBR, MF-EBR et NSM, un programme expérimental composé de deux séries de quatre poutres chacune a été réalisé. La différence entre les séries est limitée au type de chargement : une série a été soumise à un chargement monotone, tandis que la seconde a été soumise à un chargement cyclique. Chaque série est composée d'une poutre de référence (REF) et d'une poutre pour chaque technique de renforcement étudiée. Dans les essais monotones, par rapport à la poutre témoin, des augmentations de la capacité de charge de 37 %, 87 % et 86 % ont été obtenus pour celles renforcées EBR, MF-EBR et NSM, respectivement. Par rapport à la poutre EBR, une augmentation d'environ 37 % de la capacité de charge a été obtenue pour la technique MF-EBR. L'aspect le plus favorable de la technique MF-EBR était le niveau de déflexion à la charge ultime (d_{max}) , qui est un indicateur de la performance de ductilité. En fait, la capacité de déflexion normalisée à la charge maximale $(d_{max}/d_v, où d_v)$ étant la déflexion au début de l'élasticité) était de 4,35 ce qui était beaucoup plus élevé que celui enregistré dans les deux autres poutres renforcées, où pour les poutres EBR été de 1,80 et 2.98 pour les poutres NSM. En termes d'essais monotones post-fatigue, la poutre NSM a fourni la plus forte augmentation de la charge ultime de 101 %, puisque les poutres MF-EBR et EBR ont présenté une augmentation de la capacité de charge de 84 % et 43 %, respectivement, par rapport à la charge maximale de la poutre de contrôle. Dans les essais de fatigue, la poutre NSM a présenté la plus grande capacité de déflexion normalisée à la charge maximale de 6,7. Tandis qu'une valeur de 3,5 et 2,4 a été enregistrée dans les poutres MF-EBR et EBR, respectivement.

Ye et al. (2014) évaluent expérimentalement l'efficacité des joncs PRFC précontraint avec la technique NSM pour le renforcement des poutres en pierre de granite afin d'améliorer leurs performances en flexion. Un total de neuf poutres en pierre classées en trois groupes d'essais

(A, B et C) en fonction de la portée des poutres et des dimensions de la section transversale. Elles ont été renforcées avec des barres NSM-PRFC précontraintes et testées sous un chargement monotone. Dans chaque ensemble d'essais, une poutre en pierre non renforcée a également été testée à titre de comparaison. Dans le groupe C, les poutres en pierre ont été renforcées avec une lamelle de PRFC enveloppant les côtés latéraux des poutres pour augmenter la capacité de cisaillement. Les paramètres d'essai comprenaient la quantité d'armatures NSM-PRFC et la force de précontrainte. D'après les résultats des essais, ils ont observé et ont conclu que :

- Toutes les poutres en pierre non renforcées se sont rompues d'une manière fragile associée à une rupture brusque de la pierre dans la région du moment constant une fois que la charge de fissuration a été atteinte. La flèche maximale à mi-portée avant la rupture était inférieure à 1/1000 de la longueur de la portée totale.
- Le type de mode de rupture des poutres en pierre renforcées s'est produit en fonction de la quantité d'armatures NSM-PRFC soit par le glissement des barres PRFC accompagné d'une rupture des PRFC, ou par un décollement de PRFC, ou par la rupture due à la flexion et au cisaillement. Avec l'augmentation des renforts en PRFC, le mode de rupture des poutres en pierre renforcées est passé du glissement du PRFC au décollement du PRFC. Tandis que la rupture par flexion - cisaillement s'est produite lorsque la quantité de renforts en PRFC a encore augmenté.
- La force de précontrainte a retardé la formation des fissures. La charge de fissuration a été augmentée linéairement avec l'augmentation de la force de précontrainte.
- Les poutres en pierre renforcées qui se sont rompues lors du glissement des PRFC avaient un meilleur rendement des armatures en PRFC. Par contre, pour les poutres en pierre renforcées qui se sont rompues en mode flexion-cisaillement, l'ancrage avec les lamelles en PRFC a permis d'améliorer le rendement des armatures en PRFC.
- La ductilité des poutres en pierre renforcées a été diminuée avec l'augmentation du niveau de précontrainte.
- Pour augmenter davantage la capacité de charge et la capacité de déformation des poutres en pierre (cas de la rupture par le mode flexion-cisaillement), il est recommandé d'appliquer le renforcement au cisaillement à l'aide d'une enveloppe en TFC.

Sharaky et al. (2015) ont réalisé un programme expérimental afin d'examiner l'effet du renforcement avec des PRF sur la performance en flexion. Ils ont testé quatorze poutres en béton armé, dont une poutre témoin non renforcée et treize poutres renforcées par la technique

NSM partiellement et entièrement collées. Des barres et des bandes en polymère renforcées de fibres de carbone (PRFC) et des barres en polymère renforcées de fibres de verre (PRFV) ont été utilisées comme renfort NSM. Les poutres ont une section rectangulaire de 280 mm de hauteur et de 160 mm de largeur. Tandis que la longueur totale est de 2600 mm avec une portée de 2400 mm. Deux longueurs de liaison (384 mm et 480 mm dans chaque travée de cisaillement) ont été étudiées pour les poutres renforcées avec un renforcement NSM partiellement lié, tandis que la longueur de liaison était de 2000 mm pour les poutres renforcées avec un renforcement NSM complètement lié. L'effet de l'enveloppement transversal et de l'ancrage d'extrémité sur le comportement et la capacité de charge des poutres renforcées a également été étudié. Les résultats ont montré que toutes les poutres renforcées avec un NSM-PRF entièrement collé avaient une rigidité et une capacité de charge plus élevée que celles avec un NSM-PRF partiellement collé. La ruine des poutres renforcées par des NSM-PRFC était due à la séparation de l'enrobage de béton à partir de la coupure, sauf pour les poutres avec des bandes de PRFC, qui se sont rompues à l'interface bande-époxy. Par contre, la rupture des poutres renforcées par des barres PRFV était aussi due à une séparation de la couverture en béton, excepté dans le cas d'une seule poutre qui s'est rompue à cause de la rupture de l'interface béton-époxy. Ils ont constaté aussi que l'augmentation de la longueur de liaison de 480 mm à 1000 mm a permis d'augmenter la charge d'élasticité allant de 4,6 % à 26,5 %. Cependant, il n'y a pas eu d'augmentation de la charge d'exploitation lorsque la longueur de liaison est passée de 384 mm à 480 mm. D'autre part, pour les poutres renforcées avec une longueur de liaison partielle de 480 mm, la charge maximale a augmenté de 73,1 % par rapport à la poutre témoin lorsque l'ancrage d'extrémité a été appliqué aux poutres avec des barres en PRFC. Lorsque l'enveloppement transversal a été appliqué à la poutre avec une barre PRFV, la charge maximale a augmenté de 66,6 %. Ils ont observé que la déflexion des poutres renforcées avec des barres NSM entièrement collées était inférieure à celle des poutres avec des barres NSM partiellement collées. De plus, il n'y a qu'un léger effet de la longueur de la liaison sur la déflexion dans les poutres avec NSM partiellement collées. Le même comportement a été observé pour les poutres renforcées avec des lamelles en NSM.

Gopinath et al. (2016) ont étudié l'efficacité des barres de polymères renforcés de fibres de basalte (PRFA) pour le renforcement des poutres en béton armé avec la technique (NSM). Un programme expérimental a été réalisé pour déterminer le comportement d'arrachement des barres en PRFA. Des essais d'arrachement ont été réalisés pour évaluer le comportement d'adhérence du PRFA au béton. Les influences de la longueur de la liaison, de la taille de la

rainure et du diamètre de la barre sur le comportement de la liaison ont été analysées. Il a été observé que l'augmentation de la taille de la rainure n'a pas augmenté de manière significative la charge de rupture. Sur la base de l'enquête, ils ont conclu que le rapport entre la taille de la rainure et le diamètre de la barre PRFA devrait être compris entre 1,5 et 2,0 pour des applications pratiques. Le renforcement à la flexion des poutres en béton armé a été effectué en utilisant la technique NSM-PRFA. Le diamètre de la barre, le nombre de barres et la taille de la rainure ont été considérés comme des paramètres d'influence. Les poutres renforcées ont été divisées en deux groupes (A) et (B). Le groupe (A) était composé de quatre poutres renforcées par des barres de NSM-PRFC inférieures. Le groupe (B) était composé de cinq poutres renforcées par des barres NSM-PRFA latérales. Et avait comme paramètre la longueur des barres en PRFA (1400 mm et 1800 mm) et l'angle d'inclinaison des extrémités des barres coudées (45° et 90°). Les études menées sur des poutres en béton armé renforcées par un renforcement NSM-PRFA ont montré que cette technique est très efficace. Avec l'augmentation du pourcentage du renforcement NSM, la capacité de flexion et la rigidité effective de la pource augmentent, mais avec un ratio plus élevé de renforcement NSM la déviation et la ductilité énergétique diminuent de manière significative. La poutre renforcée avec NSM-PRFA améliore la capacité de charge. Quel que soit le niveau de charge, la déflexion de la poutre renforcée par NSM est inférieure à celle de la poutre témoin. Le mode de rupture observé dans certaines des poutres renforcées était une combinaison de rupture en cisaillement et en flexion et dans d'autres poutres, il s'agissait d'une rupture en flexion pure.

Sharaky et al. (2017) ont étudié expérimentalement et numériquement le comportement des poutres en béton armé renforcées par des barres PRFV montées près de la surface (NSM) avec et sans ancrage d'extrémité. Deux méthodes de renforcement NSM ont été traitées et comparées, la première est un renforcement inférieur et la seconde un renforcement latéral. L'ancrage d'extrémité a été réalisé en pliant 150 mm des deux extrémités des barres NSM à 45° et 90°. Le programme expérimental consistait sur des essais sur dix poutres en béton armé en utilisant la flexion à quatre points. Les poutres testées étaient composées d'une poutre non renforcée et de neuf poutres renforcées. Toutes les poutres avaient une longueur totale de 2200 mm et une section transversale rectangulaire de 150 mm de diamètre et deux barres d'acier supérieures de 08 mm de diamètre. Des étriers en acier de 08 mm de diamètre, espacés de 100 mm ont été placés le long de la portée de la poutre. Des rainures de 20 mm ont été créées au bas ou sur les côtés

des poutres en béton armé pour y placer les barres NSM-PRFV. Les résultats expérimentaux et numériques soutiennent les conclusions suivantes :

- La capacité de charge des poutres renforcées par NSM par le bas était plus élevée que celle des poutres renforcées par NSM par le côté et ceci était principalement dû à la différence dans le bras interne et le confinement de l'ancrage d'extrémité.
- Le renforcement par des barres droites NSM de 180 cm de long sans ancrage d'extrémité a enregistré un rapport de capacité de charge de 177 %. Ce rapport a augmenté à 185 % pour les extrémités pliées par un angle d'inclinaison de 90°.
- L'augmentation de la partie droite des barres NSM-PRFV latérales de 140 cm à 180 cm pour le même angle d'inclinaison de 90° a augmenté le rapport de capacité de charge de la poutre renforcée de 151 % à 169 %. Cependant, l'augmentation de la partie droite des barres NSM PRFV inférieures de 140 cm à 180 cm pour le même angle d'inclinaison de 90° a donné lieu au même rapport de capacité de charge d'environ 186,5 %. Cela est principalement dû au bon confinement dans le cas du NSM inférieur, où les extrémités pliées étaient encastrées dans le cœur de la poutre.
- Une amélioration maximale du rapport de capacité de charge de 201 % a été enregistrée pour la technique NSM inférieure avec une longueur de portion droite de 140 cm et des extrémités pliées selon un angle d'inclinaison de 45.
- Pour la technique de renforcement NSM inférieur et latéral, l'ancrage des extrémités par un angle d'inclinaison de 45° améliore la ductilité de la poutre renforcée.

Dias et al. (2018) ont réalisé un programme expérimental pour étudier le comportement des poutres en béton armé renforcées à la flexion à l'aide de la technique NSM avec des stratifiés en PRFC. Le programme expérimental était composé de quatre poutres, une poutre de référence sans PRFC, et trois poutres renforcées à la flexion en utilisant différents pourcentages de stratifiés (S1L, S2L, S3L). La section transversale des poutres est une section rectangulaire de 150 mm de largeur et de 300 mm de hauteur. La longueur totale est de 2600 mm avec une portée de 2400 mm. L'armature longitudinale en acier consistait en deux barres de 08 mm de diamètre dans la zone de compression et de deux barres de 10 mm de diamètre au niveau de la zone tendue. Des étriers en acier de 06 mm de diamètre espacés de 75 mm ont été adoptés comme pour le renforcement transversal en acier afin d'assurer un mode de rupture par flexion pour toutes les poutres testées. La résistance à la compression du béton était de 50,20 MPa. Tandis que la couche d'enrobage du béton a été fixée à 20 mm. Les poutres ont été soumises à un essai de flexion à quatre points jusqu'à la rupture. Les résultats expérimentaux montrent que les

stratifiés PRFC-NSM sont une solution efficace pour l'amélioration du point de vue de la fissuration, l'élasticité et ainsi la capacité de charge maximale des poutres. De plus, la haute résistance à la traction des PRFC a été exploitée efficacement. La capacité de charge des poutres renforcées a augmenté avec l'augmentation du pourcentage des PRFC, tandis que le niveau de ductilité a diminué. Le mode de rupture des poutres NSM dépend du pourcentage de PRFC. La poutre renforcée avec le plus faible pourcentage de PRFC (poutre S1L) s'est rompue par la rupture du PRFC après la rupture des armatures en acier de traction. Les poutres renforcées avec le pourcentage de PRFC intermédiaire (poutre S2L) et le pourcentage le plus élevé (poutre S3L) se sont rompues par le décollement du PRFC après la rupture des armatures en acier. Sur la base des résultats de cette étude, en augmentant le pourcentage des PRFC, la déformation des stratifiés à la rupture diminue. Cela démontre qu'avec l'augmentation du pourcentage de PRFC, la probabilité d'utiliser pleinement la capacité des stratifiés en PRFC diminue.

Yang et al. (2019) proposent une méthode analytique pour prédire le comportement non linéaire des poutres en béton armé après un renforcement à la flexion avec des stratifiés en polymères renforcés de fibres (PRF) montés près de la surface (NSM). Un modèle d'algorithmes a été développé pour prédire la réponse charge/flèche des poutres en béton armé renforcées. Le modèle d'analyse proposé comprenait une proposition d'expression prédisant la contrainte de traction des composites NSM-PRFC tout en tenant compte de l'effet de liaison du béton environnant à partir d'une base de données expérimentale disponible dans la littérature. En utilisant le modèle proposé, les réponses charge/flèche des cinq poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC ont été analysées et vérifiées par rapport aux résultats expérimentaux. Selon les résultats obtenus, les erreurs maximales entre les résultats calculés et les résultats expérimentaux étaient inférieures à 14 %. Le modèle d'algorithmes proposé pourrait fournir une bonne contribution entre la conception structurelle et l'analyse du comportement non linéaire des structures en béton armé renforcées par NSM-PRFC. Bien que le modèle d'algorithmes proposé puisse prédire avec précision le comportement non linéaire, sa validation par rapport à une base de données plus large compte tenu de l'effet de plusieurs paramètres de conception est encore nécessaire pour promouvoir le modèle proposé pour une application générale dans la conception d'éléments structurels en béton armé renforcés avec des stratifiés NSM-PRFC.

Askandar et Mahmood (2020) ont examiné le comportement des poutres en béton armé soumises aux actions combinées de torsion et de moment de flexion lorsqu'elles sont renforcées avec un câble en acier de 08 mm de diamètre en forme de spirale avec la technique NSM dans

différentes configurations. Six poutres en béton armé de sections rectangulaires d'une hauteur de 250 mm et d'une largeur de 150 mm. Quant à la longueur, elle est de l'ordre de 2000 mm. Les poutres ont été conçues volontairement pour afficher une rupture de torsion au niveau de la partie centrale des poutres. La longueur de la partie centrale a été fixée à 1000 mm pour permettre la formation d'une fissure en spirale unique à un angle de 45° sur toute la longueur de la partie de la partie de la zone d'essais des poutres.

L'une de ces poutres était sans renforcement, tandis que toutes les autres poutres étaient renforcées avec un câble en acier spiralé avec la technique NSM. Des rainures d'une largeur de 20 mm et d'une profondeur de 20 mm sont créées dans la couche d'enrobage de la poutre en béton qui a une épaisseur de 25 mm. Le câble en acier a été noyé dans ces rainures. Les performances de torsion des poutres en béton armé ont été considérablement améliorées en utilisant un câble en acier dans diverses configurations NSM en spirale. À partir des résultats expérimentaux, ils ont conclu que :

- Toutes les poutres renforcées par le câble d'acier en spirale avec la technique NSM ont montré une résistance à la torsion plus élevée que la poutre témoin, et cela, quel que soit l'espacement des câbles d'acier.
- La configuration en spirale est la technique efficace, car les câbles d'acier inclinés étaient en tension jusqu'à la rupture. Ainsi que la ductilité des poutres renforcées s'est améliorée.
- Ils ont constaté que les poutres renforcées ont montré une augmentation du couple de chargement allant de 17 % à 140 % par rapport à la poutre témoin.
- Les fissures dans les poutres renforcées se propagent largement dans toute la zone d'essais par rapport aux fissures singulières générées dans la même zone pour la poutre témoin.
- Les moments de torsion et de flexion ultimes ont augmenté en réduisant l'espacement entre les câbles en acier NSM en spirale.
- Les modes de rupture des poutres étaient les mêmes. En particulier, ils ont d'abord connu une défaillance soudaine due à l'atteinte de la charge ultime du câble en acier, puis à l'écrasement du béton.

I.3.3. Conclusion

La synthèse des travaux exposés dans ce chapitre démontre clairement l'efficacité de la technique NSM pour le renforcement des poutres en béton armé, en augmentant leur capacité portante et leur rigidité. Il a été constaté que différents types de PRF sont compatibles et

applicables à cette technique de renforcement, que ce soit en termes de forme (lamelle, jonc, barre) ou en termes de type de matériau, tels que les PRFC, les PRFV et les PRFA. Ces résultats mettent en évidence la flexibilité de la technique NSM et la diversité des options de renforcement disponibles pour les ingénieurs et les concepteurs de structures. La nouvelle technique de renforcement NSM se révèle plus performante que l'ancienne technique EBR en raison d'une adhérence accrue. Cependant, plusieurs facteurs influencent le niveau d'adhérence du système NSM, tels que le taux de renfort, la longueur des PRF, le positionnement des engravures et leurs dimensions, le type de résine, le type des PRF, l'état de surface du composite et de la rainure, ainsi que le type de système d'ancrage supplémentaire. Ces facteurs doivent être soigneusement pris en compte lors de la conception et de la mise en œuvre du renforcement NSM afin d'assurer une adhérence optimale et des performances améliorées de la structure renforcée. En effet, le but de cette thèse est d'analyser différents facteurs influents et de proposer des solutions et des configurations pour améliorer l'adhérence et la ductilité des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites. Cette technique de renforcement NSM présente plusieurs modes de rupture détaillés dans le chapitre I.2. Ces modes de rupture se résument en huit types, notamment la rupture de l'interface (résine-renfort), la rupture par cisaillement cohésif dans la résine, la rupture de l'interface (résine-béton), la rupture par cisaillement cohésif dans le béton, la rupture de la couche de résine sans fissuration du béton, la fissuration de la couche de résine et rupture dans le béton le long de plans inclinés, la rupture dans le béton le long de plans inclinés sans fissuration visible de la couche de résine, et enfin la rupture du béton de bord. Ces différents modes de rupture doivent être pris en compte lors de la conception et de l'évaluation du renforcement NSM pour garantir la sécurité et la durabilité de la structure renforcée.

PARTIE II Étude expérimentale

CHAPITRE II.1 Caractérisation des matériaux et du béton utilisés

II.1.1. Introduction

Le travail expérimental de cette thèse porte sur l'étude du renforcement des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites en fibre de carbone. La première étape de ce travail consiste à caractériser les matériaux utilisés. Ainsi, ce chapitre est dédié à la caractérisation chimique, minéralogique et mécanique des matériaux utilisés dans notre étude expérimentale, tels que le sable, le gravier, l'eau, le ciment, le béton, l'acier, les renforts et les matrices. Cette caractérisation est abordée sous deux volets. Le premier volet concerne la caractérisation des matériaux utilisés pour la confection du béton, ce qui nous permettra de formuler un béton adapté à notre objectif d'étude. Le deuxième volet est consacré à la caractérisation des matériaux utilisés pour le renforcement des poutres, une étape essentielle lors de la configuration du renforcement des poutres en béton armé. De plus, ce chapitre aborde la formulation et la confection du béton qui sera utilisé lors de la fabrication des poutres en béton armé.

II.1.2. Caractérisation des matériaux utilisés

II.1.2.1. Matériaux utilisés pour la confection du béton

II.1.2.1.1. Ciment (CPJ-CEM II/A 42,5 N)

Le ciment adopté dans notre formulation est un ciment portland composé résultant du mélange finement broyé de clinker (80 à 94 %) et d'ajouts (06 à 20 %) de pouzzolane. Du sulfate de calcium est introduit sous forme de gypse comme régulateur de prise. Le ciment provient de la société cimentière de Hamma Bouziane (SCHB) qui fait partie du Groupe Industriel des Ciments d'Algérie (Groupe GICA), un échantillon du ciment utilisé est illustré sur la figure II.1.1. Le produit a comme identification « CPJ-CEM II/A 42,5 N » et répond aux exigences de la norme IANOR NA 442 (édition 2005). La composition chimique, minéralogique et les caractéristiques physiques du ciment sont données dans les tableaux II.1.1, II.1.2 et II.1.3.



Figure II.1.1 : Ciment Portland composé (CPJ-CEM II/A de classe 42,5).

Oxydes	CaO	Al ₂ O ₃	SIO ₂	Fe ₂ O ₃	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	PAF	CaO, libre
en (%)	60,24	5,69	23,25	3,36	0,74	0,27	0,45	1,94	1,67	0,98

 Tableau II.1.1 : Compositions chimiques du ciment.

 Tableau II.1.2 : Compositions minéralogiques du clinker.

Minéraux	C ₃ S	C ₂ S	СзА	C4AF
% Massique	59,66	16,45	9,14	11,02

Tableau II.1.3 : Caractéristiques physiques du ciment.

Désignations	Valeurs	Unités
Densité apparente	1013	kg/m ³
Densité absolue	3060	kg/m ³
Refus au tamis 100µ	1,71	%
Surface Spécifique Blaine	3726	cm ² /g

II.1.2.1.2. Sable

Le sable utilisé pour la confection du béton est un sable concassé de nature pétrographique calcaire. Sa classe granulaire est comprise entre 0 et 4 mm. Une photographie du sable concassé utilisé est présentée sur la figure II.1.2. Il provient de l'immense carrière de l'Entreprise Nationale des Granulats, unité d'El Khroub (ENG). Ce sable de roche calcaire est plus gros que le sable de dune, avec un module de finesse de l'ordre de 3.48. Les principales propriétés du sable sont données dans le tableau II.1.4. L'analyse granulométrique a été faite au laboratoire (LMDC) de l'Université de Constantine 1. Les séries de tamis utilisés pour l'analyse granulométrique du sable et du gravier sont représentés sur la figure II.1.3. Selon l'analyse granulométrique, on a obtenu les résultats des passants cumulés qui sont mentionnés dans le tableau II.1.5 et la courbe granulométrique qui est représentée sur figure II.1.4.



Figure II.1.2 : Sable concassé utilisé pour la formulation du béton (fraction : 0/4).

Caractéristiques	Symboles	Sable concassé	Unités
Masse volumique apparente	Mv_{app}	1530	kg/m ³
Masse volumique absolue	Mv_{abs}	2530	kg/m ³
Equivalent de sable	ES	82,60	-
Module de finesse	Mf	3,48	-
Teneur en eau	W	1,70	%
Classe granulaire	d/D	0/4	mm

Tableau II.1.4 : Caractéristique du sable.



Figure II.1.3 : Séries des tamis utilisées pour l'analyse granulométrique des granulats.

Maille des Tamis	Masse des refus	Masse des refus cumulés	Pourcentage refus cumulés	Pourcentage tamisât cumulés
(mm)	(g)	(g)	(%)	(%)
5	0	0	0	100
4	28	28	2,8	97,2
2,5	260	288	28,8	71,2
1,25	308	596	59,6	40,4
0,63	172	768	76,8	23,2
0,315	109	877	87,7	12,3
0,16	79	956	95,6	4,4
0,08	42	998	99,8	0,2
Fond	1	999	99,9	0,1

Tableau II.1.5 : Résultat de l'analyse granulométrique du sable.



Figure II.1.4 : Courbes granulométriques du sable.

II.1.2.1.3. Gravier

Le gravillon utilisé est un granulat concassé de classe granulaire 4/12,5 provenant de la carrière géante ENG (Entreprise Nationale des Granulats), unité d'EL KHROUB. La nature minéralogique de ces granulats est semblable à celle du sable concassé cité précédemment. Un échantillon du gravier utilisé est représenté sur la figure II.1.5. Les principales propriétés du gravier sont données dans le tableau II.1.6. Les résultats de l'analyse granulométrique effectuée au niveau du laboratoire sont représentés sur le tableau II.1.7 et la courbe granulométrique sur la figure II.1.6.



Figure II.1.5 : Gravier utilisé pour la formulation du béton (fraction : 4/12,5).

Caractéristiques	Symboles	Gravier	Unités
Masse volumique apparente	Mv_{app}	1350	kg/m ³
Masse volumique absolue	Mv_{abs}	2520	kg/m ³
Teneur en eau	W	0,1	%
Classe granulaire	d/D	4/12,5	mm

Tableau II.1.6 : Caractéristiques du gravier.

Tableau II.1.7 : Résultat de l'analyse granulométrique du gravier.

Maille des Tamis	Masse des refus	Masse des refus cumulés	Pourcentage refus cumulés	Pourcentage tamisât cumulés
(mm)	(g)	(g)	(%)	(%)
16	0	0	0	100
12,5	4	4	0,2	99,8
10	26	30	1,5	98,5
8	173	203	10,15	89,85
6,3	705	908	45,4	54,6
5,0	527	1435	71,75	28,25
Fond	564	1999	99,95	0,05



Figure II.1.6 : Courbes granulométriques du gravier.

Selon l'analyse granulométrique, les granulats choisis pour la formulation de notre béton présentent une granulométrie continue. Cette continuité sera bénéfique pour l'ouvrabilité.

II.1.2.1.4. Eau de gâchage

L'eau de gâchage qui a servi à la confection du béton est de l'eau du robinet à température ambiante. La composition chimique de l'eau utilisée est donnée dans le tableau II.1.8. L'eau ajoutée au béton se subdivise en trois fractions : la première fraction est consommée par le phénomène d'hydratation, la deuxième est consommée par les granulats à travers le phénomène d'absorption et d'adsorption, et la dernière fraction reste libre dans la mixture qui sera responsable de la fluidité du béton.

Tableau II.1.8 : Composition chimique de l'eau.

Oxydes	Ca	Mg	Na	K	Cl	SO ₄	CO ₂	NO ₃	Insoluble	pН
en (mg/l)	116	36	80	3	140	170	305	5	786	7,9

II.1.2.1.5. Adjuvant (SIKAPLAST BV 40 +)

L'adjuvant utilisé pour la confection du béton est un agent plastifiant réducteur d'eau pour une haute résistance mécanique. Commercialisé sous le nom « SIKAPLAST BV 40 + », son conditionnement est montré sur la figure II.1.7. Cet adjuvant est non chloré et prêt à l'emploi, il est à base des polycarboxylates modifiés de nature liquide de couleur marron. Ce plastifiant réducteur d'eau est conforme à la norme AFNOR NF EN 934-2/A2, sa densité est de 1,040 ± 0,015, son pH = 4,7 ± 1. La teneur en ions Cl⁻ \leq 0,1 % et la teneur en Na₂O Eq \leq 0,5 %. La plage d'utilisation recommandée est comprise entre 0,3 à 1,5 % du poids de liant selon les performances recherchées. La notice technique de l'adjuvant SIKAPLAST BV40+ (Notice n°1.19, Version n°01.2012) est présentée dans l'annexe A2.



Figure II.1.7 : Adjuvant (SIKAPLAST BV 40 +).

II.1.2.2. Matériaux utilisés pour le renforcement des poutres

II.1.2.2.1. Lamelles en fibre de carbone à surface lisse (Smooth)

Les renforts de carbone utilisé dans notre travail sont fournis par la société Toray France. Ils sont composés de fibres de carbone unidirectionnelles liées par une matrice époxydique. Ils sont fabriqués par le procédé de pultrusion. Les lamelles sont conçues à partir des fibres de carbone à haute résistance (T700S) avec un module de 165 GPa. Ces renforts se présentent sous forme de plats de section rectangulaires de 15 mm de largeurs et de 1,2 mm d'épaisseurs, ils sont représentés sur la figure II.1.8. Ainsi que le tableau II.1.9 résume les caractéristiques mécaniques des lamelles désignées (plat du type S-FLT) selon le document technique du fabricant. Le document commercial des lamelles T700S (AQ. 866-6, Date : Mars 2014) est présenté dans l'annexe A3.



Figure II.1.8 : Plats en fibre de carbone PRFC (Type S-FLT) - Lisse.

Propriétés	Valeurs nominales	Unités
Module-E (valeur moyenne)	165	GPa
Module-E (valeur minimale)	≥160	GPa
Résistance à la traction (valeur moyenne)	3100	MPa
Résistance à la traction (valeur minimale)	≥2800	MPa
Allongement à la rupture	≥1,7	%
Tolérance de largeur	-1,5 / + 1,5	mm
Tolérance de tassement	-0,03 / + 0,1	mm
Température de transition vitreuse	≥100	°C
Densité des fibres	1,80	g/cm ³

Tableau II.1.9 : Les performances mécaniques des plats S-FLT.

II.1.2.2.2. Lamelles en fibre de carbone à surface rugueuse (Rough)

Dans notre étude, on a développé un nouveau type de composite à partir des plats lisses. L'originalité est de réaliser un traitement de surface des plats lisses par un processus de sablage afin de donner un aspect rugueux pour les plats composites. Le but est d'accroître la force d'arrachement après l'exécution du renforcement par NSM. Pour l'exécution du sablage, on a commencé par le nettoyage des plats lisses des impuretés de leurs surfaces. Une couche de résine époxydique Médapoxy REP a été appliqué suivi d'un saupoudrage de grains de nature pétrographique calcaire sur la résine fraîche, les grains du sable avaient une dimension granulaire comprise entre 0,315 et 0,5 mm. La même procédure est répétée pour la seconde face des plats après que la première est sèche. Par la suite, après durcissement de la résine avec une brosse, on frotte les faces sablées du composite pour retirer l'excès des grains qui n'ont pas bien adhéré. Les nouveaux plats obtenus à surface rugueuse sont présentés sur la figure II.1.9.



Figure II.1.9 : Plats en fibre de carbone PRFC (Type S-FLT) - Sablé.

II.1.2.2.3. Tissu en fibre de carbone (SIKA WRAP[®] HEX 230 C)

Le troisième type de renfort utilisé dans notre investigation est un tissu en fibre de carbone (TFC) unidirectionnel. Il est fourni par la société SIKA El Djazair[®] sous le nom commercial de SIKA WRAP[®] HEX 230 C, le rouleau du TFC est photographié sur la figure II.1.10. Ce tissu est destiné pour le renforcement externe des éléments structuraux. Ses points forts sont sa légèreté et sa facilité d'application sur les surfaces planes ou courbées et bien sûr sa grande résistance à la traction dans le sens des fibres. Les caractéristiques selon le fabricant du tissu unidirectionnel en fibre de carbone (SIKA WRAP® HEX 230 C) sont mentionnées dans le tableau II.1.10. La notice technique du tissu SikaWrap-230 C/45 (Notice n°9.80, Version n°235.2009) est présentée dans l'annexe A4.



Figure II.1.10 : Tissu en fibre de carbone (SIKA WRAP[®] HEX 230 C).

Propriétés	Valeurs nominales	Unité
Résistance à la traction	4300	MPa
Allongement à la rupture	1,8	%
Module en traction	234000	MPa
Epaisseur	0,13	mm
Grammage	230 ± 10	g/m ²
Densité des fibres	1,76	g/cm ³

Fableau II.1.10 : C	aractéristiques d	lu tissu en	fibre	de carbone.
----------------------------	-------------------	-------------	-------	-------------

II.1.2.2.4. Acier lisse (Fe E 235)

r

On a aussi utilisé comme autre type de renfort des armatures d'aciers lisses. Elles sont de type acier rond lisse de diamètre 06 mm (Fe E 235) conformes à la norme NF A 35-015. Les propriétés mécaniques des armatures lisses utilisées sont celles fournies par le fabricant, elles sont présentées dans le tableau II.1.11.

Tableau II.1.11	: Propriétés	mécaniques des	aciers utilisés	pour le renforcement.
-----------------	--------------	----------------	-----------------	-----------------------

Propriétés	Valeurs nominales	Unité
Limite d'élasticité (fe)	235	MPa
Résistance à la rupture (fr) Ea	410	MPa
Module d'Elasticité	210000	MPa
Coefficient de Poisson (Nu)	0,3	-
Allongement à la rupture	2,5	%

II.1.2.2.5. Résine époxydique (MEDAPOXY REP)

La MEDAPOXY REP est une résine à deux composants, à savoir une base en polymère réactif et un durcisseur qui se solidifie à des températures ambiantes normales. Il s'agit d'un composé de réparation structurelle et d'étanchéité à base de résine époxy sans solvant. Cette résine est commercialisée sous forme d'un jeu pré-dosé à deux composants (la résine et le durcisseur), conditionnée en kit de 10 kg comme le démontre la figure II.1.11. Cette résine est utilisée pour le collage des plats lisses et sablés lors du renforcement avec la technique NSM, ses principales caractéristiques sont mentionnées dans le tableau II.1.12. La notice technique de la résine MEDAPOXY REP (Date : Avril 2005) est présentée dans l'annexe A5.

Propriétés	Valeurs nominales	Unité
Résistance à la compression	>68	MPa
Adhérence sur béton	>3	MPa
Densité	$1,\!4 \pm 0,\!05$	-



Figure II.1.11 : Résine époxydique (MEDAPOXY REP).

II.1.2.2.6. Résine époxydique (SIKADUR 330)

La matrice est une résine époxydique d'imprégnation sans solvant. Elle est utilisée pour coller les polymères renforcés de fibres de carbone. C'est un adhésif d'ancrage à durcissement rapide, composé de deux constituants le durcisseur (A) et la résine (B). Elle est commercialisée par la société SIKA sous le nom de SIKADUR 330 et elle est disponible en kit de 05 kg visible sur la figure II.1.12. Dans notre travail, cette résine a été utilisée pour le collage du tissu (SIKA WRAP[®] HEX 230 C). Les propriétés mécaniques de cette résine sont mentionnées sur le tableau II.1.13. La notice technique de la résine Sikadur-330 (Notice n°9.97, Version n°131.2009) est présentée dans l'annexe A6.



Figure II.1.12 : Résine époxydique (SIKADUR 330).

Tableau II.1.13 : Ca	aractéristiques de la	résine (SIKADUI	R 330).
----------------------	-----------------------	-----------------	---------

Propriétés	Valeurs nominales	Unité
Résistance en traction	30	MPa
Adhérence	>4	MPa
Module d'élasticité	4500	MPa
Allongement à la rupture	0,9	%
II.1.2.2.7. Résine époxydique (ANCHORFIX-2)

La résine ANCHORFIX-2 a été utilisée pour le collage des barres d'acier pour le renforcement par NSM. Cette résine de scellement bi-composant à base d'époxy acrylate est conditionnée en cartouche mono-corps de 300 ml, voir la figure II.1.13. Après le processus d'extrusion, un mélange thixotrope homogène de couleur gris clair est obtenu. Les principaux atouts de cette résine sont le durcissement rapide, la facilité d'utilisation et la faible odeur par rapport aux autres types de résines de renforcement. La résine ANCHORFIX-2 est un produit à hautes performances dont ses caractéristiques sont présentées sur le tableau II.1.14. La notice technique de la résine AnchorFix-2 (Notice n°8.27, Version n°029.2014) est présentée dans l'annexe A7.



Figure II.1.13 : Résine époxydique (ANCHORFIX-2).

Tableau II.1.14 : Caractéristiques de la résine (ANCHORFIX-2).

Propriétés	Valeurs nominales	Unité
Résistance en compression	68	MPa
Résistance à la flexion	24	MPa
Résistance à la traction	30	MPa
Module d'élasticité en compression	3700	MPa

II.1.3. Formulation et caractérisation du béton

II.1.3.1. Formulation du béton

Dans le programme expérimental, un béton ordinaire est utilisé pour la fabrication des poutres étudiées. La formulation du béton a été déterminée à partir de la méthode de Dreux-Gorisse. Le béton est préparé à partir de sable concassé (0/4), d'un gravier concassé (4/12,5), de ciment portland composé (CPJ-CEM II/A de classe 42,5), d'eau et d'adjuvant. Les courbes granulométriques de l'ensemble des constituants du béton sont illustrées sur la figure II.1.14 et la composition du mélange du béton est indiquée dans le tableau II.1.15.



Figure II.1.14 : Courbes granulométriques des granulats utilisés pour la confection du béton.

Tableau II.1.15 :	Composition (du béton	utilisé po	ur le progran	nme expérimental.
	1		1	1 0	1

Formulation pour 01 m ³						
Constituants	Poids (kg)					
Sable concassé (0/4)	809					
Gravillon (4/12.5)	873					
Ciment	400					
Eau	181					
Adjuvant	6					

Pour la confection du béton, nous avons scrupuleusement respecté les séquences de fabrication des bétons selon la norme NF EN 12390-2 avec une durée effective du malaxage de 03 minutes comme le prescrit la norme NF P18-404. Le malaxeur utilisé est un malaxeur à axe vertical qui est représenté sur la figure II.1.15.



Figure II.1.15 : Malaxeur à axe vertical.

Avant de poursuivre notre travail qui consiste maintenant au remplissage des moules, on a d'abord procédé à des analyses du béton à l'état frais et à l'état durci.

II.1.3.2. Caractérisation du béton à l'état frais

Pour la caractérisation du béton à l'état frais, on doit déterminer sa plasticité par un essai qui est appelé l'essai d'affaissement au cône d'Abrams. Ce test est effectué à l'aide d'un tronc de cône en acier galvanisé de 10 et 20 cm de diamètre à l'intérieur et de 30 cm de hauteur, d'une plaque rigide en acier avec une surface non absorbante et d'une tige en acier de 16 mm de diamètre avec un embout arrondi. L'essai consiste à mesurer la hauteur d'affaissement d'un volume de béton frais de forme tronconique qui a été compacté dans ce moule selon les exigences de la norme NF EN 12350-2. Le soulèvement du cône à la verticale permet de mesurer l'affaissement du béton afin de mesurer sa consistance, comme le montre le schéma la figure II.1.16.



Figure II.1.16 : Schéma du principe de l'essai au cône d'Abrams.

Les résultats obtenus concernant l'essai au cône d'Abrams indiquent que l'affaissement moyen du béton est de 15 mm comme il est montré sur la figure II.1.17. Ce résultat implique que notre béton est un béton ferme selon l'intervalle d'affaissement prescrit par l'AFGC (2003). Le principal but de cet essai est pour savoir le type de serrage à appliquer à notre béton, notamment un serrage avec une bonne vibration dans notre cas. Les caractéristiques de notre béton à l'état frais sont résumées dans le tableau II.1.16.



Figure II.1.17 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams.

Essais sur le béton à l'état frais	B40	Normes
Affaissement au cône d'Abrams (mm)	15	NF EN 12350-2
Masse volumique du béton frais (kg/m ³)	2405	NF EN 12350-6
Air occlus dans le béton frais (%)	2,4	NF EN 12350-7

Tableau II.1.16 : Caractéristiques du béton à l'état frais.

II.1.3.3. Caractérisation du béton à l'état durci

Pour la caractérisation du béton à l'état durci, des essais de compression ont été réalisés. On a procédé au coulage du béton frais dans des moules cylindriques de dimensions 160 mm de diamètre et 320 mm de hauteur. Au total, 10 éprouvettes ont été fabriquées, cinq éprouvettes pour l'écrasement à 07 jours et cinq autres pour l'écrasement à 28 jours. Un échantillon de moules remplis de béton frais est visible sur la figure II.1.18. Les éprouvettes ont été retirées de leurs moules 24 heures après le coulage et elles ont été stockées pendant 28 jours dans des bacs en plastique pleins d'eau selon les recommandations de conservation de la norme NF EN 12390-2.



Figure II.1.18 : Échantillon de moules remplis de béton frais pour la caractérisation mécanique.

Les éprouvettes ont été testées selon le mode opératoire défini dans la norme NF EN 12390-3. Les tests mécaniques de compression sont exécutés sur une presse hydraulique du fabricant CONTROLS (Model 50-C5600), elle est présentée sur la figure II.1.19. La machine a une capacité de force maximale de l'ordre de 3000 kN. La résistance à la compression est exprimée par l'équation suivante :

$$fc = F/S \tag{II.1.1}$$

Où :

fc : est la résistance à la compression des éprouvettes cylindriques en Méga Pascal ;

F : est la charge maximale en Newton ;

S : est la surface circulaire de l'éprouvette cylindrique exprimée en cm².

Les résultats finaux de la résistance à la compression résultent d'une moyenne de 05 éprouvettes cylindriques, affichés dans le tableau II.1.17. On constate notamment que le mode de rupture des éprouvettes lors de l'essai de compression est conforme à la norme NF EN 12390-3, un spécimen type est visible sur la figure II.1.20.



Figure II.1.19 : Presse hydraulique utilisée pour les essais de compression béton.



Figure II.1.20 : Mode de rupture des éprouvettes cylindrique.

Échantillons	Fmax (kN)	of (MPa)	Fmax (kN)	of (MPa)	
Lenantinons	7 jo	urs	28 jours		
1	158,51	31,87	202,28	40,67	
2	145,58	29,27	205,76	41,37	
3	161,39	32,45	193,62	38,93	
4	157,37	31,64	203,37	40,89	
5	150,25	30,21	196,01	39,41	
Valeur moyenne	154,62	31,09	200,21	40,25	

Tableau II.1.17 : Résistance à la compression du béton.

II.1.4. Conclusion

La caractérisation des matériaux utilisés, que ce soit pour la formulation du béton ou pour le renforcement, est essentielle pour la poursuite de ce travail. En effet, notre étude vise à examiner le renforcement à la flexion des poutres en béton armé par des polymères renforcés de fibres de carbone, en utilisant la technique de renforcement NSM (Near Surface Mounted), ainsi que la technique EBR (Externally Bonded Reinforcement) à des fins de comparaison. Après avoir caractérisé les matériaux et formulé notre béton, nous avons atteint notre objectif, qui était d'obtenir un béton de résistance à la compression d'environ 40 MPa à 28 jours. Cette formulation servira de base pour la fabrication des poutres dans la prochaine phase expérimentale décrite dans le chapitre II.2.

CHAPITRE II.2 Étude du renforcement des poutres en béton armé par NSM-PRFC

II.2.1. Introduction

Cette partie expérimentale a été réalisée au laboratoire LMDC de l'Université des Frères Mentouri Constantine 1 (Algérie). Le programme expérimental comprend vingt-quatre poutres en béton armé, dont quatre poutres témoins et vingt poutres renforcées. Ce chapitre présente en détail le programme des essais, les paramètres de renforcement étudiés, la configuration des poutres, le dispositif d'essai, la procédure de fabrication des poutres, la méthode de renforcement, les équipements et l'instrumentation, ainsi que le type de chargement et le système d'acquisition des données. L'étude expérimentale vise à analyser le comportement des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites selon la nouvelle technique NSM, ainsi qu'à comprendre l'effet de l'état de surface des lamelles, l'influence du nombre de lamelles en PRFC, l'impact de la coupure des armatures transversales dans le cas d'insuffisance d'enrobage du béton, l'influence de la longueur de renforcement, l'effet du type de renfort et la contribution des configurations de renforcement hybride. Ce travail de recherche consiste également à étudier les différents modes de rupture observés sur les poutres en béton arme renforcées par le NSM-PRFC. En outre, une série de poutres renforcées avec du tissu en fibre de carbone (TFC) en utilisant la technique EBR a été réalisée à des fins de comparaison avec la technique NSM.

II.2.2. Programme expérimental

II.2.2.1. Configuration des poutres

Le programme expérimental comprend vingt-quatre poutres en béton armé dont deux poutres témoins non renforcées avec un enrobage inférieur de 25 mm, deux autres poutres témoins avec un faible enrobage de l'ordre de 10 mm, dix-huit poutres en béton armé renforcées par la technique NSM et deux poutres renforcées par la technique EBR avec un ancrage mécanique qui se traduit par une longueur d'ancrage du TFC sur toute la longueur de la poutre. Les poutres ont une longueur totale de 1200 mm, avec une section rectangulaire de 100 mm en largeur et de 200 mm en hauteur. En ce qui concerne les conditions aux limites du dispositif d'essai, les poutres sont appuyées sur les deux côtés avec une portée de 1100 mm et avec deux points de chargement centré au milieu par rapport à la portée de la poutre avec un espacement de 370 mm. Toutes les poutres ont la même configuration en termes de dimension du coffrage et aussi en termes de plan de ferraillage. Les armatures longitudinales tendues et comprimées ont la même section qui est représentée par deux barres d'acier HA de diamètre 08 mm. Tandis que les

armatures transversales sont en acier lisse et ont un diamètre de 06 mm et un espacement de 100 mm au niveau la zone centrale de la poutre sur une longueur de 400 mm comme l'indique la figure II.2.1, et un espacement des cadres de 50 mm au niveau des zones d'extrémité à faible moment de longueur 380 mm chacune. Toutes les poutres ont un enrobage de l'ordre de 20 mm sauf deux séries de poutres qui sont constituées de quatre poutres avec un faible enrobage de l'ordre de 10 mm, ces séries auront pour but d'étudier l'influence dans le cas d'un renforcement d'une poutre avec une insuffisance de l'enrobage du béton. Concernant la classe du béton utilisé pour la fabrication des poutres, elle a été déterminée dans le chapitre qui est de l'ordre de 40,25 MPa à 28 jours.



Figure II.2.1 : Détails du coffrage et ferraillage des poutres étudiées.

II.2.2.2. Paramètres étudiés

L'étude du renforcement des poutres en béton armé par des polymères renforcés de fibres a été réalisée tout en se basant sur la variation des paramètres influents suivants :

- Variation du nombre de plats en PRFC (0, 1, 2 et 3 plats). Les plats en PRFC en une section rectangulaire qui fait (1,2 x 15) mm²;
- Variation de l'épaisseur de l'enrobage du béton pour voir l'effet de l'insuffisance de l'enrobage (Enrobage béton = 25 mm, enrobage béton = 10 mm dans ce cas il y a lieu d'une découpe des armatures transversales afin d'insérer le plat en PRFC complètement);
- Variation de la longueur d'ancrage (L, 3L/4), avec (L) correspondant à la longueur de la portée de la poutre qui est de l'ordre de 1100 mm ;
- Variation de l'état de surface des Plats en PRFC (Plats lisses, Plats sablés), le sablage a été réalisé manuellement au laboratoire avec des grains de sable de nature pétrographique calcaire de fraction 0,315 et 0,5 mm sur la résine fraîche, préalablement appliquée sur les plats en PRFC ;

- Variation de la technique de renforcement (NSM, EBR), la série de poutres en béton armé renforcées avec la technique EBR a été réalisée à titre comparatif avec la technique de renforcement NSM ;
- Variation du type de renfort (Plats en PRFC, Barre d'acier lisse), la barre d'acier et de diamètre 06 mm correspondant à une surface de renfort équivalant à 02 plats en PRFC ;
- Variation du type de configuration de renforcement afin de voir la contribution de la configuration hybride (la configuration hybride est composée de deux types de renfort dans la même section, notamment 02 plats en PRFC + 01 barre en acier lisse de 06 mm de diamètre).

Ce nombre de paramètres permettra de connaître le comportement global des poutres en béton armé renforcées avec la technique NSM à travers des essais de flexion à quatre points, le but est aussi de déterminer quelles seront les configurations qui contribueront au mieux en termes de gain de la capacité portante et de ductilité.

II.2.2.3. Identification des poutres

Les poutres sont désignées par un système d'identification Rx-nLy-a-C, où Rx : représente la technique de renforcement (R1 : Renforcement avec des plats en PRFC par la technique NSM, R2: Renforcement par du tissu en fibre de carbone TFC avec la technique EBR, R3: Renforcement par des barres en acier lisse avec la technique NSM, R4 : Renforcement hybride par des plats en PRFC + une barre d'acier avec la technique NSM) ; n : correspond au nombre des renforts (soit au nombre de plats en PRFC pour le cas du renforcement avec la technique NSM, soit au nombre de couches de tissu en fibre de carbone pour le cas du renforcement avec la technique EBR) ; Ly : représente la longueur du renfort (L1 : correspond à la longueur L et L2 : correspond à la longueur 3L/4) ; a : correspond à l'état de surface des renforts (S : surface lisse qui signifie (Smooth) et R : surface sablée ou rugueuse qui signifie (Rough)) et C : représente le cas de la série de poutres renforcées ayant un enrobage de 01 cm, la lettre C signifie en réalité l'abréviation du terme anglophone (*Cut*) qui correspond à la découpe des armatures transversales pour cause d'insuffisance d'enrobage de béton. Cependant, la dénomination des poutres témoins est R0-L0 pour les poutres sans renforcement avec un enrobage suffisant de l'ordre de 25 mm et R0-L0' pour les poutres témoins avec un enrobage de 01 cm. Les coupes longitudinales et transversales des poutres du programme expérimental sont visibles dans le tableau II.2.1. Ainsi que les détails géométriques et paramétriques du programme expérimental sont reportés dans le tableau II.2.2.



 Tableau II.2.1 : Configuration des poutres.

Désignation des poutres	Section longitudinale des poutres étudiées	Section transversale
R1-2L2-R		
R2-1L1		
R3-1L1-S		Ú
R4-L1-S		Ũ

Suite Tableau II.2.1.

Poutre	Epaisseur de l'enrobage inferieur (mm)	Largeur de l'engravure (mm)	Profondeur de l'engravure (mm)	Type du renfort	Nombre de renfort	Epaisseur du renfort (mm)	Largeur du renfort (mm)	Diamètre du renfort (mm)	Surface du renfort par section (mm ²)	Longueur d'ancrage du renfort (mm)	Etat de surface du renfort	Méthode de renforcement
R0-L0	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R0-L0'	10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R1-1L1-S	25	3,6	23	Plat	1	1,2	15	-	18	1100	Lisse	NSM
R1-2L1-S	25	3,6	23	Plat	2	1,2	15	-	36	1100	Lisse	NSM
R1-3L1-S	25	3,6	23	Plat	3	1,2	15	-	54	1100	Lisse	NSM
R1-1L1-S-C	10	3,6	23	Plat	1	1,2	15	-	18	1100	Lisse	NSM
R1-2L2-S	25	3,6	23	Plat	2	1,2	15	-	36	825	Lisse	NSM
R1-2L1-R	25	3,6	23	Plat	2	1,2	15	-	36	1100	Sablée	NSM
R1-2L2-R	25	3,6	23	Plat	2	1,2	15	-	36	825	Sablée	NSM
R2-1L1	25	-	-	Tissu	1	0,13	100	-	13	1200	-	EBR
R3-1L1-S	25	9	9	Acier	1	-	-	6	28,27	1100	Lisse	NSM
R4-L1-S	25	3,6/9	23 / 9	Hybride (PRFC+Acier)	3	1,2	15	6	36_PRFC 28,27_Acier	1100	Lisse	NSM

Tableau II.2.2 : Programme expérimental.

Note : le programme expérimental comprend deux poutres pour chaque configuration.

II.2.3. Confection des poutres en béton armé

Vingt-quatre poutres ont été fabriquées au sein du laboratoire de recherche (LMDC) de l'Université de Constantine 1. Toutes les phases de la fabrication ont été réalisées personnellement notamment : l'assemblage du coffrage, le façonnage des armatures, l'assemblage du ferraillage, la formulation du béton, le coulage des poutres et la découpe des rainures pour le renforcement par la suite.

II.2.3.1. Coffrage

Le coffrage pour le coulage des vingt-quatre poutres a été construit avec un parement en bois plein fixé à un socle en bois par vissage. Des cornières métalliques fixées par des tiges filetées ont également été rajoutées dans le sens de la longueur du coffrage pour le conforter afin d'éviter le dégauchissement dû aux forces du poids du béton pendant le coulage et aussi pour résister aux fortes vibrations pour rappel, car notre béton est un béton ferme. Après l'assemblage du coffrage, vient une étape essentielle qui est la lubrification avec de l'huile de toutes les surfaces internes du coffrage qui seront en contact direct avec le béton afin de faciliter le décoffrage tout en préservant la finition lisse des faces latérales des poutres, non seulement pour le côté esthétique et visuel, mais aussi pour le côté structurel pour éviter une initiation de fissuration lors des essais à partir d'une zone qui aura perdu une partie du béton d'enrobage lors du décoffrage. L'ensemble du coffrage final prêt à recevoir le ferraillage est visible sur la figure II.2.2.



Figure II.2.2 : Montage du coffrage pour la confection des poutres.

II.2.3.2. Armature en acier

Les armatures d'acier pour l'ensemble de l'étude ont été obtenues auprès d'un fournisseur local de matériaux de construction, elles ont été découpées et façonner dans le laboratoire LMDC. Les barres d'armature longitudinales ont été coudées au niveau des extrémités avec un angle de 90 degrés, visible sur la figure II.2.3 (c). Les étriers ont été coupés à l'aide d'une cisaille métallique et façonnés manuellement pour obtenir la forme rectangulaire voulue, visible sur la figure II.2.3 (b). Les armatures longitudinales et transversales ont été par la suite assemblées à l'extérieur du coffrage, comme illustré dans la figure II.2.4. Puis le ferraillage a été posé sur des cales en béton placées au fond du coffrage afin d'obtenir la couche d'enrobage des poutres, cette dernière étape est illustrée sur la figure II.2.5. Pour rappel, comme cité précédemment dans notre programme expérimental, on dispose de deux types de poutres suivant l'épaisseur de l'enrobage inférieur, ce qui implique qu'il y a deux types de cales en béton de hauteurs différentes qui mesurent 25 mm pour le premier type et 10 mm pour le second.



Figure II.2.3 : Préparation des armatures pour le façonnage du ferraillage.

II.2.3.3. Matériel de levage

Afin de faciliter la manutention des poutres, une grue d'atelier girafe manuel a été utilisée comme moyen de levage. Aussi, un transpalette manuel nous a été utile pour le déplacement des cages d'armatures et des poutres. Les deux moyens de manutention utilisés pour la manutention lors des travaux expérimentaux sont représentés sur la figure II.2.6.



Figure II.2.4 : Montage des armatures des poutres.



Figure II.2.5 : Installation du ferraillage dans le coffrage.



Figure II.2.6 : Moyens de manutention.

II.2.3.4. Coulage et durcissement des poutres

Le coulage des poutres a été réalisé dans le laboratoire LMDC de l'Université de Constantine 1. Les vingt-quatre poutres ont été coulées sur une période d'un mois et demi sans interruption tout en suivant le même processus et protocole de confection du béton et de vibration. Comme il a été indiqué dans la section (II.1.3) du chapitre précédent, la composition du béton conçu a été formulée pour objectif d'obtenir un béton avec une résistance caractéristique à la compression de 40 MPa à 28 jours. Le béton a été mélangé dans un malaxeur à axe vertical à raison de deux poutres par gâcher, comme l'illustre la figure II.2.7 et la consolidation a été faites au moyen d'une aiguille vibrante à béton qui est visible sur la figure II.2.8. L'excédent du béton de chaque poutre a été arasé à l'aide d'une truelle métallique et la surface de la poutre a été lissée à l'aide d'un morceau de plaque en polystyrène. Les poutres ont été recouvertes par une bâche en plastique pour fournir un environnement de séchage lent et ont été maintenues dans cet état pendant les sept premiers jours suivant le coulage. Au bout de sept jours, les poutres ont été décoffrées et laissées à l'état jusqu'à ce que 28 jours s'écoulent sans être bougé et soulevé. La figure II.2.9 représente le premier lot de poutres à sept jours, prêt à être décoffré. La phase de réalisation des rainures mécaniquement pour le renforcement n'a commencé seulement qu'après un mois et demi de la date du dernier coulage.



Figure II.2.7 : Procédure de coulage du béton dans le coffrage.



Figure II.2.8 : Consolidation mécanique du béton.



Figure II.2.9 : Poutres prêtes à être décoffrées.

II.2.4. Renforcement des poutres en béton armé

Cette partie traite la procédure de renforcement des poutres en béton armé par les différentes configurations de renforcement suivant le programme expérimental fixé précédemment. La préparation et le nettoyage des rainures, l'application de la résine et des renforts seront aussi abordés, ainsi que les conditions de séchage de l'époxy avant le chargement final.

II.2.4.1. Préparation des rainures

Après le décoffrage et le durcissement des poutres, on passe à l'étape de la préparation des rainures. Tout d'abord, avant le passage à la scie, un traçage avec un marqueur a été fait sur les faces des poutres qui vont accueillir les renforts. Ce traçage correspond à chaque emplacement de rainures et nous servira de guide pour le positionnement des poutres par rapport au disque de découpe par la suite. Les engravures sont positionnées symétriquement par rapport à la largeur de la poutre avec une même distance qui les sépare. Un dispositif a été conçu et assemblé pour être rajouté à la scie circulaire. Il se présente sous la forme d'un chariot équipé d'un rail d'une longueur totale de 2,50 mètres, permettant ainsi au chariot d'effectuer une translation continue. Pour but de scier la poutre de sa première extrémité jusqu'à sa dernière, en un seul passage, sans avoir besoin de déplacer ou de retourner la poutre. L'idée de cette conception était de créer des engravures parfaitement rectilignes pour que le comportement des poutres par la suite ne sera pas influencé par le mal positionnement des renforts tout en offrant la sécurité lors de la découpe. Ce dispositif est représenté sur la figure II.2.10. Toutes les rainures ont été réalisées à l'aide d'un disque diamanté monté sur une scie électrique à jet d'eau, le réglage a été fait de telle sorte à obtenir des profondeurs cibles de 10 mm et 25 mm selon le type de configuration. Quelques illustrations de découpe sont montrées sur la figure II.2.11.



Figure II.2.10 : Vue d'ensemble du dispositif de découpe des poutres.



Figure II.2.11 : Procédure d'exécution de la découpe des rainures.

Après le sciage des engravures, un tournevis fin marqué a été utilisé comme jauge de profondeur pour confirmer la profondeur minimale requise pour chaque configuration sur toute la longueur des rainures. De légers points hauts et décalés étaient présents au fond des rainures à la fin de chaque coupe en raison du gravier qui compose le béton et aussi à cause des vibrations dues au mouvement de rotation du disque. Pour remédier à cette anomalie, un second passage à la scie circulaire est fait. Cependant, cette fois-ci avec une vitesse de translation du chariot très lente pour abattre toutes les pointes au fond des engravures. Chacune des rainures a ensuite été soigneusement nettoyée avec une mini-brosse métallique et avec de l'eau à haute pression afin d'éliminer les débris et la poussière de la découpe. Après le séchage, une couche de peinture vinylique blanche a été appliquée sur les faces des poutres, comme le montre la figure II.2.12, dans le but d'améliorer l'aspect esthétique des poutres en béton armé et de rendre le réseau de fissures visible lors des essais mécaniques.



Figure II.2.12 : Application d'une peinture vinylique.

II.2.4.2. Application des renforts

Un ruban adhésif a été collé sur les bords de chaque rainure afin que la résine soit présente seulement au niveau des engravures et ainsi pour maintenir une surface propre, le résultat est illustré sur la figure II.2.13. Une fois le collage des rubans terminé, chaque rainure a été soufflée par l'air comprimé à l'aide d'un compresseur de la marque NEWCOM afin d'éliminer toutes les particules fines pour fournir une surface de liaison appropriée pour la résine époxydique, cette étape est visible sur la figure II.2.14.



Figure II.2.13 : Collage du ruban adhésif.



Figure II.2.14 : Soufflage des rainures avec de l'air comprimé.

Pour le renforcement avec la technique NSM, on a suivi un protocole d'exécution bien défini. Tout d'abord, vient l'étape de la préparation de la résine MEDAPOXY REP qui consiste au mélange des deux composants A (résine) + B (durcisseur) avec un ratio en poids de (1:1). Les engravures sont remplies jusqu'à la moitié à l'aide d'une seringue à tête large puis les plats en PRFC sont insérés dans les engravures. Ensuite, vient la dernière étape du remplissage complet des engravures jusqu'au débordement, comme c'est indiqué sur la figure II.2.15 (a). Avec un grattoir, on racle la face des engravures et on laisse la résine sécher (voir figure II.2.15 (b)). Pour simple indication que ce protocole suivi concerne les séries de poutres avec un renforcement par la technique NSM-PRFC. Le même protocole a été adopté pour les séries de poutres avec un renforcement par NSM-Acier et NSM-Hybride. Cependant, pour ses dernières séries pour le collage des renforts en acier lisse, on a utilisé la résine ANCHORFIX-2 qui est supposée être plus performante avec les tiges d'acier. L'application de la résine ANCHORFIX-2 est simple, car elle est contenue dans une cartouche à deux compartiments avec une buse automélangeur, donc on n'a qu'à mettre la cartouche dans le pistolet et d'injecter la résine prête à l'emploi dans les engravures. L'application de résine ANCHORFIX-2 est illustrée sur la figure II.2.16.



Figure II.2.15 : Application de la résine MEDAPOXY REP.



Figure II.2.16 : Application de la résine ANCHORFIX-2 avec le pistolet.

Par contre, pour le renforcement des séries avec la technique EBR le protocole de renforcement diffère complètement de celui de la technique NSM. Les faces qui vont réceptionner le tissu en fibre de carbone doivent être préparées mécaniquement par ponçage au disque diamanté afin d'éliminer la laitance du ciment, les particules friables non ou peu adhérentes et aussi pour ouvrir la porosité de surface. Avant l'application de la résine SIKADUR[®]-330, toute la poussière doit être complètement éliminée du support par soufflage mécanique à l'air comprimé. Pour la préparation de la résine SIKADUR 330, on mélange le composant A et B avec un ratio (4:1). Le mélanger se fait pendant au moins 03 minutes à faible vitesse (maximum 600 tours/minute) pour entraîner le moins d'air possible, jusqu'à l'obtention d'une teinte totalement homogène de couleur grise. Ensuite, on verse le mélange dans un autre contenant propre et on continue le malaxage durant encore une minute. L'application de la résine SIKADUR®-330 sur le support préparé était faite à l'aide d'un rouleau. Sans attendre, on place et on positionne le tissu préalablement découpé aux dimensions souhaitées dans le sens de la longueur des poutres conformément à la configuration de renforcement. Ensuite, vient l'étape importante du marouflage du tissu sur la couche de résine à l'aide d'un rouleau maroufleur afin que la résine pénètre et imprègne uniformément toute la surface du tissu SikaWrap® aussi pour permettre d'évacuer l'air emprisonné entre la surface de la poutre et le tissu en fibre de carbone. Cette opération se réalise aisément dans le sens longitudinal des fibres et sans forcer afin d'éviter de créer de faux plis ou de déformer le tissu. On peut voir le résultat final du renforcement par la technique EBR sur la figure II.2.17.



Figure II.2.17 : Poutre renforcée avec du tissu en fibre de carbone (Technique EBR).

II.2.4.3. Durcissement de la résine

La température de l'environnement influe considérablement sur le temps de durcissement des résines époxydiques. La documentation technique des résines choisies dans notre recherche recommande que l'application doive être réalisée dans un environnement à une température ambiante comprise entre 10 °C et 35 °C. Le temps de durcissement est retardé pour de basses températures et le temps minimum recommandé est de sept jours. Afin d'éliminer toute incohérence concernant le durcissement des différentes résines époxydiques utilisées, nous avons laissé toutes les poutres qui ont reçu un renforcement que ce soit par la technique EBR ou NSM un délai de durcissement de la résine pendant trente jours avant le passage aux essais mécaniques de flexion. Sachant que le temps minimum recommandé par les fabricants pour le durcissement de la résine, tous les rubans adhésifs de protection de la surface ont été retirés des poutres finies. Elles sont donc prêtes à être soumises aux essais de flexion, comme illustrées sur la figure II.2.18. À titre indicatif, en termes de durabilité, la température de service des résines est comprise entre -40 °C et +45 °C au-delà de cet intervalle, les résines auront une perte de performances.



Figure II.2.18 : Poutres renforcées avec des lamelles en fibre de carbone (Technique NSM).

II.2.5. Préparation et instrumentation des poutres avant essai

Avant le lancement des essais de flexion sur les poutres en béton armé renforcées en fibre de carbone, une préparation préalable est réalisée. Pour un meilleur visuel du réseau de fissuration des poutres, comme cité précédemment, elles ont été peintes avec du vynil-acrylique de couleur blanche. Un quadrillage a été aussi tracé sur la face principale de la poutre afin qu'on puisse suivre et analyser l'évolution des fissures ainsi pour une éventuelle schématisation du réseau de fissuration. Des cornières ont été conçues et fabriquées avec des dimensions bien étudiées, voir la figure II.2.19. Ces cornières seront par la suite collées à des endroits déterminés préalablement. Elles seront les butées pour les LVDT, leur emplacement est visible sur la figure II.2.20. Les cornières devront être collées avec une colle forte pour qu'elles puissent résister à toutes sollicitations de pousser des extensions des LVDT. Dans notre cas pour le collage des cornières, on a opté pour une colle à deux composants à base de résine et de durcisseur. Les LVDT sont des transducteurs linéaires, ses capteurs de déplacement permettent de transformer un déplacement linéaire en signal électrique qui sera transmis à un système d'acquisition puis converti en données sur un ordinateur. La figure II.2.21 montre la position des LVDT au niveau des poutres. Les LVDT 01 et 02 sont positionnés à mi-portée de la poutre et butent sur les faces inférieures des poutres, ils vont mesurer la flèche des poutres à mi-portée. Tandis que le capteur LVDT 03 va mesurer la déformation de la fibre tendue et le capteur LVDT 04 va mesurer la déformation de la fibre la plus comprimée, ses deux derniers sont positionnés sur les faces postérieures des poutres afin de laisser les faces principales dédiées au suivi du réseau de fissuration.



Figure II.2.19 : Conception et fabrication des cornières butées pour réceptionner les LVDT.



Figure II.2.20 : Détails de l'emplacement des cornières.



Figure II.2.21 : Positions des LVDT au niveau des poutres renforcées.

La poutre sera centrée par rapport à l'axe du vérin de chargement du dispositif d'essai afin d'éviter une rupture erronée due à la non-symétrie des distances entre les appuis et les points de chargement par rapport à l'axe de la poutre. À ce stade-là, la poutre est prête à être testée par un essai de flexion à quatre points. Le dispositif d'essai final est visible sur la photographie intitulée figure II.2.22 pour la face principale et sur la figure II.2.23 pour la face postérieure de la poutre.



Figure II.2.22 : Dispositif final avec la poutre installé prêt à être testé (face principale).



Figure II.2.23 : Dispositif final avec la poutre installé prêt à être testé (face postérieure).

II.2.6. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à une étude approfondie du renforcement des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites. Nous avons présenté en détail toute la procédure expérimentale, en abordant les différents paramètres étudiés dans le programme expérimental. Nous avons également décrit la fabrication des poutres en béton armé, ainsi que la procédure de renforcement et d'instrumentation des poutres avant les essais. L'ensemble des informations fournies dans ce chapitre constitue une référence pour toutes les études expérimentales futures portant sur le renforcement des poutres en béton armé par des polymères renforcés de fibres de carbone. En comprenant les étapes de fabrication, les paramètres à prendre en compte et les techniques d'instrumentation appropriées, ce chapitre contribue ainsi à l'avancement des connaissances et des pratiques dans ce domaine crucial.

CHAPITRE II.3 Analyse et interprétation du comportement des poutres renforcées par NSM-PRFC

II.3.1. Introduction

Ce chapitre présente l'analyse et l'interprétation des résultats expérimentaux relatifs au comportement des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC. Les résultats sont analysés afin de comprendre l'influence de plusieurs paramètres de renforcement, tels que le nombre de plats en PRFC, l'insuffisance de l'enrobage, la longueur d'ancrage des PRFC, l'état de surface des PRFC, la méthode de renforcement, le type de renfort et la configuration de renforcement hybride. Les résultats sont présentés sous forme de courbes charge/flèche, de courbes moment/courbure, d'histogrammes de gain de la capacité portante et d'histogrammes de perte de ductilité. Les modes de rupture observés des poutres seront également présentés et discutés.

II.3.2. Relation Charge/Flèche

Tout élément structurel subit des déformations lorsqu'il est chargé ou soumis à des actions. La courbe charge/flèche représente le comportement global de l'élément de l'état initial jusqu'à la rupture. L'allure de la courbe charge/flèche et les positions relatives des différents points de changement de comportement dépendent de plusieurs paramètres influents tels que l'inertie de la section de poutre, la classe du béton, la quantité du ferraillage et bien évidemment le type des renforts en PRF.

La courbe typique charge/flèche d'une poutre en béton armé soumise à la flexion peut être divisée en quatre parties distinctes, comme illustré dans la figure II.3.1. Les points de transition de comportement sont détaillés ci-dessous :

- Le point (1) est le point jusqu'auquel la relation entre la charge et la flèche peut être considérée comme presque linéaire où les flèches à ce stade-là sont relativement faibles.
 Il s'agit généralement du début de la non-linéarité et peut représenter le début de fissuration du béton ;
- Le point (2) correspond approximativement au début de plastification des aciers. Ce point est souvent utilisé en partie pour le calcul de l'énergie élastique ;
- Le point (3) est le point où la valeur de la charge atteint le pic et commence à diminuer avec l'augmentation des déformations. Il s'agit d'une indication de la capacité maximale en termes de résistance de l'élément structurel en fonction de la déformation ;
- Le point (4) correspond à la ruine de l'élément structurel. Les analyses ultérieures n'auront aucune signification physique, une fois ce point atteint.



Figure II.3.1 : Comportement général charge/flèche d'une poutre en béton armé.

II.3.3. Relation Moment/Courbure

Dans le comportement structurel d'une poutre soumise à un moment de flexion, la courbure est liée au moment par la rigidité. Pour une section transversale subissant une déformation de flexion, elle peut être calculée comme le rapport entre la déformation et la profondeur de l'axe neutre. La figure II.3.2 montre les notations et la définition de la courbure selon Park et Paulay (1975), pour un béton armé soumis à une force axiale P et à un moment M.



Figure II.3.2 : Déformation d'un élément fléchi (Park et Paulay, 1975).

La mesure de la courbure va permettre d'évaluer la capacité de rotation et la déformation d'une section afin de nous informer davantage sur la ductilité de l'élément structurel. En considérant comme valable l'hypothèse de Bernoulli, la courbure peut être calculée selon l'équation (II.3.1) :

$$\frac{dx}{R_c} = \frac{\epsilon_1 \, dx}{kd} = \frac{\epsilon_2 \, dx}{d(1-k)} \tag{II.3.1}$$

Où le facteur k représente la position de l'axe neutre. Dans l'équation (II.3.1), R_c définit le rayon du cercle et la courbure par définition est l'inverse de R_c , si on divise la dernière équation par la longueur de l'élément dx, on obtiendra :

$$\frac{1}{R_c} = \frac{\epsilon_1}{kd} = \frac{\epsilon_2}{d(1-k)}$$
(II.3.2)

La courbure d'un élément (ou la rotation par unité de longueur d'un élément) peut être définie par l'équation suivante :

$$\varphi = \frac{\epsilon_1}{kd} = \frac{\epsilon_2}{d(1-k)} = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{d}$$
(II.3.3)

Dans notre cas, nous étudions des poutres en béton armé soumises à des essais de flexion à quatre points, avec une distance entre la charge et l'appui d'environ 0,365 mètre, notée par la lettre (a) comme indiqué dans la figure II.3.3. Par conséquent, le moment peut être calculé en utilisant la formule suivante :

$$M_u = \frac{P_u}{2} \times a = 0,1825 P \tag{II.3.4}$$

À partir de l'équation (II.3.4), nous pouvons déterminer l'évolution du moment en fonction de la charge.



Figure II.3.3 : Moment de flexion pour une poutre avec chargement à quatre points.

II.3.4. Indice de ductilité

La perte de ductilité des poutres renforcées est un problème important dans le renforcement des poutres en béton armé avec les polymères renforcés de fibres. La figure II.3.4 montre schématiquement la réponse typique d'une poutre en béton armé renforcée. Le point (A) correspond à la première fissuration du béton, le point (B) correspond à la première déformation de l'acier et le point (C) correspond à la rupture. Deux définitions de la ductilité sont utilisées par Thomsen (2002) l'une basée sur le déplacement et l'autre sur l'énergie. Comme les deux définitions mènent aux mêmes conclusions, seule la ductilité basée sur l'énergie est utilisée ici. L'indice de ductilité est définie comme le rapport entre l'énergie ultime à la rupture (W_u) et l'énergie à la limite élastique (W_y) , c'est-à-dire que la ductilité en termes d'énergie est calculée par l'équation suivante :

$$\mu_E = \frac{W_u}{W_y} \tag{II.3.5}$$

Où W_u : représente l'aire sous la courbe charge/flèche à la charge ultime (Énergie ultime) ;

et W_y : représente l'aire sous la courbe charge/flèche à la limite élastique des aciers (Énergie élastique).



Figure II.3.4 : Définition de la ductilité énergétique (Thomsen et al., 2004).

II.3.5. Analyse et interprétation des résultats

Les résultats de cette investigation expérimentale ont été regroupés selon les facteurs influents sur le renforcement et ont été présentés et analysés suivant cette arborescence :

- Analyse des courbes charge/flèche ;
- Analyse des courbes moment/courbure ;
- Analyse des indices de ductilité de chaque poutre ;
- Analyse des modes de ruptures des poutres renforcées.

Afin de pouvoir comparer et discuter la contribution des renforts des différentes poutres, un calcul du taux de renforcement a été effectué. Les taux des armatures tendues, des renforts plats en PRFC et des renforts en barres d'acier sont calculés par les équations suivantes :

$$\rho_s = \frac{A_s}{bd_s} \tag{II.3.6}$$

$$\rho_r = \frac{A_r}{bd_r} \tag{II.3.7}$$

$$\rho_{req} = \frac{A_r}{bd_r} \frac{E_r}{E_s} \tag{II.3.8}$$

Où :

 ρ_s : le taux des armatures tendues ;

 ρ_r : le taux de renfort ;

 ρ_{reg} : le taux de renfort équivalent ;

 A_s : la section des armatures tendues des poutres en béton armé ;

 A_r : la section du renfort rajoutée aux poutres ;

b : la largeur de la poutre ;

 d_s : la distance entre l'axe des armatures tendues et la fibre la plus comprimée ;

 d_r : la distance entre l'axe du renfort et la fibre la plus comprimée ;

 E_s : le module d'élasticité des aciers ;

 E_r : le module d'élasticité du renfort.

Le tableau II.3.1 résume les taux de renforts pour toutes les séries de poutres étudiées dans cette étude expérimentale.

Poutre	$ ho_{s}$ (%)	$ ho_r$ (%)	$ ho_{req}$ (%)
R0-L0	0,29	0	0
R0-L0'	0,27	0	0
R1-1L1-S	0,29	0,09	0,07
R1-2L1-S	0,29	0,19	0,15
R1-3L1-S	0,29	0,28	0,22
R1-1L1-S-C	0,27	0,09	0,07
R1-2L2-S	0,29	0,19	0,15
R1-2L1-R	0,29	0,19	0,15
R1-2L2-R	0,29	0,19	0,15
R2-1L1	0,29	0,07	0,07
R3-1L1-S	0,29	0,14	0,14
R4-L1-S	0,29	0,19 (PRFC) 0,14 (Acier)	0,15 (PRFC) 0,12 (Acier)

Tableau II.3.1 : Résumé des taux de renforts.

II.3.5.1. Effet du nombre des plats en PRFC

II.3.5.1.1. Relations charge/flèche et moment/courbure

La figure II.3.5 regroupe les courbes charge/flèche à mi-portée de la poutre témoin (R0-L0) et des poutres renforcées avec NSM-PRFC, présentant une variation du taux de renfort équivalent de 0,07 %, 0,15 % et 0,22 % correspondant aux poutres (R1-1L1-S), (R1-2L1-S) et (R1-3L1-S), respectivement. Le comportement flexionnel des poutres de ce groupe de comparaison (R0-L0), (R1-1L1-S), (R1-2L1-S) et (R1-3L1-S) évoluent en trois phases. La première phase qui représente une droite du début de l'essai jusqu'au a l'apparition des premières fissurations du béton. Pour la poutre sans renforcement, l'apparition de la première fissuration a été à partir d'un chargement de 19,66 kN avec une flèche à mi-portée de 0,66 mm.

Pareil pour les poutres renforcées les courbes charge/flèche présentent la même allure que la poutre témoin, voire un comportement similaire dans cette première phase avec une variation mineure de la charge de la première fissure ainsi que la flèche due aux aléas de la précision des capteurs LVDT lors des essais expérimentaux. Cette similitude prouve que pour de faibles chargements les flèches à mi-portée sont très faibles et les renforts n'entrent pas en jeu à ce moment-là. À partir de ce point, la propagation des fissures augmente avec l'accroissement du chargement et vient par la suite la seconde phase élastique qui se termine par la plastification
des aciers que contiennent les poutres en béton armé. Où en enregistre 44,94 kN comme charge correspondante à la limite élastique de la poutre témoin. Tandis que pour les poutres renforcées la limite élastique est de 60,58 kN, 70,64 kN et 72,52 kN pour les poutres respectives ayant 01, 02 et 03 plats en PRFC. Cette augmentation est proportionnelle avec le nombre de plats en PRFC. Les poutres commencent à perdre leurs rigidités suite à la propagation des fissures.

Finalement, la dernière phase se traduit par l'accélération de la détérioration des poutres où le comportement charge/flèche est représenté par un palier pour la poutre témoin jusqu'à l'atteinte de la déformation ultime qui a été mesurée à 15,32 mm atteignant une charge ultime de l'ordre de 52,42 kN. Par ailleurs, les poutres renforcées enregistrent une charge ultime de 72,10 kN, 75,16 kN et 78,68 kN avec une flèche à mi-portée de 9,33 mm, 6,97 mm et 6,02 mm respectivement pour les poutres ayant un taux de renfort équivalent à 0,07 %, 0,15 %, 0,22 %. Il est notable qu'avec l'augmentation du nombre de plats en PRFC les flèches ultimes des poutres renforcées diminuent, cela peut s'expliquer par la perte en ductilité qui sera discutée dans le sous-titre suivant.



Figure II.3.5 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence du nombre des plats en PRFC.

Le renforcement des poutres par des plats en PRFC en utilisant la technique NSM a été prouvé qu'ils contribuent favorablement en termes d'augmentation de la capacité portante des poutres en béton armé. Car on enregistre des gains de résistance par rapport à la poutre témoin de 37,54 %, 43,38 % et 50,10 % respectivement pour les poutres (R1-1L1-S), (R1-2L1-S) et (R1-

3L1-S). L'histogramme représentant les gains de la capacité portante des poutres pour le groupe dédié à l'étude de l'influence du nombre des plats en PRFC est illustré sur la figure II.3.7. L'augmentation du gain de la capacité flexionnelle des poutres renforcées est proportionnelle avec l'augmentation du taux de renfort. Nos résultats sont en accord avec les résultats des travaux expérimentaux de Dias et al. (2018), où ils ont trouvé que la capacité de charge des poutres renforcées a augmenté avec l'augmentation du pourcentage des PRFC, tandis que le niveau de ductilité a diminué.

Les courbes moment/courbure sont illustrées sur la Figure II.3.6, les allures des courbes sont en harmonie avec les courbes charge/flèche en termes d'ordre comportemental. Les moments sont proportionnels au chargement des courbes charge flèche, car ils sont liés directement par l'équation (II.3.4).

On enregistre une courbure ultime de 0,041 m⁻¹ pour la poutre témoin et 0,009 m⁻¹ pour la poutre (R1-1L1-S). Tandis que les poutres (R1-2L1-S) et (R1-3L1-S) présentent de faibles valeurs de la courbure de l'ordre de 0,005 m⁻¹ et 0,004 m⁻¹, respectivement. Cela pourra être traduit par l'augmentation de la rigidité des poutres ayant un taux de renfort équivalent supérieur à 0,15 %.



Figure II.3.6 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence du nombre des plats en PRFC.



Figure II.3.7 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence du nombre des plats en PRFC.

II.3.5.1.2. Indice de ductilité

L'indice de ductilité de ce groupe de poutres est mentionné dans le tableau II.3.2, il a été calculé à partir de l'équation (II.3.5). Il est visible sur le tableau II.3.2 que la poutre de référence (R0-L0) a une bonne ductilité avec un indice de ductilité de 4,99, cette ductilité est présente grâce aux armatures tendues que contient la poutre. La poutre témoin ayant un comportement élastoplastique avec un faible écrouissage. Mais, pour les poutres renforcées avec NSM-PRFC, on enregistre une chute brutale de la ductilité allant de 65,71 % à 75,67 % par rapport à la poutre témoin. Car en augmentant le taux de renfort, le comportement des poutres devient plus rigide avec un mode de rupture fragile.

 Tableau II.3.2 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence du nombre des plats en PRFC.

Poutre	f _y (mm)	P _y (kN)	Wy (kN.m)	f _u (mm)	P _u (kN)	Wu (kN.m)	Indice de ductilité
R0-L0	4,62	44,94	131,03	15,32	52,42	653,35	4,99
R1-1L1-S	5,13	60,58	129,86	9,33	72,10	222,01	1,71
R1-2L1-S	5,65	70,64	226,35	6,97	75,16	322,64	1,43
R1-3L1-S	5,44	72,52	204,32	6,02	78,68	247,88	1,21

L'histogramme sur la figure II.3.8 illustre le pourcentage des pertes de la ductilité des poutres avec les différents taux de renfort où on remarque que la perte en ductilité augmente avec l'augmentation du taux de renfort. Même en termes d'énergie, l'énergie élastique des poutres renforcées est supérieure par rapport à la poutre de référence, inversement pour l'énergie ultime où elle est plus grande pour la poutre (R0-L0) par rapport aux poutres avec renfort. Donc toute poutre en béton armé renforcée avec NSM-PRFC son comportement devient rigide avec une perte considérable en ductilité, cela s'explique par la capacité de déformation des poutres qui devient moins importante, à cause des plats en PRFC.



Figure II.3.8 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence du nombre des plats en PRFC.

II.3.5.2. Effet de l'insuffisance de l'enrobage du béton

II.3.5.2.1. Relations charge/flèche et moment/courbure

Dans notre programme expérimental, un paramètre a été traité qui concerne le cas où la poutre a un faible enrobage en béton qui recouvre les armatures passives et comme c'est cet enrobage qui est supposé recevoir les renforts selon la technique NSM, pour cette raison des poutres ont été confectionnées avec un faible enrobage d'environ 10 mm. Lors de la création des rainures, on a procédé à la découpe des armatures transversales de la poutre afin d'avoir une insertion complète des plats en PRFC. Le comportement de ce groupe de poutre en termes de relation charge/flèche à mi-portée est reporté sur la figure II.3.9. La poutre témoin avec un enrobage de

10 mm a une capacité flexionnelle un peu supérieure comparativement avec la poutre témoin avec un enrobage de 25 mm. Où on enregistre des charges ultimes d'une valeur de 52,42 kN et 55,19 kN respectivement aux poutres (R0-L0) et (R0-L0'). Cette légère différence entre les deux poutres témoins est due à la valeur de (d_s) qui est la distance entre l'axe des armatures passives et la fibre la plus comprimée, la distance (d) est visible sur la figure II.3.2. La position des armatures augmente légèrement l'inertie de la poutre et augmente aussi sa capacité portante de 5,28 %. Ces résultats concordent avec le gain de la capacité portante obtenue par Costa et Barros (2010) pour une poutre ayant des cadres découpés où ils enregistrent un gain de 10 %. En revanche, la poutre renforcée en NSM-PRFC ayant des armatures transversales découpées (R1-1L1-S-C) présente une faible charge ultime par rapport à la poutre (R1-1L1-S) bien qu'ils aient le même taux de renfort en PRFC. Où on enregistre un gain de la capacité portante de 37,54 % et 25,13 % respectivement aux poutres (R1-1L1-S) et (R1-1L1-S-C). À partir de ses données expérimentales, on peut déduire qu'il y a un effet de chute des performances des poutres renforcées par NSM-PRFC présentant une insuffisance d'enrobage. Comme autre possibilité à cette option de découpe des armatures, il y a aussi comme solution l'insertion partielle des plats en PRFC sans à recourir à la découpe des cadres. C'est le cas où cette configuration a fait l'objet d'une investigation expérimentale par les auteurs.



Figure II.3.9 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de l'insuffisance de l'enrobage du béton.

La figure II.3.10 regroupe les courbes moment/courbure des poutres de ce groupe de comparaissant où on note que les courbures des poutres témoins (R0-L0), (R0-L0') et les courbures des poutres renforcées (R1-1L1-S), (R1-1L1-S-C) sont presque confondues. Donc, la découpe des armatures transversales a eu une faible incidence sur la courbure ultime des poutres.



Figure II.3.10 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de l'insuffisance de l'enrobage du béton.



Figure II.3.11 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence de l'insuffisance de l'enrobage du béton.

II.3.5.2.2. Indice de ductilité

Comme l'indique le tableau II.3.3 les poutres témoins (R0-L0), (R0-L0') ont presque le même comportement en termes de ductilité avec une légère supériorité de l'ordre de 1,60 % pour la poutre avec un enrobage de 10 mm par rapport à la poutre avec un enrobage de 25 mm, car la position des armatures tendues procure une ductilité supplémentaire. La même observation est visible pour les poutres (R1-1L1-S), (R1-1L1-S-C) avec une perte en ductilité de 65,71 % et 63,52 %, respectivement. Donc a priori en termes de ductilité, le cas de l'insuffisance de l'enrobage n'a pas d'influence sur le renforcement des poutres par NSM-PRFC.

Tableau II.3.3 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence de l'insuffisancede l'enrobage du béton.

Poutre	f _y (mm)	P _y (kN)	Wy (kN.m)	f _u (mm)	P _u (kN)	Wu (kN.m)	Indice de ductilité
R0-L0	4,62	44,94	131,03	15,32	52,42	653,35	4,99
R0-L0'	5,27	43,96	135,90	15,01	55,19	689,42	5,07
R1-1L1-S	5,13	60,58	129,86	9,33	72,10	222,01	1,71
R1-1L1-S-C	4,51	58,16	156,08	7,17	69,06	288,85	1,85



Figure II.3.12 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence de l'insuffisance de l'enrobage du béton.

II.3.5.3. Effet de la longueur d'ancrage des PRFC

II.3.5.3.1. Relations charge/flèche et moment/courbure

Pour voir l'influence de l'effet de la longueur d'ancrage, des séries de poutres ont été réalisées avec une variation de la longueur des plats en PRFC. Les longueurs étudiées sont (L) et (3L/4), rappelons-le que (L) représente la portée de la poutre qui est égale à 1100 mm. Les résultats indiquent que la diminution de la longueur d'ancrage affecte la capacité portante des poutres renforcées où on enregistre une chute de la capacité portante allant de 15,44 % à 19,56 % selon la configuration de l'état de surface du composite. L'explication de cette dégradation de la performance des matériaux composites est justifiée par le phénomène de délaminage des plats en PRFC, car la contrainte de cisaillement est plus grande à l'extrémité des plats. Même comparativement avec des travaux antérieurs comme celles de Merdas et al. (2015) et de Gopinath et al. (2016), il a été prouvé qu'en diminuant la longueur d'ancrage, on enregistre une augmentation de la contrainte de cisaillement au bord des plats ou des joncs en PRFC. Comme l'indiquent aussi les courbes charges/flèches des figures II.3.13 et II.3.14 le comportement des poutres avec la variation de la longueur est identique dans le domaine élastique, au-delà où les poutres arquèrent de grandes déformations les PRFC sont plus sollicités à ce moment par les contraintes tangentielles.

Les gains de la capacité flexionnelle des poutres ayant une variation de la longueur d'ancrage par rapport à la poutre de référence sont aussi visibles sur l'histogramme de la figure II.3.17 avec des gains allant de 43,38 % à 15,34 % respectivement aux poutres (R1-2L1-S) et (R1-2L2-S). En revanche, le gain varie de 62,15 % à 37,12 % respectivement aux poutres (R1-2L1-R) et (R1-2L2-R). Du point de vue comportemental, en ce qui concerne les relations moment/courbures, comme le montrent les figures II.3.15 et II.3.16, la courbure des poutres est presque similaire pour celles ayant une surface lisse des PRFC, avec une valeur de courbure avoisinant 0,004 m⁻¹. Tandis que pour les poutres ayant un état de surfaces sablées, la variation de la longueur a un effet sur la courbure avec une courbure de 0,004 m⁻¹ pour la poutre (R1-2L1-R) et une courbure de 0,006 m⁻¹ pour la poutre (R1-2L2-R). Nos constatations sont supportées par les résultats des travaux expérimentaux réalisés par De Lorenzis et Nanni (2002), où ils concluent que la capacité de charge ultime augmentait avec l'accroissement de la longueur du renforcement pour la plupart des poutres testées.



Figure II.3.13 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de la longueur d'ancrage des plats en PRFC lisses.



Figure II.3.14 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de la longueur d'ancrage des plats en PRFC sablés.



Figure II.3.15 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de la longueur d'ancrage des plats en PRFC lisses.



Figure II.3.16 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de la longueur d'ancrage des plats en PRFC sablés.



Figure II.3.17 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence de la longueur d'ancrage des plats en PRFC.

II.3.5.3.2. Indice de ductilité

Concernant la ductilité de ce groupe de comparaison, comme il a été conclu précédemment que toute poutre en béton armé ayant un renforcement par NSM-PRFC enregistre généralement une perte de ductilité. Cette conclusion est aussi déduite à partir du tableau II.3.4 en fonction grâce aux valeurs de l'indice de ductilité. Il est notable aussi que la ductilité est légèrement supérieure de 15,15 % à 28,67 % pour les poutres ayant une longueur d'ancrage des PRFC réduite à 75 % de la longueur initiale des renforts. Les pertes en ductilité du groupe de poutres représentant l'influence de la longueur d'ancrage des plats en PRFC sont résumées sur la figure II.3.18.

Tableau II.3.4 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence de la longueur d'ancrage des PRFC.

Poutre	f _y (mm)	P _y (kN)	W _y (kN.m)	f _u (mm)	P _u (kN)	W _u (kN.m)	Indice de ductilité
R0-L0	4,62	44,94	131,03	15,32	52,42	653,35	4,99
R1-2L1-S	5,65	70,64	226,35	6,97	75,16	322,64	1,43
R1-2L2-S	3,96	47,6	109,13	5,65	60,46	200,29	1,84
R1-2L1-R	6,66	78,86	294,66	7,79	85,00	387,57	1,32
R1-2L2-R	5,36	66,4	190,81	6,79	71,88	289,95	1,52



Figure II.3.18 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence de la longueur d'ancrage des plats en PRFC.

II.3.5.4. Effet de l'état de surface des PRFC

II.3.5.4.1. Relations charge/flèche et moment/courbure

Un paramètre d'étude important où on a orienté une attention particulière dans notre investigation expérimentale qui consiste à l'étude de l'effet de l'état de surface des plats en PRFC. La variation de ce paramètre a été réalisée à partir des mêmes types de composite avec un sablage manuel de la surface des plats, cette procédure d'exécution a été bien détaillée dans le chapitre II.1. Le but de cette contribution était d'accroître l'adhérence entre les renforts en PRFC et la matrice qui est une résine époxydique. Effectivement, les résultats approuvent notre hypothèse, car les plats sablés ont une meilleure performance que les plats lisses avec un rendement en termes de gain de la capacité portante allant de 13,09 % à 18,89 %. Pour rappel que les séries de poutres de ce groupe de comparaissant en se référant au tableau II.3.1 ont toutes le même taux de renforcement équivalent qui est de l'ordre de 0,15 %. On note aussi à partir des figures II.3.21 et II.3.22 que la courbure des poutres renforcées est beaucoup inférieure par rapport à la courbure de la poutre témoin avec une chute comprise entre 85 % et 90 % pour ce groupe de poutres. Cela s'explique par la capacité des matériaux composites à rendre le comportement des poutres plus rigide. Les taux des gains de la capacité portante concernant l'influence de l'état de surface sont résumés dans la figure II.3.23, ce même

histogramme met en évidence l'apport du sablage des plats en PRFC et valorise cette contribution dans le comportement global des poutres en béton armé.



Figure II.3.19 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de l'état de surface des plats en PRFC de longueur L1.



Figure II.3.20 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de l'état de surface des plats en PRFC de longueur L2.



Figure II.3.21 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de l'état de surface des plats en PRFC de longueur L1.



Figure II.3.22 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de l'état de surface des plats en PRFC de longueur L2.



Figure II.3.23 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence de l'état de surface des plats en PRFC.

II.3.5.4.2. Indice de ductilité

L'état de surface des renforts en PRFC influe sur la ductilité des poutres en béton armé. En effet, on enregistre une diminution de l'indice de ductilité de 7,69 % pour les poutres avec une longueur de PRFC (L1) et 17,39 % pour les poutres avec une longueur de PRFC (L2). Par contre, la perte en ductilité par rapport à la poutre témoin est de 71,41 %, 73,62 % respectivement aux poutres (R1-2L1-S), (R1-2L1-R) et de 63,19 %, 69,52 % respectivement aux poutres (R1-2L2-R). Ces pourcentages valident une fois de plus l'affectation de l'état de surface des PRFC sur le comportement global des poutres en termes de ductilité. Ainsi, ce paramètre contribue à la limitation de glissement des plats et comme conséquence cela rend les poutres renforcées plus rigides.

Tableau II.3.5 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence de l'état desurface des PRFC.

Poutre	f _y (mm)	P _y (kN)	Wy (kN.m)	f _u (mm)	P _u (kN)	Wu (kN.m)	Indice de ductilité
R0-L0	4,62	44,94	131,03	15,32	52,42	653,35	4,99
R1-2L1-S	5,65	70,64	226,35	6,97	75,16	322,64	1,43
R1-2L1-R	6,66	78,86	294,66	7,79	85,00	387,57	1,32
R1-2L2-S	3,96	47,6	109,13	5,65	60,46	200,29	1,84
R1-2L2-R	5,36	66,4	190,81	6,79	71,88	289,95	1,52



Figure II.3.24 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence de l'état de surface des plats en PRFC.

II.3.5.5. Effet de la méthode de renforcement

II.3.5.5.1. Relations charge/flèche et moment/courbure

Dans notre étude, on a intégré un paramètre qui est l'influence de la méthode de renforcement, bien que l'objectif de cette présente thèse soit d'étudier la contribution du renforcement des poutres en béton armé par la technique NSM, mais cela ne nous a pas limités seulement à cette technique de renforcement. Une série de poutres a été dédiée uniquement au renforcement par du tissu en fibre de carbone en utilisant la technique EBR qui consiste à un renforcement de surface, ce paramètre a été choisi non seulement à titre comparatif, mais aussi pour but de mieux comprendre le comportement global des poutres renforcées avec différentes techniques. Pour rendre cette comparaison faisable, on a gardé le même taux de renfort équivalent pour les deux méthodes de renforcement qui est de l'ordre de 0,07 % selon le tableau II.3.1.

Ce groupe de comparaison contient la série de poutres avec un seul plat en PRFC (R1-1L1-S) concernant le renforcement par la technique NSM et la série de poutres avec une seule couche de tissu en fibre de carbone (R2-1L1) pour le renforcement par la technique EBR. Pour rendre cette comparaison plus valorisante, un ancrage mécanique a été introduit à la série de poutres (R2-1L1) pour but de diminuer au maximum la probabilité du délainage prématuré aux extrémités du tissu en fibre de carbone, le détail de cette configuration est visible dans le tableau II.2.1 du chapitre II.2.

Comme l'indiquent les courbes charges/flèches à mi-portée que le comportement des poutres renforcées avec les deux méthodes et similaire dans le domaine élastique où on enregistre des charges de la limite élastique égale à 60,58 kN et à 57,67 kN respectivement aux poutres (R1-1L1-S) et (R2-1L1). Ainsi que la flèche élastique à mi-portée est de l'ordre de 5,13 mm et 5,57 mm respectivement aux poutres (R1-1L1-S) et (R2-1L1).

Cependant, le comportement commence à changer à partir du début de la plastification des armatures passives là où les poutres commencent à enregistrer de grandes déformations. Du point de vue de la charge ultime, la technique de renforcement NSM procure une meilleure contribution par rapport à la technique de renforcement EBR, avec une capacité de charge supérieure de 6,25 % par rapport au renforcement externe. Tandis que, le gain de la capacité flexionnelle par rapport à la poutre témoin est de 37,54 % et de 29,45 % respectivement aux poutres (R1-1L1-S) et (R2-1L1). Où la flèche ultime à mi-portée de la poutre ayant un renforcement EBR est plus grande de 17,36 % que celle avec un renforcement NSM.

La relation moment/courbure est représentée par des courbes sur la figure II.3.26, où il est visible que ces courbes présentent une corrélation directe avec les comportements charges/flèches de ce même groupe de comparaison. Le changement de la méthode de renforcement a eu un effet significatif sur la baisse du moment ultime. Où en enregistre un moment ultime de 13,16 kN.m et 12,38 kN.m respectivement aux poutres (R1-1L1-S) et (R2-1L1). Tandis que la courbure des poutres (R1-1L1-S) est de 0,009 m⁻¹ et la courbure de la poutre (R2-1L1) est égale à 0,010 m⁻¹.

Toujours est-il, comme il a été prouvé précédemment, le renforcement des poutres en béton armé par les matériaux composites que ce soit par la technique de renforcement Near Surface Mounted ou par la technique de renforcement Externally Bonded Reinforcement, ces renforcements procurent un comportement très rigide aux poutres par rapport aux poutres témoins sans renforcement. Ainsi, d'après les résultats obtenus, il est clair que la méthode de renforcement influence le comportement global de la poutre. Il a été conclu que la technique de renforcement NSM est plus performante en termes de capacité flexionnelle par rapport à la technique de renforcement EBR, tout en présentant une moindre ductilité.



Figure II.3.25 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de la méthode de renforcement.



Figure II.3.26 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de la méthode de renforcement.



Figure II.3.27 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence de la méthode de renforcement.

II.3.5.5.2. Indice de ductilité

Certes que les poutres en béton armé renforcées par les matériaux composites induits à une chute brutale de la ductilité par rapport aux poutres témoins (R0-L0), car selon les résultats obtenus à partir des essais expérimentaux, les pertes de ductilité calculées par rapport aux poutres de références sont de 65,71 % et 40,24 % respectivement aux poutres (R1-1L1-S) et (R2-1L1) comme le montre l'histogramme de la figure II.3.28. Le renforcement des poutres par la technique NSM a amélioré les performances des poutres à la fois en termes de capacité de charge ultime et de ductilité par rapport aux poutres renforcées par la technique EBR avec un taux de renfort équivalent. Selon Ceroni et al. (2010), la ductilité des éléments en béton armé renforcés par la technique EBR dépend principalement des modes de rupture qui se produiront. Les systèmes d'ancrage des extrémités peuvent être bénéfiques pour retarder la rupture prématurée due au décollement des extrémités afin d'augmenter la ductilité. D'après les résultats de certains travaux antérieurs, notre hypothèse selon laquelle l'instauration d'un ancrage mécanique du tissu en fibre de carbone dans la configuration de renforcement serait très efficace s'est avérée juste. En effet, le mode de rupture observé pour cette série de poutres était la rupture du tissu plutôt que le délaminage des extrémités. Les modes de rupture seront discutés plus en détail dans la section II.3.6 de ce même chapitre, avec des captures photos à l'appui.

Poutre	f _y (mm)	P _y (kN)	Wy (kN.m)	f _u (mm)	P _u (kN)	Wu (kN.m)	Indice de ductilité
R0-L0	4,62	44,94	131,03	15,32	52,42	653,35	4,99
R1-1L1-S	5,13	60,58	129,86	9,33	72,10	222,01	1,71
R2-1L1	5,57	57,67	165,18	10,95	67,86	491,6	2,98

Tableau II.3.6 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence de la méthode de renforcement.



Figure II.3.28 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence de la méthode de renforcement.

II.3.5.6. Effet du type de renfort

II.3.5.6.1. Relations charge/flèche et moment/courbure

Cette fois-ci, pour étudier l'influence du type de renfort, nous avons opté pour un renfort ayant un comportement totalement différent de celui des plats en PRFC, à savoir des barres d'acier lisses. Sachant que l'acier est un matériau très ductile contrairement aux plats en PRFC où leur comportement est très rigide, l'idée était de voir quelle sera la contribution des barres en acier dans le comportement global des poutres en béton armé renforcées par la technique NSM. Partant toujours du même principe que la comparaison entre les séries de poutres doit se faire avec des corps d'épreuve ayant le même taux de renfort équivalent. Dans ce cas de figure, on a choisi dans ce groupe de comparaison la série de poutres ayant deux plats en PRFC et la série de poutres avec un renfort en barre d'acier de 06 mm de diamètre, les taux de renfort équivalents, respectivement, sont 0,15 % et 0,14 % et bien sûr la poutre de référence est aussi intégrée pour mieux déceler l'influence du type de renfort. Les résultats démontrent un comportement fragile pour la série de poutres renforcées par des plats en PRFC (R1-2L1-S) avec gains de résistance de 43,38 %.

En revanche, on observe un comportement ductile pour la série de poutres renforcées avec une barre en acier (R3-1L1-S). Le renfort en barre en acier de la poutre (R3-1L1-S) n'a pas été performant en termes de gain de la capacité portante où on enregistre une faible augmentation de 8,32 % par rapport à la poutre témoin. Par contre, en termes de capacité de déformation, les résultats montrent que la poutre (R3-1L1-S) enregistre un accroissement de la flèche ultime à mi-portée de l'ordre de 12,40 %.

Les pourcentages des gains de la capacité portante des poutres représentant l'influence du type de renfort sont résumés dans la figure II.3.31 sous la forme d'histogramme. Les renforts en acier n'ont pas contribué à l'amélioration de la capacité flexionnelle, mais ils ont été bénéfiques en termes de ductilité des poutres. Ce comportement peut être justifié par deux raisons. Premièrement, la barre en acier présente une grande ductilité, ce qui lui permet de se déformer de manière importante avant de se rompre. Deuxièmement, il est possible qu'il y ait eu un glissement de la barre pendant l'essai en raison de sa surface lisse. Le comportement aurait sûrement été différent avec une barre en acier à haute adhérence.

Les courbes moment/courbure des poutres pour voir l'effet du type de renfort sont représentés sur la figure II.3.30. Elles ont la même tendance avec les courbes charges/flèches. La poutre (R1-2L1-S) enregistre un moment ultime de 13,72 kN.m et une courbure ultime de 0,005 m⁻¹, soit une diminution de la courbure de 87,5 % par rapport à la poutre témoin. Tandis que la seconde poutre (R3-1L1-S) enregistre un moment ultime de 10,38 kN.m et une courbure ultime de 0,051 m⁻¹, soit une augmentation de la courbure de 27,5 %. Donc a priori, selon les résultats obtenus à partir des essais expérimentaux, on conclut que le renforcement des poutres en béton armé avec des barres en acier en utilisant la technique NSM contribue à une faible amélioration de la capacité portante des poutres tout en préservant leur comportement ductile.



Figure II.3.29 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence du type de renfort.



Figure II.3.30 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence du type de renfort.



Figure II.3.31 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence du type de renfort.

II.3.5.6.2. Indice de ductilité

Le renforcement des poutres en béton armé par des barres en acier procure les poutres une ductilité supplémentaire ou en enregistre un indice de ductilité de la poutre (R3-1L1-S) de 5,61. Par contre, la poutre de référence (R0-L0) avait un indice de ductilité de 4,99. Donc le renfort en barre d'acier améliore la ductilité de la poutre, soit avec une augmentation de 12,58 %. Cependant, la poutre avec un renfort en PRFC enregistre un indice de ductilité de l'ordre de 1,43, soit une perte de ductilité de 71,41 %. Les pertes de ductilité des poutres représentant le groupe de poutre pour l'étude de l'influence du type de renfort sont récapitulées sur la figure II.3.32 sous la forme d'histogramme.

Tableau II.3.7 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence du type de renfort.

Poutre	f _y (mm)	P _y (kN)	Wy (kN.m)	f _u (mm)	P _u (kN)	W _u (kN.m)	Indice de ductilité
R0-L0	4,62	44,94	131,03	15,32	52,42	653,35	4,99
R1-2L1-S	5,65	70,64	226,35	6,97	75,16	322,64	1,43
R3-1L1-S	4,9	48,7	142,73	17,22	56,78	801,19	5,61



Figure II.3.32 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence du type de renfort.

II.3.5.7. Effet de la configuration du renforcement hybride

II.3.5.7.1. Relations charge/flèche et moment/courbure

Tout au début, lors du choix des paramètres à étudier pour les intégrer dans le programme expérimental, on s'est basé sur l'hypothèse suivante. Sachant que les plats en PRFC améliorent la capacité portante des poutres, mais les rendent plus rigides, ce qui peut entraîner une rupture fragile, et sachant que les barres en acier sont ductiles, l'idée était d'opter pour une configuration de renforcement hybride. Cette configuration regroupe un renforcement mixte, comprenant une barre en acier de diamètre 06 mm en plus de deux plats en PRFC.

Les résultats expérimentaux montrent qu'effectivement avec cette nouvelle configuration de renforcement hybride, les poutres profitent de l'augmentation de la capacité portante que procurent les plats en PRFC et en même temps bénéficie de la ductilité des aciers. On enregistre pour la poutre (R4-L1-S) une charge ultime de l'ordre de 83,56 kN avec une flèche ultime à mi-portée d'une valeur de 9,94 mm. Selon Sena-Cruz et al. (2012) le niveau de la déflexion à la charge ultime est un indicateur de la performance de la ductilité. Depuis le début de cette investigation expérimentale, la poutre (R4-L1-S) ayant une configuration hybride est la plus performante par rapport à toutes les précédentes poutres (R1-2L1-S) et (R1-3L1-S) jusqu'au point du début de plastification des aciers, où on enregistre des charges élastiques de l'ordre de

70,64 kN, 72,52 kN et 72,68 kN respectivement aux poutres (R1-2L1-S), (R1-3L1-S) et (R4-L1-S). Tandis que les charges ultimes pour ces mêmes poutres respectives sont 75,16 kN, 78,68 kN, 83,56 kN. Soit une augmentation de la capacité portante par rapport à la poutre référence de 43,38 % pour la poutre (R1-2L1-S), 50,10 % pour la poutre (R1-3L1-S) et 59,40 % pour la poutre (R4-L1-S). Les gains de la capacité flexionnelle sont regroupés sur la figure II.3.35 sous la forme d'histogramme.

Les courbes moment/courbure de ce groupe de comparaison pour voir l'influence de la configuration de renforcement hybride sont regroupées dans la figure II.3.34. Les allures des comportements moment/courbure sont en accord avec les courbes charge/flèche. Où on enregistre pour la configuration la plus performante (R4-L1-S) un moment ultime de 15,25 kN.m et une courbure ultime d'une valeur de 0,013 m⁻¹. On constate alors que la configuration de renforcement hybride améliore nettement la courbure des poutres par rapport à celle qui utilise uniquement des plats en PRFC pour le renforcement.



Figure II.3.33 : Courbes charge/flèche des poutres pour voir l'influence de la configuration de renforcement hybride.



Figure II.3.34 : Courbes moment/courbure des poutres pour voir l'influence de la configuration de renforcement hybride.



Figure II.3.35 : Histogramme du gain de la capacité portante des poutres représentant l'influence de la configuration de renforcement hybride.

II.3.5.7.2. Indice de ductilité

Selon les résultats obtenus du groupe de comparaison pour l'étude de l'effet de la configuration hybride, on constate après le calcul de l'indice de ductilité que les poutres (R1-2L1-S), (R1-3L1-S), (R3-1L1-S) et (R4-L1-S) présentent respectivement un indice de ductilité de 1,43, 1,21, 5,61 et 2,29 par rapport à la poutre témoin. Toutes les poutres présentent une perte de ductilité allant de 54 % à 76 %, à l'exception de la poutre (R3-1L1-S) qui enregistre, quant à elle, une augmentation de la ductilité. En termes de performances, la poutre (R4-L1-S) reste la plus performante, car elle offre une double contribution en termes de résistance et de ductilité. Par conséquent, cette configuration est considérée comme optimale par rapport à toutes les autres configurations de poutres.

Tableau II.3.8 : Résultats de la ductilité des poutres concernant l'influence de la configuration de renforcement hybride.

Poutre	f _y (mm)	P _y (kN)	Wy (kN.m)	f _u (mm)	P _u (kN)	W _u (kN.m)	Indice de ductilité
R0-L0	4,62	44,94	131,03	15,32	52,42	653,35	4,99
R1-2L1-S	5,65	70,64	226,35	6,97	75,16	322,64	1,43
R1-3L1-S	5,44	72,52	204,32	6,02	78,68	247,88	1,21
R3-1L1-S	4,9	48,7	142,73	17,22	56,78	801,19	5,61
R4-L1-S	6,03	72,68	239,63	9,94	83,56	549,7	2,29



Figure II.3.36 : Histogramme des pertes en ductilité des poutres représentant l'influence de la configuration de renforcement hybride.

II.3.6. Mode de rupture des poutres

La fissuration des poutres est une conséquence des déformations importantes dues aux sollicitations. Ce phénomène est généralement irréversible. Les poutres en béton armé ont une certaine capacité de ductilité qui leur permet de se déformer sans que l'intégrité structurelle soit compromise. Au-delà des déformations élastiques, les aciers commencent à se plastifier ce qui entraîne des déformations plus importantes et un accroissement du réseau de fissuration. En effet, la fissuration s'initie dès que la contrainte de traction dans la poutre dépasse la contrainte de traction maximale du béton. Les réseaux de fissuration des poutres sont visibles sur la figure II.3.38. Lors des essais mécaniques de flexion, la fissuration de l'élément structurel conduit à une rupture de la poutre. Cependant, le mode de rupture varie d'une poutre à une autre selon plusieurs critères tels que la géométrie, le taux d'armatures que contient la poutre, la classe du béton ou même le type de chargement. La ductilité ou la fragilité des poutres influe directement sur le comportement. Le mode de rupture des poutres en béton armé renforcées diffère des poutres sans renforcement, même avec un renforcement le mode de rupture varie selon la méthode de renforcement, car la technique EBR a ses propres modes de rupture différemment que ceux de la méthode de renforcement NSM. Les types de modes de rupture pour les deux méthodes de renforcement ont été abordés dans le chapitre I.2. Le mode de rupture observé pour la poutre (R0-L0) sans renforcement, été une rupture par écrasement du béton comprimé en présence d'une fissure principale critique. Tandis que les poutres (R2-1L1) renforcées par la technique EBR présentent une rupture par décollement interfacial du composite induit par des fissures de flexion, accompagnée par une rupture partielle du composite. Cette observation est clairement visible sur la figure II.3.38. Pour les poutres renforcées par NSM-PRFC avec différents taux de renfort (R1-1L1-S), (R1-2L1-S), (R1-3L1-S) le mode de rupture observé est le décollement interfacial plat-époxy induit par une fissure diagonale critique pour les poutres avec un taux de renfort équivalent à 0,07 % et 0,15 %. Par contre, pour la poutre avec un taux de renfort équivalent à 0,22 %, le mode de rupture observé est la rupture par séparation des extrémités des barres enrobées avec un éclatement localisé de l'enrobage de bord suite à la faible distance entre la rainure de bord et la bordure de la poutre. Les détails des différents modes de rupture obtenus dans notre investigation expérimentale sont reportés sur la figure II.3.37. Le réseau de fissuration est plus large et dense avec les poutres ayant un grand taux de renfort, une surface de renfort sablée et une longueur d'ancrage sur toute la portée comme c'est le cas des poutres (R1-2L1-S) et (R1-2L2-S) cette observation est visible sur la figure II.3.38. On observe une rupture de l'interface cohésive du béton pour la poutre (R1-2L2-R). Quant à la

poutre avec renforcement avec une barre en acier (R3-1L1-S), elle se caractérise par un comportement ductile où on a constaté la plastification de toutes les armatures tendues y compris celle utilisée en tant que renfort suivi d'un écrasement du béton comprimé. Par contre, la poutre (R4-L1-S) ayant un renforcement hybride, le mode de rupture observé était un décollement interfacial plat-époxy suivi d'un écrasement du béton comprimé sachant que la charge ultime maximale dans notre programme expérimental a été enregistrée pour cette configuration hybride avec un gain de la capacité portante avoisinant 60 % tout en ayant une ductilité correcte par rapport aux autres configurations de renforcement.



(a) Écrasement du béton comprimé



(c) Décollement interfacial plat-époxy



(e) Rupture de l'interface cohésive du béton



(b) Décollement interfacial et rupture du TFC



(d) Fissuration de la résine aux abords du plat



(f) Séparation localisée de l'enrobage de bord

Figure II.3.37 : Différents modes de ruptures observés.



Figure II.3.38 : Réseaux de fissuration des poutres testées.

II.3.7. Conclusion

L'investigation expérimentale menée dans le cadre de cette thèse avait pour objectif d'évaluer l'effet des différents paramètres sur le renforcement à la flexion des poutres en béton armé. L'évaluation a été réalisée en analysant et en interprétant les courbes charge/flèche et les courbes moment/courbure, en discutant de la ductilité des poutres à partir du calcul de l'indice de ductilité, et en analysant les modes de rupture observés pour chaque configuration de renforcement. Différents paramètres ont été pris en compte, notamment le taux de renfort, l'insuffisance de l'enrobage, la longueur d'ancrage, l'état de surface, la méthode de renforcement, le type de renfort et enfin la configuration du renforcement. À partir de l'étude de ces paramètres, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Le taux de renfort en PRFC influe favorablement sur le comportement des poutres en béton armé, avec une augmentation de la capacité portante de 37,54 %, 43,38 % et 50,10 % pour les poutres ayant des taux de renfort respectifs de 0,07 %, 0,15 % et 0,22 %. Toutefois, cela s'accompagne d'une perte de ductilité de 65,71 %, 71,41 % et 75,67 % pour les mêmes poutres renforcées.
- La découpe des armatures transversales de la poutre, dans le cas d'une insuffisance d'enrobage du béton, afin de permettre une insertion complète des plats en PRFC, a entraîné une diminution de 4,22 % du gain de capacité portante par rapport à une poutre renforcée avec le même nombre de plats en PRFC sans découpe des armatures transversales.
- La diminution de la longueur d'ancrage de 25 % a affecté la bonne contribution des plats en PRFC, entraînant une diminution du gain de résistance de 19,56 % et 15,44 %, tandis que la ductilité a augmenté de 28,67 % et 15,15 % respectivement pour les poutres avec une surface de renfort lisse et les poutres avec une surface de renfort sablée.
- La surface sablée des polymères renforcés de fibres de carbone joue le rôle d'un retardateur du délaminage des plats, ce qui entraîne une augmentation de la capacité portante des poutres de 13,09 % à 18,89 % et une rigidité accrue par rapport à une poutre avec des PRFC lisses.
- La technique de renforcement NSM est plus performante que la technique EBR en termes d'efficacité et de résultats.
- Le renforcement par des barres en acier acquiert à la poutre en béton armé un comportement plus ductile. Cependant, en termes de gain de capacité portante, le

renfort en acier ne présente qu'une augmentation de 8,32 % par rapport à une poutre sans renforts, ce qui est relativement faible.

 La configuration de renforcement hybride, combinant des plats en PRFC et une barre en acier, permet à la poutre en béton armé d'obtenir un gain de capacité portante de 59,40 %. De plus, cette configuration présente un comportement globalement ductile, ce qui est intéressant par rapport aux autres configurations performantes.

Un récapitulatif du comportement global des séries de poutres du programme expérimental est reporté dans le tableau II.3.9. Ce tableau indique le pourcentage du gain de la capacité portante, le pourcentage de perte de ductilité, ainsi que le mode de rupture pour chaque poutre.

Poutre	Gain de la capacité portante (%)	Perte en ductilité (%)	Mode de rupture
R0-L0	-	-	Écrasement du béton comprimé
R1-1L1-S	37,54	65,71	Décollement interfacial plat-époxy
R1-2L1-S	43,38	71,41	Décollement interfacial plat-époxy
R1-3L1-S	50,10	75,67	Séparation localisée de l'enrobage
R0-L0'	-	-	Écrasement du béton comprimé
R1-1L1-S-C	25,13	63,52	Décollement interfacial plat-époxy
R1-2L2-S	15,34	63,19	Décollement interfacial plat-époxy
R1-2L1-R	62,15	73,62	Décollement interfacial plat-époxy
R1-2L2-R	37,12	69,52	Rupture de l'interface cohésive du béton
R2-1L1	29,45	40,24	Décollement interfacial du composite + une rupture partielle du TFC
R3-1L1-S	8,32	-12,58	Écrasement du béton comprimé
R4-L1-S	59,40	53,99	Décollement interfacial plat-époxy + Écrasement du béton comprimé

Tableau II.3.9 : Récapitulatif du comportement global des séries de poutres renforcées.

Partie III Étude numérique

CHAPITRE III.1 Théorie de la modélisation avec ATENA

III.1.1. Introduction

Au cours des dernières décennies, la simulation numérique des structures et des éléments structurels en béton armé est devenue un domaine de recherche essentiel. Une bonne simulation numérique nécessite le choix approprié des éléments, la formulation adéquate des modèles de matériaux et le paramétrage de la méthode de calcul. Ce chapitre traite la théorie liée à ATENA et fournit des informations sur le principe des éléments finis. À quelques exceptions près, tous les éléments implémentés dans ATENA sont construits en utilisant une formulation isoparamétrique avec des fonctions d'interpolation linéaire ou quadratique. La formulation isoparamétrique des éléments à une, deux et trois dimensions est utilisée, car elle offre une approche polyvalente et générale sans difficultés cachées, rendant ces éléments faciles à comprendre. Ceci est particulièrement important dans le cas de l'analyse non linéaire.

III.1.2. Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) ou analyse par élément fini est une technique numérique permettant de trouver des solutions approximatives d'équations aux dérivées partielles (EDP) ainsi que d'équations intégrales. L'approche de la solution est basée soit sur l'élimination de l'équation différentielle (problèmes en régime permanent), soit sur la conversion de l'EDP en un système approximatif d'équations différentielles ordinaires, qui sont ensuite intégrées numériquement à l'aide de techniques standard. Lors de la résolution d'équations aux dérivées partielles, le principal défi consiste à créer une équation qui se rapproche de l'équation à étudier, mais qui est numériquement stable, ce qui signifie que les erreurs dans les données d'entrée et les calculs intermédiaires ne s'accumulent pas et rendent la sortie résultante dénuée de sens. La méthode des éléments finis est un bon choix pour résoudre des équations aux dérivées partielles sur des domaines complexes.

III.1.3. Modélisation des éléments finis

Le concept de base de la modélisation MEF consiste à subdiviser un modèle mathématique en plusieurs éléments de forme simple, qui ne se chevauchent pas. La réponse de chaque élément est exprimée en termes d'un nombre fini de degrés de liberté caractérisés comme la valeur d'une ou plusieurs fonctions inconnues ou en un ensemble de points nodaux. La réponse du modèle mathématique est alors considérée comme le modèle discret obtenu en connectant ou en assemblant la collection de tous les éléments. Dans le cadre de la méthode des éléments finis, le béton armé peut être représenté soit par superposition des modèles de matériaux pour les éléments constitutifs, soit par une loi de comportement pour le béton, les armatures et les

stratifiés PRF composites considérés comme un continuum. La méthode des éléments finis est bien adaptée pour la superposition des modèles de matériaux pour les parties constitutives d'un matériau composite. Plusieurs modèles constitutifs couvrant ces effets sont implémentés dans le code de calcul ATENA, qui est un package d'éléments finis conçu pour la simulation informatique de structures en béton. L'interface utilisateur graphique d'ATENA fournit un environnement efficace et puissant pour résoudre de nombreux problèmes d'ancrage. ATENA permet de tester virtuellement des structures à l'aide d'ordinateurs, ce qui est la tendance actuelle dans le monde de la recherche et du développement. Selon le type de modélisation de matériau à résoudre dans ATENA, le béton peut être représenté par des éléments en briques pleines, l'armature est modélisée par des éléments de barre (représentation discrète) et le PRF est modélisé par des éléments de coque. La géométrie et la forme de tout élément mathématique aident à placer correctement les points nodaux et les propriétés des matériaux aident à utiliser une modélisation appropriée.

III.1.4. Modèles des matériaux

Le système du programme ATENA propose une variété de modèles de matériaux pour différents matériaux et usages. Les modèles de matériaux les plus importants dans ATENA pour les structures en béton armé sont le béton et les armatures. Ces modèles avancés prennent en compte tous les aspects importants du comportement réel des matériaux en traction et en compression.

III.1.4.1. Modélisation du béton

III.1.4.1.1. Comportement du béton

Le béton présente un grand nombre de microfissures, notamment à l'interface entre les granulats plus gros et le mortier, avant même d'être soumis à une charge. La présence de ces microfissures à un effet important sur le comportement mécanique du béton. En effet, leur propagation lors du chargement contribue au comportement non linéaire à de faibles niveaux de contrainte et entraîne une dilatation volumique proche de la rupture. Beaucoup de ces microfissures sont causées par la ségrégation, le retrait ou la dilatation thermique du mortier. Certaines microfissures peuvent se développer lors du chargement en raison de la différence de rigidité entre les granulats et le mortier. L'interface granulat-mortier ayant une résistance à la traction nettement inférieure à celle du mortier, elle constitue le maillon le plus faible du système composite. C'est la principale raison de la faible résistance à la traction du béton. La réponse d'une structure sous une charge dépend dans une large mesure de la relation
contrainte/déformation des matériaux constitutifs et de l'ampleur de la contrainte. Le béton étant principalement utilisé en compression, la relation contrainte/déformation en compression est d'un intérêt primordial.

III.1.4.1.2. Géométrie du béton

La modélisation géométrique des éléments du béton a été réalisée en utilisant des éléments en brique pleine 3D avec 8 à 20 nœuds dans ATENA. Un élément brique à 20 nœuds est illustré sur la figure III.1.1.



Figure III.1.1 : Géométrie des éléments en brique.

III.1.4.1.3. Propriétés des éléments

L'élément en brique pleine 3D ayant trois degrés de liberté à chaque nœud : translation dans les directions nodales x, y et z. Il s'agit d'un élément iso-paramétrique intégré par intégration de Gauss aux points d'intégration. Cet élément est capable d'avoir des déformations plastiques, des écrasements et des fissurations dans trois directions orthogonales. L'aspect le plus important de cet élément est le traitement des propriétés des matériaux non linéaires.

III.1.4.1.4. Fonction d'interpolation d'élément

Les fonctions d'interpolation d'éléments en brique pleine 3D pour toutes les variantes des éléments sont données ci-dessous :

$$N2 = (1/8) (1 - r) (1 + s) (1 + t)$$
(III.1.2)

$$N3 = (1/8) (1 - r) (1 - s) (1 + t)$$
(III.1.3)

- N4 = (1/8) (1 + r) (1 s) (1 + t)(III.1.4)
- N5 = (1/8) (1 + r) (1 + s) (1 t)(III.1.5)
- N6 = (1/8) (1 r) (1 + s) (1 t)(III.1.6)

N7 = (1/8) (1 - r) (1 - s) (1 - t)	(III.1.7)
N8 = (1/8) (1 + r) (1 - s) (1 - t)	(III.1.8)

III.1.4.2. Modélisation des armatures

III.1.4.2.1. Géométrie des armatures

La modélisation des armatures peut être discrète ou de couverture. Le schéma de modélisation d'une barre d'armature discrète dans une poutre est représenté sur la figure III.1.2. En effet, la barre discrète dans la modélisation est fragmentée en plusieurs segments. Ces derniers sont reliés par des nœuds. Ainsi que la longueur de chaque segment représente la largeur du maillage.



Figure III.1.2 : Schéma de modélisation d'une barre d'armature discrète.

III.1.4.2.2. Propriétés des éléments

L'armature d'acier est un élément de barre 3D, qui a trois degrés de liberté à chaque nœud, avec une possible translation dans la direction nodale x, y et z. L'élément de barre est un élément de traction-compression uniaxial. La contrainte est supposée être uniforme sur tout l'élément. L'élément comprend également des capacités d'avoir de la plasticité, du fluage, du gonflement, de grandes déformations et des contraintes.

III.1.4.2.3. Fonctions de forme des éléments

La fonction de forme dans un système de coordonnées naturel pour l'élément de barre tridimensionnelle sans degrés de liberté de rotation, est donnée ci-dessous :

$$N1 = (1/2)(1 + s)$$
 (III.1.9)

$$N2 = (1/2) (1 - s)$$
(III.1.10)

III.1.4.3. Modélisation des PRF

La modélisation des PRF peut être réalisée en tant qu'élément de coque 3D dans ATENA et peut aussi être réalisée avec des éléments discrets en 2D. L'élément de coque Ahmad implémenté dans ATENA a été proposé par (Ahmad, Irons et al. 1970). L'élément Ahmad appartient au groupe de formulation d'éléments de coque qui est basé sur le concept d'éléments en 3D. Il peut être utilisé pour modéliser des structures de forme coque ou de plaques minces ou épaisses.

III.1.4.3.1. Géométrie des PRF

L'élément de coque Ahmad utilise l'élément de brique iso-paramétrique à 20 nœuds comme indiqué sur la figure III.1.3. Ceci est nécessaire, afin de pouvoir utiliser le même support pré et post-processeurs pour la coque et l'élément de brique 3D natif. Après l'étape de l'analyse, la géométrie d'entrée passera automatiquement à la géométrie externe de la figure III.1.3. Comme les nœuds 17 et 18 ne contiennent que ce qu'on appelle la fonction de bulle, l'élément est post-traité de la même manière qu'il serait l'élément brique iso-paramétrique. En interne, tous les vecteurs et matrices des éléments sont dérivés sur la base de la géométrie interne.



Figure III.1.3 : Les nœuds de l'élément de brique 3D à différentes positions dans la structure.

III.1.4.3.2. Propriété des éléments des PRF

Le PRF est un élément de coque Ahmad. Dans le concept de la théorie générale des éléments de coque, chaque nœud d'élément a cinq degrés de liberté, par exemple trois déplacements et deux rotations dans des plans normaux à la surface médiane de l'élément. Afin de faciliter une

connexion simple de cet élément avec d'autres éléments 3D véritables, les cinq degrés de liberté (d'origine) sont transformés en déplacement x, y, z d'un nœud supérieur et en déplacement x, y d'un nœud inférieur. Les deux nœuds sont situés sur la normale à la surface médiane passant par le nœud de l'élément d'origine de la surface médiane.

III.1.5. Relations contrainte/déformation pour le béton

III.1.5.1. Loi uniaxiale équivalente

Le comportement non linéaire du béton dans l'état de contrainte biaxial est décrit par la contrainte effective σ_c^{ef} et de la déformation uniaxiale équivalente ϵ^{eq} . Dans la majeure partie des cas, la contrainte effective est une contrainte principale. L'introduction d'une déformation uniaxiale équivalente consiste à résoudre l'effet de Poisson dans l'état de contrainte plane.

$$\varepsilon^{eq} = \sigma_{ci} / E_{ci}$$
(III.1.11)

La déformation uniaxiale équivalente peut être considérée comme la déformation, qui serait produite par la contrainte σ_{ci} dans un test uniaxial de module associé E_{ci} à la direction i. Dans cette hypothèse, la non-linéarité représentant l'endommagement n'est causée que par la contrainte gouvernante σ_{ci} . La courbe contrainte/déformation uniaxiale équivalente complète pour le béton est illustrée sur la figure III.1.4.



Figure III.1.4 : Loi contrainte/déformation uniaxiale pour le béton.

La numérotation des parties de la courbe mentionnée sur la figure III.1.4 (représentant l'état des matériaux) est utilisée pour indiquer l'état d'endommagement du béton dans les résultats de l'analyse. Le déchargement est une fonction linéaire à l'origine. Un exemple du point de

déchargement U est aussi illustré sur la figure III.1.4. Ainsi, la relation entre la contrainte σ_c^{ef} et la déformation ε^{eq} n'est pas unique et dépend d'un historique de charge. Un changement du chargement au déchargement se produit, lorsque l'incrément de la déformation effective change le signe. En cas de rechargement ultérieur, le chemin de déchargement linéaire est suivi jusqu'à ce que le dernier point de chargement U soit de nouveau atteint. Ensuite, la fonction de chargement reprend. Les valeurs de crête de contrainte en compression f'c^{ef} et en tension f't^{ef} sont calculées en fonction de l'état de contrainte biaxial. Ainsi, la loi de contrainte/déformation uniaxiale équivalente reflète l'état de contrainte biaxial.

III.1.5.2. Critère de rupture de contrainte biaxiale du béton

III.1.5.2.1. Rupture de compression

Un critère de rupture par contrainte biaxiale selon KUPFER et al. (1969) est utilisé, comme illustré dans la figure III.1.5.

Dans l'état de contrainte de compression-compression, la fonction de défaillance est : $f_c^{ef} = [(1 + 3,65a) / (1 + a)^2] f_c; a = (\sigma_{c1} / \sigma_{c2})$ (III.1.12)



Figure III.1.5 : Fonction de rupture biaxiale du béton.

Où σ_{c1} , σ_{c2} sont les principales contraintes dans le béton et f'_c est la résistance cylindrique uniaxiale. Dans l'état de contrainte biaxial, la résistance du béton est prédite sous l'hypothèse d'un chemin de contrainte proportionnel.

Dans l'état de traction-compression, la fonction de rupture continue linéairement du point $\sigma_{c1}=0$, $\sigma_{c2}=f_c^*$, dans la région de traction-compression avec la résistance linéairement décroissante : $f_c^{ef} = f_c^* r_{ec}$, $r_{ec} = [1+5,3278 (\sigma_{c1} / f_c^*)]$ (III.1.13) Où r_{ec} est le facteur de réduction de la résistance à la compression dans la direction principale 2 due à la contrainte de traction dans la direction principale 1.

III.1.5.2.2. Rupture de traction

Dans l'état traction-traction, la résistance à la traction est constante et égale à la résistance à la traction uniaxiale f'_t. Dans l'état traction-compression, la résistance à la traction est réduite par la relation :

$$F'_{t}^{ef} = f'_{t} r_{et}$$
 (III.1.14)

Où r_{et} est le facteur de réduction de la résistance à la traction dans la direction 1 due à la contrainte de compression dans la direction 2. La fonction de réduction prend l'une des trois formes qui sont représentées sur la figure III.1.6.

$$\mathbf{r}_{et} = 1 - 0.8 \; (\sigma_{c2} / f'_c) \tag{III.1.15}$$

$$\mathbf{r}_{et} = [\mathbf{A} + (\mathbf{A} - 1) \mathbf{B}] / \mathbf{A}\mathbf{B}; \mathbf{B} = \mathbf{K}\mathbf{x} + \mathbf{A}; \mathbf{x} = \sigma_{c2} / \mathbf{f'}_{c}$$
(III.1.16)

La relation dans l'équation (III.1.15) est la diminution linéaire de la résistance à la traction et (III.1.16) est la diminution hyperbolique. Deux formes prédéterminées de l'hyperbole sont définies par la position d'un point intermédiaire r, x.

Les constantes K et A définissent la forme de l'hyperbole. Les valeurs des constantes pour les deux positions du point intermédiaire sont données dans le tableau III.1.1.

Tumo	Points		Const	tantes
гуре	r	X	A	K
Α	0,5	0,4	0,75	1,125
В	0,5	0,2	1,0625	6,0208

Tableau III.1.1 : Valeurs des constantes A et K.

III.1.5.3. Traction avant la fissuration

Le comportement du béton en traction sans fissuration est théoriquement présumé être élastique et linéaire, avec un module élastique initial (E_c) et avec une résistance à la traction effective ($f_t^{*}e^f$) définis à partir de la fonction de rupture biaxiale décrite précédemment.

$$\sigma_{c}^{ef} = E_{c} \varepsilon^{eq}, 0 < \sigma_{c} < f_{t}^{ef}$$
(III.1.17)



Figure III.1.6 : Fonctions de rupture de traction-compression pour le béton.

III.1.5.4. Traction après la fissuration

Le modèle de fissure fictive est basé sur une loi d'ouverture de fissure et une énergie de fracture. Cette formulation convient à la modélisation de la propagation des fissures dans le béton. Il est utilisé en combinaison avec la bande de fissuration. La bande est une région de matériau, qui représente un plan de rupture discret dans l'analyse par les éléments finis. En tension, c'est une fissure, en compression, c'est un plan d'écrasement. En réalité, ces régions défaillantes ont une certaine dimension. Cependant, selon les expériences, les dimensions des régions de rupture sont indépendantes de la taille de la structure, elles sont supposées être des plans fictifs. Dans le cas de fissures de traction, cette approche est connue sous le nom de (théorie des bandes de fissures), BAZANT, OH (1983). C'est le même concept utilisé également pour la rupture de la compression. Le but de la bande de rupture est d'éliminer deux défauts, qui se produisent en relation avec l'application du modèle par les éléments finis : l'effet de la taille de l'élément.

III.1.5.4.1. Effet de taille des éléments

On suppose que la direction des plans de rupture est normale aux principales contraintes en traction et en compression, respectivement. Les bandes de rupture (pour la traction L_t et pour la compression L_c) sont définies comme des projections des dimensions des éléments finis sur les plans de rupture comme c'est indiqué sur la figure III.1.7.



Figure III.1.7 : Définition des bandes de localisation.

III.1.5.4.2. Effet d'orientation des éléments

L'effet d'orientation des éléments est réduit, en augmentant encore la bande de rupture pour les maillages obliques, par la formule suivante (proposée par CERVENKA et al., 1995).

$$L_{t \max} = \gamma L_t \tag{III.1.18}$$

$$L_{c \max} = \gamma L_c \tag{III.1.19}$$

$$\gamma = 1 + (\gamma^{\max} - 1) (\theta / 45), \theta \in (0; 45)$$
(III.1.20)

Un angle θ est l'angle minimal (min (θ_1 , θ_2)) entre la direction de la normale sur le plan de rupture et les côtés de l'élément. Dans le cas d'un élément quadrilatéral général, les directions des côtés de l'élément sont calculées en tant que directions latérales moyennes pour les deux bords opposés. La formule ci-dessus est une interpolation linéaire entre le facteur $\gamma = 1,0$ (pour la direction parallèle aux côtés de l'élément) et $\gamma = \gamma^{max}$ (pour la direction inclinée à 45°). La valeur recommandée par défaut est de $\gamma^{max} = 1,5$.

III.1.6. Comportement du béton fissuré

III.1.6.1. Description d'une section fissurée

La réponse non linéaire du béton peut souvent être caractérisée par une fissuration progressive qui conduit à une rupture localisée. Les fissures se forment à des points spécifiques où la résistance à la traction du béton est excédée. Au niveau de la section fissurée, toute la tension est portée par l'armature en acier. Des contraintes de traction sont cependant présentes dans le béton entre les fissures, car une certaine tension est transférée de l'acier au béton par collage. L'amplitude et la distribution des contraintes de liaison entre les fissures détermineront la distribution des contraintes de traction et les armatures d'acier entre les fissures.

Des fissures supplémentaires peuvent se former entre les fissures initiales, si la contrainte de traction dépasse la résistance à la traction du béton entre les fissures précédemment formées. L'état de fissuration final est atteint lorsqu'une force de traction d'une amplitude suffisante pour former une fissure supplémentaire entre deux fissures existantes ne peut plus être transférée par liaison de l'acier au béton. Au moment où le béton atteint sa limite de résistance à la traction, des fissures initiales se développent. Le nombre et l'étendue des fissures sont contrôlés par la taille et l'emplacement de l'acier d'armature. Au niveau des fissures primaires, la contrainte du béton tombe à zéro et l'acier supporte toute la force de traction. Cependant, le béton entre les fissures supporte toujours une certaine contrainte de traction, qui diminue avec l'augmentation de l'amplitude de la charge. Cette baisse de la contrainte de traction du béton avec une charge croissante est associée à la rupture de la liaison entre l'armature d'acier et le béton. À ce moment-là, un ensemble de fissures internes secondaires, dénommé fissures de liaison, se créent tout autour des armatures qui commencent à se déplacer par rapport au béton adjacent. Étant donné que la fissuration est la principale source de non-linéarité des matériaux dans la plage d'aptitude au service des structures en béton armé, des modèles de fissuration réalistes doivent être développés afin de prédire avec précision le comportement charge/flèche des éléments en béton armé. Le choix d'un modèle de fissuration dépend de l'objectif de l'analyse par les éléments finis. Si le comportement global charge/flèche est d'un intérêt primordial, sans trop se soucier des modèles de fissures et de l'estimation des contraintes locales, le modèle de fissures étalées est probablement le meilleur choix. Si un comportement local détaillé est intéressant, l'adoption d'un modèle de fissure (discret) peut être nécessaire. À moins que des éléments de connexion spéciaux et des nœuds doubles ne soient introduits dans la discrétisation par les éléments finis de la structure, le modèle de fissures étalées bien établi aboutit à une liaison parfaite entre l'acier et le béton, en raison de la continuité inhérente du champ de déplacement (CERVENKA et al. 2018).

III.1.6.2. Modélisation de la fissuration dans le béton

La nécessité d'un modèle de fissuration qui offre une génération automatique de fissures et une généralité complète de l'orientation des fissures, sans qu'il soit nécessaire de redéfinir la topologie des éléments finis. Le processus de formation de fissures peut être divisé en trois étapes comme il est montré sur la figure III.1.8. L'étape non fissurée est avant qu'une résistance à la traction ne soit atteinte. La formation de fissures se produit dans la zone de traitement d'une fissure potentielle avec une contrainte de traction décroissante sur une face de fissure en raison d'un effet de pont. Enfin, après une libération complète de la contrainte, l'ouverture de la fissure

se poursuit sans la contrainte. La rupture du béton par traction se caractérise par une croissance progressive de fissures, qui se rejoignent et finissent par déconnecter de plus grandes parties de la structure. On suppose généralement que la formation de fissures est un processus fragile et que la résistance dans la direction du chargement de la traction passe brusquement à zéro après la formation de telles fissures. Par conséquent, la formation de fissures est sans aucun doute l'un des phénomènes non linéaires les plus importants, qui régit le comportement des structures en béton. Dans l'analyse par les éléments finis des structures en béton, deux approches principalement différentes ont été utilisées pour la modélisation des fissures qui sont la modélisation discrète des fissures et la modélisation des fissures étalées. L'approche discrète est physiquement attrayante, mais elle présente quelques inconvénients. Par exemple, elle emploie un changement continu dans la connectivité nodale, qui ne rentre pas dans la nature de la méthode de déplacement par les éléments finis. Dans cette approche, on considère que la fissure suit un chemin prédéfini le long des bords de l'élément, ce qui peut nécessiter des efforts de calcul excessifs.



Figure III.1.8 : Étapes d'ouverture des fissures.

La deuxième approche est l'approche des fissures étalées. Dans cette approche, les fissures sont supposées être étalées de manière continue. Dans le cadre du concept de fissures étalées, deux options sont disponibles pour les modèles de fissuration : le modèle de fissure fixe et le modèle de fissure en rotation. Dans les deux modèles, la fissure se forme lorsque la contrainte principale dépasse la résistance à la traction. On suppose que les fissures sont uniformément réparties dans le volume du matériau (CERVENKA et al. 2018). Ceci se traduit dans le modèle constitutif par une introduction de l'orthotropie.

III.1.6.2.1. Modèle de fissure fixe

Dans le modèle de fissure fixe (CERVENKA 1985, DARWIN 1974), la direction de la fissure est donnée par la direction de la contrainte principale au moment de l'initiation de la fissure. Lors d'un chargement ultérieur, cette direction est fixe et représente l'axe du matériau de l'orthotropie. Les directions principales des contraintes et des déformations coïncident dans le béton non fissuré, en raison de l'hypothèse d'isotropie dans le composant béton. Après la fissuration, l'orthotropie est introduite. L'axe du matériau faible m_1 est normal à la direction de la fissure ; l'axe fort m_2 est parallèle aux fissures. Dans un cas général, les axes de déformation principaux ε_1 et ε_2 tournent et n'ont pas besoin de coïncider avec les axes de l'orthotropie m_1 et m_2 . Cela engendre une contrainte de cisaillement sur la surface de la fissure, comme illustré dans la figure III.1.9. Les composantes de contrainte σ_{c1} et σ_{c2} désignent respectivement les contraintes normales et parallèles au plan de la fissure et, du fait de la contrainte de cisaillement, ce ne sont pas les contraintes principales.



Figure III.1.9 : Modèle de fissure fixe.

III.1.6.2.2. Modèle de fissure en rotation

Dans le modèle de fissure en rotation (VECCHIO 1986, CRISFIELD 1989), la direction de la contrainte principale coïncide avec la direction de la déformation principale. Ainsi, aucune déformation de cisaillement ne se produit sur le plan de la fissure et seules deux composantes de contraintes normales doivent être définies, comme il est illustré sur la figure III.1.10.



Figure III.1.10 : Modèle de fissure en rotation.

Si les axes de déformation principaux tournent pendant le chargement, la direction des fissures tourne également. Afin d'assurer la coaxialité des axes de déformation principaux avec les axes du matériau, le module de cisaillement tangent G_t est calculé selon CRISFIELD (1989) comme le décrit l'équation (III.1.21).

$$G_t = (\sigma_{c1} - \sigma_{c2}) / 2 (\varepsilon_1 - \varepsilon_2)$$
(III.1.21)

III.1.7. Lois de contrainte/déformation pour les armatures

III.1.7.1. Présentation

L'armature peut être modélisée sous deux formes distinctes : discrète et de couverture. L'armature de couverture peut être considérée soit comme un matériau unique (un seul constituant) dans l'élément considéré, soit comme un matériau de plusieurs constituants cas des matériaux composites. Le premier cas peut être un élément de maillage spécial (couche), tandis que le dernier peut être un élément avec du béton contenant une ou plusieurs armatures. Dans les deux cas, l'état de contrainte uniaxial est supposé. La même formulation de loi contrainte/déformation est utilisée dans tous les types d'armatures.

III.1.7.2. Loi bilinéaire

La loi bilinéaire, élastique parfaitement plastique, est supposée comme le montre la figure III.1.11. La partie élastique initiale a un module élastique de l'acier E_s . La deuxième ligne représente la plasticité de l'acier à écrouissage et sa pente est le module d'écrouissage E_{sh} . En cas de plasticité parfaite $E_{sh} = 0$. La déformation limite ε_L représente une ductilité limitée de l'acier.



Figure III.1.11 : Loi contrainte/déformation bilinéaire pour les armatures.

III.1.7.3. Loi multilinéaire

La loi multilinéaire se compose de quatre lignes comme l'indique la figure III.1.12. Cette loi permet de modéliser les quatre étapes du comportement de l'acier : état élastique, plateau d'élasticité, écrouissage et rupture. La multiligne est définie par quatre points, qui peuvent être spécifiés par entrée.



Figure III.1.12 : Loi contrainte/déformation multilinéaire pour les armatures.

Les lois de contrainte/déformation décrites ci-dessus peuvent être utilisées pour l'armature discrète ainsi que pour l'armature de couverture. L'armature de couverture nécessite deux paramètres supplémentaires : le rapport d'armature p et l'angle de direction β comme indiqué sur la figure III.1.13.



Figure III.1.13 : Schématisation des armatures de couverture.

Où ρ = (Surface de l'acier / Surface du béton)

(III.1.22)

L'espacement (s) de l'armature de couverture est supposé infiniment petit. La contrainte dans l'armature de couverture est évaluée dans les fissures, elle doit donc inclure également une partie de la contrainte due au raidissement en traction.

 $\sigma_{scr} = \sigma_s + \sigma_{ts} \tag{III.1.23}$

Où σ_s est la contrainte de l'acier entre les fissures (la contrainte de l'acier dans l'armature de couverture), σ_{scr} est la contrainte de l'acier dans une fissure. Si aucun raidissement en traction n'est spécifié, $\sigma_{ts} = 0$ et $\sigma_{scr} = \sigma_s$. Dans le cas d'armature discrète, la contrainte de l'acier est toujours σ_s .

III.1.8. Paramètres du modèle constitutif SBETA

Le modèle constitutif SBETA du béton comprend 20 paramètres de matériau. Ces paramètres sont spécifiés pour le problème considéré par l'utilisateur. Si les paramètres ne sont pas connus, la génération automatique peut être effectuée en utilisant les formules par défaut données dans le tableau III.1.2. (CERVENKA et al., 2018). Dans ce cas, seule la force cubique du béton f'_{cu} (résistance nominale) est spécifiée et les paramètres restants sont calculés en fonction de la force cubique. Les formules de ces fonctions sont tirées du code modèle CEB-FIP (1990) et d'autres sources de recherche.

Les unités utilisées sont en MPa. Les paramètres non répertoriés dans le tableau ont une valeur par défaut nulle. Les valeurs des paramètres du matériau peuvent également être influencées par des considérations de sécurité. Ceci est particulièrement important dans le cas d'une conception, où une marge de sécurité appropriée doit être respectée. Pour cette raison, le choix des propriétés du matériau dépend de l'objectif de l'analyse et du dépôt d'une demande.

Paramètres	Formules
Résistance à la compression du cylindre	$f_c' = -0.85 f_{cu}'$ [MPa]
Résistance à la traction	$f_t' = 0,24 f_{cu}'^{\frac{2}{3}}$ [MPa]
Module d'élasticité initial	$E_c = (6000 - 15,5 f'_{cu}) \sqrt{f'_{cu}}$ [MPa]
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,2$
Déplacement critique en compression	$W_d = -0,0005 \text{ [mm]}$
Réduction de la résistance à la compression dans le béton fissuré	<i>c</i> = 0,8
Énergie de rupture G _f selon VOS 1983	$G_f = 0,000025 f_t'^{ef} [MN/m]$
Facteur d'orientation pour la localisation de la déformation	$\gamma_{max} = 1,5$

 Tableau III.1.2 : Formules par défaut des paramètres du modèle SBETA (CERVENKA et al.

 2010)

2018).

Les exemples typiques d'applications sont la conception, la simulation du comportement réel et la recherche. Dans le cas de l'application de conception, selon la plupart des normes actuelles, les propriétés du matériau pour le calcul de la résistance structurelle (charge de rupture) sont prises en compte par des valeurs minimales avec des facteurs partiels de sécurité qui sont appliqués. La charge maximale résultante peut être directement comparée aux charges de conception. Selon certains chercheurs, une approche plus appropriée consisterait à considérer les propriétés moyennes des matériaux dans une analyse non linéaire et à appliquer un facteur de sécurité sur la variable de réponse intégrale résultante (force, moment). Cependant, ce format de sécurité n'est pas encore totalement établi. Dans le cas de la simulation du comportement réel, les paramètres doivent être choisis les plus proches possibles des propriétés des matériaux réels. Le meilleur moyen est de déterminer les propriétés à partir d'essais mécaniques sur des échantillons de matériaux.

III.1.9. Conclusion

La modélisation constitue une avancée significative en termes de prédiction du comportement global des éléments structuraux. C'est pourquoi nous avons choisi d'utiliser le logiciel par les éléments finis ATENA pour mener des investigations numériques sur le comportement des

poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites. L'avantage de cet outil numérique est le gain de temps et d'argent. Ainsi, une fois les modèles numériques validés à partir d'essais expérimentaux, ATENA nous permet de modéliser et de prédire le comportement d'un nombre illimité de poutres avec différents paramètres influents. Cependant, il est essentiel de bien correspondre les modèles numériques aux poutres réelles, ce qui nécessite une méthodologie de modélisation spécifique et rigoureuse.

CHAPITRE III.2 Modélisation numérique

III.2.1. Introduction

Ce chapitre aborde l'étude numérique en deux parties distinctes. La première partie concerne une étude préliminaire de modélisation numérique des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC réalisée à l'aide du logiciel ATENA avec une licence obtenue par le laboratoire LMDC de l'Université de Constantine 1 en Algérie. Cette partie a été réalisée dans le but de se familiariser avec le logiciel de calcul ATENA 2D et de développer progressivement le modèle numérique. La seconde partie, quant à elle, constitue l'étude numérique principale et a impliqué le développement de modèles numériques optimisés et plus performants. Cette partie a été réalisée en France au sein du laboratoire de recherche LGCGM à l'IUT de Rennes de l'Université de Rennes 1, grâce au financement accordé par une bourse algéro-française PROFAS B+. Cette opportunité de mobilité m'a permis d'acquérir une expérience inestimable ainsi que de nouvelles connaissances et techniques en matière de modélisation par éléments finis, d'analyse et d'interprétation des résultats. Cette mobilité, dirigée par le Dr H.A. Mesbah, m'a également donné accès à toutes les données expérimentales nécessaires pour effectuer la modélisation par éléments finis. Ces données ont été collectées lors des travaux expérimentaux menés par Laraba (2017) au sein du laboratoire LGCGM en parallèle.

III.2.2. Programmes numériques

III.2.2.1. Programme numérique préliminaire

L'analyse numérique préliminaire présentée dans cette partie est basée sur des données expérimentales obtenues par Hongseob et Jongsung (2008) et Hongseob et al. (2009), qui évaluent la réponse des poutres en béton armé renforcées avec des lamelles en PRFC en utilisant la technique NSM. Tous les spécimens ont été soumis à un essai de flexion monotone à quatre points jusqu'à la rupture. Les paramètres considérés dans notre étude sont le rapport de renforcement des PRFC ($A_{\rm f}/A_{\rm s}$), avec la variation du nombre des PRFC et du nombre des armatures passives des poutres. Le programme numérique pour la validation des modèles numériques comprenait deux poutres témoins en béton armé non renforcées et dix poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC avec cinq longueurs différentes des plats en PRFC. Les poutres ont une longueur totale de 3000 mm, avec une section de 250 mm en largeur et 400 mm en hauteur. En ce qui concerne les conditions aux limites du dispositif d'essai, les poutres sont appuyées sur les deux côtés avec une portée de 2700 mm et deux points de chargement espacés de 160 mm au centre des poutres. Deux séries de poutres sont distinguées dans cette étude. La première série de poutres ayant deux armatures longitudinales tendues de 16 mm de diamètre

et deux armatures longitudinales comprimées de 10 mm de diamètre. D'autre part, la deuxième série diffère de la première par le nombre des armatures tendues ou cette série a trois armatures passives de 16 mm de diamètre. Les armatures transversales ont un diamètre de 10 mm et un espacement de 100 mm. Les poutres ont un enrobage de l'ordre de 40 mm et le béton utilisé est un béton ayant une résistance à la compression de 30 MPa à 28 jours. Les lamelles en PRFC utilisées ont une section rectangulaire de 2,5 mm de largeur et de 1,2 mm de profondeur. Les poutres de cette étude numérique préliminaire sont désignées par un système d'identification : Px-NSMn-aTØ-yL, où P : Poutre, x : résistance à la compression du béton, NSM : technique de renforcement NSM, n : nombre de lamelles en PRFC, a : nombre d'armatures inférieures de la poutre, T : tor, \emptyset : diamètre des armatures inférieures de la poutre (mm), y : longueur des lamelles en PRFC par rapport à la portée de la poutre (0, 32 %, 48 %, 70 %, 80 % et 96 %), L : longueur totale de la portée de la poutre. La signification des différentes lettres est la suivante : par exemple, la poutre (P30-NSM1-2T16-32L) désigne une poutre avant une résistance à la compression du béton de 30 MPa, renforcée avec une lamelle en PRFC d'une longueur d'ancrage de 32 % la longueur totale de la portée en utilisant la technique NSM et la poutre a deux armatures inférieures de 16 mm de diamètre. Les propriétés mécaniques du polymère renforcé par des fibres de carbone et de la résine époxy utilisée dans cette partie sont indiquées dans le tableau III.2.1. Les désignations de toutes les poutres traitées pour la validation du modèle numérique par les éléments finis de l'étude numérique préliminaire sont décrites avec détails dans le tableau III.2.2. La figure III.2.1 montre les détails du positionnement des lamelles en PRFC au niveau de la section longitudinale des poutres en béton armé et la figure III.2.2 illustre le détail de la disposition des plats en PRFC des deux séries de poutres en béton armé. La validation des modèles par éléments finis a été basée sur la concordance des courbes charge/flèche obtenues numériquement et expérimentalement. Les résultats de cette validation seront présentés dans le chapitre III.3.

Matériaux	Caractéristiques	Valeurs	Unités
	Résistance à la traction	3160	MPa
Plat en PKFC	Module d'élasticité	165	GPa
	Résistance à la traction	25,7	MPa
Résine Epoxy	Résistance à la compression	85,6	MPa
	Module d'élasticité	2270	MPa

Tableau III.2.1 : Propriétés mécaniques des lamelles en PRFC et de la résine	époxy.
--	--------

Série	Identification des poutres	Résistance à la compression du béton (MPa)	Nombre de lamelles en PRFC	Armature inferieure	Longueur d'ancrage (mm)
	P30-2T16-0L	30	0	2T16	0
	P30-NSM1-2T16-32L	30	1	2T16	864
Sária 01	P30-NSM1-2T16-48L	30	1	2T16	1296
Serie UI	P30-NSM1-2T16-70L	30	1	2T16	1890
	P30-NSM1-2T16-80L	30	1	2T16	2160
	P30-NSM1-2T16-96L	30	1	2T16	2592
	P30-3T16-0L	30	0	3T16	0
	P30-NSM2-3T16-32L	30	2	3T16	864
Sária 02	P30-NSM2-3T16-48L	30	2	3T16	1296
Serie 02	P30-NSM2-3T16-70L	30	2	3T16	1890
	P30-NSM2-3T16-80L	30	2	3T16	2160
	P30-NSM2-3T16-96L	30	2	3T16	2592

Tableau III.2.2 : Désignation des poutres du programme numérique préliminaire.



Figure III.2.1 : Caractéristiques géométriques des poutres testées (Hongseob et al., 2009).



Figure III.2.2 : Représentation de la disposition des plats en PRFC dans les deux séries de poutres.

III.2.2.2. Programme numérique principal

L'investigation numérique principale présentée dans cette partie est basée sur les résultats expérimentaux obtenus par Laraba (2017), l'étude consiste à l'évaluation de la réponse des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC. Les paramètres considérés pour cette étude sont la classe du béton, le type des PRFC ainsi que le taux de renfort. La validation des modèles numériques du programme numérique principal a été effectuée sur six poutres en béton armé, dont deux poutres témoins non renforcées avec différentes classes de béton et quatre poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC avec une variation de la classe du béton citée précédemment et avec une variation du type du renfort qui est en réalité une variation de la forme de la section du composite notamment des plats et des joncs. Les poutres ont une longueur totale de 2300 mm, avec une section rectangulaire de 200 mm en largeur et de 400 mm en hauteur. En ce qui concerne les conditions aux limites du dispositif d'essai, les poutres sont posées sur deux appuis avec une portée de 1900 mm et sollicitées par deux points de chargement centré au milieu par rapport à l'axe de la poutre avec un espacement de 700 mm. Toutes les poutres ont la même configuration en termes de caractéristique géométrique du coffrage et aussi en termes du plan de ferraillage. Les armatures longitudinales tendues sont constituées deux barres à haute adhérence de 12 mm de diamètre. Tandis que les armatures comprimées des poutres sont représentées par deux barres en acier de 08 mm de diamètre. Les poutres ont des armatures transversales de 08 mm de diamètre avec un espacement de 230 mm au niveau la zone centrale et un espacement de 60 mm au niveau des deux zones d'abouts. Toutes les poutres ont un enrobage de l'ordre de 20 mm. Concernant la classe du béton, le programme contient deux séries de poutres ayant une résistance à la compression le jour des essais de 25 MPa et 45 MPa respectivement à la série 01 et la série 02. Les poutres sont ensuite renforcées par NSM-PRFC. Il faut noter que lors de la présentation des résultats, les poutres ayant une résistance à la compression de 25 MPa seront identifiées par la dénomination B20 et les poutres ayant une résistance à la compression de 45 MPa seront quant à eux identifiées par la dénomination B50. Comme cité précédemment, le renforcement dans ce programme comprend comme paramètres une variation de la classe du béton et une variation du type de renfort. Deux types de renforts ont été utilisés, les plats avaient une dimension de 03 mm d'épaisseur et de 10 mm de largeur, par contre les joncs avaient un diamètre de 12 mm. Les détails des dimensions des PRFC et des rainures sont reportés sur le tableau III.2.3. Les poutres sont désignées par un système d'identification PBAc-nRax-Sy, où P : Poutre, BA : Béton armé, c : classe du béton (B20 : béton ayant une résistance à la compression jour de l'essai de 25 MPa, B50 : béton ayant une résistance à la compression jour de l'essai de 45 MPa), n : nombre de renforts en PRFC, R : Forme des renforts (Plats : en forme rectangulaire, désignés par la lettre L et les Joncs : en forme circulaire, désignés par la lettre J), a : longueur du renfort où (a) prend la valeur de (1) correspondante à la longueur totale de la portée de la poutre, x : genre du renfort (C : Carbone, V : Verre, A : Aramide, S : Acier et H : Hybride. Remarque : la variation de la nature des renforts sera appliquée par la suite dans l'étude paramétrique) et Sy : correspond à la section des armatures passives des poutres. Cependant, la dénomination des poutres témoins est PBA20-T-S1 avec un béton de classe B20 et PBA50-T-S1 pour les poutres témoins de classe B50. La différence majeure entre la configuration de renforcement des poutres du programme numérique principal et du programme numérique préliminaire réside dans l'utilisation d'un ancrage en forme de (U) avec du tissu en fibre de carbone (TFC) pour assurer une bonne fixation des renforts longitudinaux et limiter au maximum le délaminage. Les détails géométriques des poutres de ce programme, la disposition des renforts et les ancrages en (U) sont visibles sur la figure III.2.3, tandis que les coupes transversales de ses poutres en question sont représentées sur la figure III.2.4.

Type du renfort	Epaisseur du renfort (mm)	Largeur du renfort (mm)	Diamètre du renfort (mm)	Largeur de l'engravure (mm)	Profondeur de l'engravure (mm)
Plat	3	10	-	18	15
Jonc	-	-	12	20	18

Tableau III.2.3 : Dimensions des renforts et des engravures.



Figure III.2.3 : Configurations des poutres testées (Laraba, 2017).



Figure III.2.4 : Coupes transversales des poutres du programme numérique principal.

Comme il est visible sur la figure III.2.4 les poutres ayant un renforcement avec des plats en PRFC, quatre plats sont insérés dans chaque poutre avec deux plats par engravures. Par contre, pour le renforcement avec des joncs, la poutre reçoit deux joncs de 12 mm de diamètre avec un jonc par engravure. Les poutres traitées pour la validation des modèles par les éléments finis de l'étude numérique principale sont identifiées et détaillées dans le tableau III.2.4. Tous les spécimens ont été soumis à un essai de flexion monotone à quatre points jusqu'à la rupture. La validation des modèles par les éléments finis a été basée sur la concordance entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux. La validation et l'optimisation des modèles ont été réalisées à plusieurs niveaux, notamment en comparant les courbes charges/flèche, la position de l'axe neutre, les courbes moment/courbure, les déformations des PRFC et les largeurs de fissures. Même les modes de rupture ont été comparés pour une validation approfondie des modèles. Les résultats de l'étude numérique seront présentés et discutés dans le chapitre III.3.

Série	Identification des poutres	Résistance à la compression du béton (MPa)	Armatures tendues des poutres	Nombre de lamelles en PRFC	Forme des renforts	Nature des fibres
Sária 01	PBA20-T-S1	25	2T12	-	-	-
Serie VI	PBA50-T-S1	45	2T12	-	-	-
Sária 02	PBA20-4L1C-S1	25	2T12	4	Plat	Carbone
Serie 02	PBA50-4L1C-S1	45	2T12	4	Plat	Carbone
Sária 02	PBA20-2J1C-S1	25	2T12	2	Jonc	Carbone
Serie US	PBA50-2J1C-S1	45	2T12	2	Jonc	Carbone

Tableau III.2.4 : Désignation des poutres du programme numérique principal.

III.2.3. Procédure de la modélisation

III.2.3.1. Paramétrage des matériaux

Tout au début de la procédure de la modélisation, les groupes de matériaux et les propriétés des matériaux doivent être définis. Chaque matériau doit être créé à part. Pour le cas de notre travail, il est nécessaire de définir trois types de matériaux : un matériau élastique à contrainte plane pour les plaques d'acier aux points d'appui et de chargement, un matériau en béton pour la poutre, un matériau de renforcement pour les armatures de la poutre, un matériau isotrope pour la résine et un matériau de renforcement pour les lamelles en fibre de carbone. Les propriétés des matériaux créés pour les modèles étaient identiques aux propriétés des poutres testées expérimentalement. La résistance à la compression du béton et la résistance à la traction du béton sont choisies comme entrée. Le modèle de matériau béton utilisé pour les analyses ATENA 2D était le modèle de béton (SBETA). Ce modèle convient à l'analyse 2D des contraintes planes et utilise un modèle de fissure étalée orthotrope. Le modèle calcule tous les paramètres du béton en se basant uniquement sur l'entrée de la résistance à la compression et nous donne aussi la possibilité de modifier et d'optimiser les caractéristiques mécaniques comme pour la résistance à la traction du béton, le module d'élasticité, l'énergie de rupture, la loi d'ouverture des fissures et la masse volumique. Par principe, un réglage par défaut a été utilisé pour tous les matériaux générés sauf pour le cas des valeurs de résistance à la traction réelle du béton qui a déjà été déterminé expérimentalement. Une largeur de fissure fictive est donc supposée selon le modèle par défaut. Un exemple de détails d'affichage des paramètres du modèle de matériaux pour un béton avec une résistance à la compression de l'ordre de 25 MPa est présenté de la figure III.2.5 à la figure III.2.11.

Name: SBeta Material (Béto	n)			
Basić Tensile Compressive	Shear Miscel	aneous		
Elastic modulus E :	3,007E+04	[MPa]	Stress-Strain Law	Brazial Failure Law
Poisson's ratio μ :	0.200	I-1	T _M Q	1 - Ale
Tensile strength fr:	2.287E+00	[MPa]		1/P
Compressive strength $f_{\rm c}$:	-2.500E+01	[MPa]		
				A start of the sta

Figure III.2.5 : Définition des propriétés de base pour le matériau SBETA.

New material.SBeta Ma	teñal		and the second division of the second divisio	×
Name: SBeta Mater	ial (Béton)			
<u>Basic</u> <u>Tensile</u> <u>Con</u> Type of tension soft Specific fracture ene	npressive Shear Misc tening: Eccorrential argy G _f : 5,7:	tellaneous (17E-05 [MN/m]	Crack openin	g law
Crack model: Material #:	Fixed 15 f_cu- = 2,941E-	-01 [MPa] 🛛	Previous	W _c w

Figure III.2.6 : Propriétés de traction pour le matériau SBETA avec le type de plastification.

lew material.SBeta Material	×
Name: SBeta Material (Béton)	
Basic Iensile Compressive Shear Miscellaneous Type of tension softening: Exponential ← Specific fracture energy G _f : 5,717E-05 [MN/m]	fixed rotated V 02 t 01 V 02 01 mg 1 mg
Crack model:	

Figure III.2.7 : Propriétés de traction pour le matériau SBETA avec le modèle de fissuration.

ive ductility
Re

Figure III.2.8 : Définition des propriétés de compression pour le matériau SBETA.

New material.SBeta Material	
Name: SBeta Material (Béton)	-
Basic Image: Tensile Compressive Shear Miscellaneous Shear retention factor : Image: Tension-compression interaction: Image: Tension-compression interaction: Image: Tension-compression interaction: Image: Tension-compression interaction:	1
Material #: 15 f_cu- = 2.941E+01 [MPa] ← Previous ✓ Einish X Cancel	

Figure III.2.9 : Définition du facteur de rétention du cisaillement pour le matériau SBETA.

New material.SBeta Material	×
Name: SBeta Material (Béton)	
Basic Tensile Compressive Shear Miscellaneous Shear retention factor : Variable Image: Compression interaction Tension-compression interaction: Image: Compression interaction	$0.2 \underbrace{\begin{array}{c} \frac{\sigma_1}{R_t} \\ 0.2 \\ 0. \\ 0. \\ 0. \\ 0. \\ 0. \\ 1.0 \\ 0. \\ 1.0 \\ R_c \end{array}}^{\sigma_1} (i-u, \frac{\sigma_2}{R_t})$
Material #: 15 f_cu- = 2.941E+01 [MPa]	ious Finish X Cancel

Figure III.2.10 : Définition du type d'interaction tension-compression du cisaillement.

Vame: SBeta Material (Béton)			
Basic Tensile Compressive Shear Mis Specific material weight p :	2.300E-02	[MN/m³] [1/K]	

Figure III.2.11 : Définition de la masse volumique et du coefficient de la dilatation thermique.

Les propriétés du matériau pour les plaques de support et de chargement ont été spécifiées par un modèle de matériaux avec contraintes planes élastique isotrope, avec des paramètres comme indiqué dans la figure III.2.12.

Name: Plaques en acier				
Basic Miscellaneous				
Elastic modulus E 🗄	2,100E+05	[MPa]	Stress-Str	ain Law
Poisson's ratio μ :	0.300	[-]	0.1	1/4

Figure III.2.12 : Définition des propriétés du matériau pour les plaques en acier.

Le matériau pour les armatures en acier est créé à partir d'un modèle appelé (renforcement). Le type de loi de comportement choisi est du type bilinéaire avec écrouissage, ce qui représente la loi de comportement réel des aciers. Les valeurs adoptées ont été récoltées à partir des données expérimentales. La figure III.2.13 illustre la définition de la loi de comportement ainsi que les caractéristiques du modèle du matériau pour les armatures longitudinales.

Name: Armatures Ion Basic Miscellaneous	gitudinales		
Type : Bilinear wit	h Hardening		Stress-strain law
Elastic modulus E :	210000.000	[MPa]	
5y:	550,000	[MPa]	-t°
σ, :	578.00	[MPa]	r h
S lim :	0.05	[-]	
Active in compressi	on		

Figure III.2.13 : Définition de la loi de comportement des armatures en acier.

La résine est créée à partir d'un matériau à contrainte plane élastique isotrope. Les caractéristiques adoptées sont celles fournies par le fabricant, cela est valable pour le renforcement par la technique NSM. Cependant, pour la technique EBR, la création du matériau change, car la résine dans cette dernière technique n'est pas un volume, elle est étalée sur une surface plane. Le modèle de matériaux adopté est comme son nom l'indique (renforcement de surface). Le matériau des lamelles et des joncs en PRFC est un matériau de type (renforcement) il est intégré avec une loi de comportement linéaire selon les caractéristiques données sur les fiches techniques des fabricants. Dans ce cas, on a comme entrée le module d'élasticité du composite avec une limitation de la déformation à la traction. Par contre, pour le cas du TFC pour le renforcement par la technique EBR, on adopte le même principe que la résine de surface avec seule intégration des propriétés mécaniques du TFC selon la fiche technique du fabricant.

III.2.3.2. Modélisation géométrique et génération du maillage

La génération du modèle numérique dans ATENA 2D se fait étape par étape, tout on commençant par l'introduction des coordonnées des nœuds du modèle. La saisie des nœuds concerne aussi le contour des plaques en acier du support d'appuis et de chargement comme ce fut le cas dans le montage des essais expérimentaux, ainsi que tout autre détail que contient le modèle tel que les limites du TFC et des rainures. Comme les poutres étudiées sont symétriques, on opte pour la modélisation de la moitié de la poutre pour optimiser le temps de calcul. Par la suite, chaque nœud est lié par une ligne avec le nœud qui le suit. Chaque contour fermé obtenu, une surface lui sera affectée, comme illustré dans la figure III.2.14. Ces surfaces se voient attribuer une épaisseur ainsi que le type de matériau correspondant pour chaque volume créé.



Figure III.2.14 : L'affichage du modèle après la définition des macro-éléments.

La taille d'élément spécifiée pour chaque région crée qui est appelé macroélément détermine la taille du maillage du modèle par les éléments finis. Le maillage par les éléments finis a été généré en utilisant des éléments quadrilatéraux de taille de 20 mm avec un raffinement du maillage à 10 mm au niveau de la zone de rainure. Sachant que la taille du maillage minimale recommandée selon le manuel ATENA est d'au moins de quatre à six éléments sur la hauteur de l'élément modélisé. Le maillage dense généré du modèle est représenté sur la figure III.2.15.



Figure III.2.15 : Le maillage par éléments finis de 20 mm du modèle de la mi-poutre.

III.2.3.3. Intégration des éléments de renforcement

L'armature dans ATENA 2D est modélisée sous forme de barres discrètes avec la détermination du diamètre pour obtenir la section utile de la barre. Un exemple de propriétés géométrique des armatures longitudinales inférieures pour le cas de deux barres de 12 mm de diamètre pour le modèle de l'étude numérique principale est présenté sur la figure III.2.16. La barre est modélisée à partir de ses coordonnées des deux extrémités. Pour avoir un modèle réaliste, la topologie exige de définir les coordonnées des barres à partir des axes neutres des barres. Le logiciel ATENA 2D offre la possibilité de bloquer ou de libérer les extrémités des barres. Dans notre cas, comme on a opté pour modéliser seulement la moitié de la poutre, cette dernière option nous permet de bloquer l'extrémité des barres longitudinales du côté de la coupe de l'axe de symétrie pour remplacer les moitiés supprimées. On définit qu'il n'y a pas de glissement entre les armatures en acier et le béton. Le détail des armatures en acier du modèle de la poutre est présenté sur la figure III.2.17. Lors de la génération du maillage, les barres sont découpées fictivement à de petits segments comme présentés précédemment dans le chapitre III.1. La modélisation du renforcement des joncs et des lamelles en PRFC a été faite en utilisant des éléments de barres discrètes avec une section effective correspondante pour chaque élément de

renforcement. Par contre, le tissu en fibre de carbone (TFC) a été modélisé reparti sur la surface. Le modèle correspondant à la poutre (PBA20-2J1C-S1) comportant un renforcement par la technique NSM avec des joncs en PRFC et un ancrage en forme de (U) par du TFC, où il est visible sur la figure III.2.18. Les caractéristiques des PRFC et TFC sont ceux du fabricant voir annexes.

Reinforcement Normal	
Topology Properties Basic parameters Material : Reinforcement Area: 2.262E-04 [m ²] Calculate section ares Geometrically nonlinear	Reinforcement bond Connection to the perfect connection material: Bar perimeter: 7.5398E-02 [m] Bond material: (Undefined) If Disable slip at bar beginning If Disable slip at bar end
Reinforcement bar : 1	VOK X Cance





Figure III.2.17 : Positionnement des armatures en acier dans le modèle numérique.



Figure III.2.18 : Intégration des renforts NSM-PRFC et EBR-TFC dans le modèle.

III.2.3.4. Définition des conditions aux limites

Cette partie décrit la définition des appuis et des charges pour notre problème d'exemple. La poutre analysée est soutenue par la plaque d'acier inférieure dans la direction verticale. Comme nous analysons seulement une moitié symétrique de la poutre, il est alors nécessaire d'imposer l'axe de symétrie le long de la ligne 22 où le déplacement horizontal le long de cette ligne doit être égal à zéro. La poutre est chargée au niveau de la plaque d'acier supérieure. Le premier cas de charge est un chargement réalisé à travers l'ajout d'un déplacement imposé au niveau de la plaque d'acier supérieure. Le second cas de charge est positionné au niveau de la plaque d'acier supérieure, ce qui correspond à l'appui de la poutre. L'affichage graphique des conditions aux limites du modèle numérique de la mi-poutre est présenté sur la figure III.2.19.



Figure III.2.19 : Affichage graphique des conditions aux limites du modèle numérique.

III.2.3.5. Paramétrage de la méthode de calcul

L'historique de chargement est composé de plusieurs étapes de chargement. Chaque pas de charge est défini comme une combinaison de cas de charge, qui ont été définis précédemment. Chaque étape de chargement contient également une définition des paramètres de solution, qui détermine les méthodes de résolution à utiliser pendant les étapes de chargement. La charge appliquée a été modélisée comme étant une déformation prescrite au centre de la plaque support en acier par incréments de 0,1 mm jusqu'à la rupture. L'analyse a été réalisée en utilisant les paramètres de solution standard par la méthode de Newton-Raphson, avec un nombre limité de 60 itérations pour chaque étape d'analyse, comme indiqué dans la capture de la fenêtre de dialogue du programme illustrée sur la figure III.2.20.

Solution method:	Newton-Ranha	ion 💌	V line search
Optimize node numbers:	Sloan	• •	in the search
Jpdate Stiffness:	Each iteration		
Stiffness Type:	Tangent	•	
Iteration number limit:		60	
Displacement error tolerar	nce:	0.010000	[-]
Residual error tolerance:	1	0.010000	[-]
Absolute residual error to	erance:	0.010000	[-]
Energy error tolerance:	1	0.000100	[-]
and a second second			550

Figure III.2.20 : Définition des paramètres de solution appliquée au modèle numérique.

III.2.3.6. Création des points de surveillance

Deux points de surveillance ont été utilisés, le premier point pour acquérir les données de chargement étape par étape et le second point pour suivre l'évolution de la flèche de la poutre. Les points de surveillance sont positionnés l'un au niveau de la plaque support en acier comme c'est indiqué sur la figure III.2.21 et l'autre point se situe à la mi-portée de la poutre au niveau de la fibre la plus tendue, voir la figure III.2.22. Lors de l'acquisition des données, le logiciel ATENA sélectionne automatiquement le nœud de l'élément fini le plus proche.

Name		Value	
Title:	Chargement	Value:	Reactions
Location		Item:	Component 2
x :	0.8000 [m] Y: 0.4400 [m]	Coefficient	
Location:	Nodes	Multiplier:	1,000 [-]

Figure III.2.21 : Positionnement du point de surveillance du chargement.

Name	Déflexion	Value:	Displacements
1 a coblete	[equation]	Item:	Component 2
X : Location:	1.1500 [m] Y: 0.0000 [m] Nodes	Coefficient Multiplier:	1.000 [-]



Ces deux points de surveillance nous permettront de suivre la courbe charge/flèche pendant l'analyse non linéaire par éléments finis. Ils permettent d'observer les variations des forces d'action et des déplacements à chaque étape de charge, voire à chaque itération.

III.2.4. Conclusion

Une description complète du principe fondamental de la procédure de modélisation par éléments finis non linéaires appliquée aux poutres en béton armé renforcées avec la technique NSM-PRFC dans l'environnement ATENA 2D a été présentée. L'objectif principal de ce chapitre a été pleinement atteint, à savoir le développement de modèles numériques capables de prédire de manière précise le comportement réel de ces poutres renforcées avec NSM-PRFC, telles qu'elles ont été soumises à des tests expérimentaux par les auteurs Hongseob et Laraba. Les résultats de la validation des modèles numériques seront présentés en détail dans le chapitre III.3 et feront l'objet d'une étude paramétrique approfondie.

CHAPITRE III.3 Analyse et interprétation des résultats de l'étude numérique

III.3.1. Introduction

Le développement de modèles numériques capables de prédire le comportement des poutres en béton armé renforcées par des PRFC à l'aide de la technique NSM est essentiel pour approfondir notre compréhension du comportement global de ces éléments structuraux. Ces modèles doivent prendre en compte tous les paramètres géométriques et mécaniques pertinents des poutres étudiées. Lorsque nous parviendrons à obtenir une parfaite concordance entre les résultats numériques prédits et les résultats expérimentaux mesurés, cela confirmera la validation des modèles numériques développées. Le but de la validation des modèles numériques est de mener par la suite une étude paramétrique en faisant varier différents paramètres qui influent sur le renforcement des poutres par NSM-PRFC. Les modèles utilisés dans cette étude paramétrique seront créés à partir des modèles numériques qui ont déjà été validés. L'objectif principal de cette étude numérique est d'analyser le comportement des poutres en béton armé renforcées par les matériaux composites et d'approfondir notre connaissance des différents paramètres qui influent sur la contribution du renforcement, notamment :

- L'influence de la classe du béton (avec une plage de résistance à la compression comprise entre 20 MPa et 110 MPa) ;
- L'influence de la forme du renfort (forme rectangulaire pour les plats et forme circulaire pour les joncs) ;
- L'influence du taux de renforcement ;
- L'influence de la longueur des PRFC (avec des variations allant de 32 % jusqu'à 100 % de la longueur de la portée des poutres);
- L'influence du taux des armatures passives des poutres (2T12, 2T16 et 2T20) ;
- L'influence de la configuration du renforcement hybride (utilisant des barres en acier et des lamelles en PRFC) ;
- L'influence du type du renfort (acier, PRFV, PRFA et PRFC).

III.3.2. Validation numérique

III.3.2.1. Validation de l'étude numérique préliminaire

Le but de cette étude numérique préliminaire était la familiarisation avec le monde de la modélisation numérique sous le code de calcul ATENA 2D. Cette partie était basée sur les résultats expérimentaux des travaux de Hongseob et Jongsung (2008) et Hongseob et al. (2009). La simulation numérique a été réalisée pour reproduire et prédire les comportements des poutres renforcées avec une précision satisfaisante. Les résultats de la validation numérique sont présentés et comparés avec les résultats expérimentaux sous la forme de courbes charge/flèche, ainsi qu'une analyse du mode de rupture. Une analyse des résultats a été faite pour voir l'influence des paramètres visés dans ce programme numérique préliminaire à partir des résultats obtenus des simulations numériques.

III.3.2.1.1. Courbes charge/flèche

La validation numérique a été faite sur la base des résultats expérimentaux de douze poutres en béton armé, dont deux poutres sans renforcement et dix poutres présentant un renforcement avec une variation de la longueur du composite (32 %, 48 %, 70 %, 80 % et 96 % de la portée de la poutre) et avec une variation du nombre de composites (01 Plat et 02 Plats) qui lui correspond la variation du taux des armatures passives des poutres (2T16 et 3T16). Le détail du programme numérique préliminaire est présenté dans la section III.2.2.1 du chapitre précédent.

Les comparaisons entre les courbes charge/flèche obtenue numériquement et expérimentales sont présentées graphiquement à partir de la figure III.3.1 jusqu'à la figure III.3.12. Les résultats montrent clairement qu'il existe une assez bonne concordance entre les prévisions des simulations numériques par les éléments finis et les enregistrements expérimentaux à tous les stades de chargement jusqu'à la rupture, que ce soit pour les poutres témoins ou les poutres renforcées par NSM-PRFC avec les différents paramètres de renforcement. Les résultats du programme numérique préliminaire sont aussi regroupés dans le tableau III.3.1 en fonction de la charge ultime de chaque poutre. Le rapport (P_{num}/P_{exp}) calculé dans le tableau III.3.1 est proche du nombre 1, ce qui indique que la charge ultime des poutres obtenue numériquement est proche de la charge ultime enregistrée expérimentalement. D'où ses résultats approuvent la performance des modèles numériques par les éléments finis développés.


Figure III.3.1 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de poutres P30-2T16-0L.



Figure III.3.2 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de poutres P30-NSM1-2T16-32L.



Figure III.3.3 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de poutres P30-NSM1-2T16-48L.



Figure III.3.4 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de poutres P30-NSM1-2T16-70L.



Figure III.3.5 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de poutres P30-NSM1-2T16-80L.



Figure III.3.6 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de poutres P30-NSM1-2T16-96L.



Figure III.3.7 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de poutres P30-3T16-0L.



Figure III.3.8 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de poutres P30-NSM2-3T16-32L.



Figure III.3.9 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de poutres P30-NSM2-3T16-48L.



Figure III.3.10 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de poutres P30-NSM2-3T16-70L.



Figure III.3.11 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de poutres P30-NSM2-3T16-80L.



Figure III.3.12 : Comparaison de la courbe charge/flèche numérique et expérimentale de la série de poutres P30-NSM2-3T16-96L.

Cártas	D (Charge ultime				
Series	routres	P_{exp} (kN)	P _{num} (kN)	Pnum/Pexp		
Série 01	P30-2T16-0L	104,00	94,96	0,91		
	P30-NSM1-2T16-32L	114,00	118,18	1,04		
	P30-NSM1-2T16-48L	122,40	119,88	0,98		
	P30-NSM1-2T16-70L	136,70	122,36	0,90		
	P30-NSM1-2T16-80L	141,20	116,50	0,83		
	P30-NSM1-2T16-96L	129,30	119,18	0,92		
	P30-3T16-0L	125,90	137,42	1,09		
	P30-NSM2-3T16-32L	147,00	158,96	1,08		
Sárias 02	P30-NSM2-3T16-48L	185,10	173,10	0,94		
Series 02	P30-NSM2-3T16-70L	192,60	163,44	0,85		
	P30-NSM2-3T16-80L	173,20	174,52	1,01		
	P30-NSM2-3T16-96L	191,80	176,66	0,92		

Tableau III.3.1 : Résultats de la validation du programme numérique préliminaire.

III.3.2.1.2. Ouvertures des fissures dans les poutres

Après validation du modèle de poutre, le code de calcul ATENA 2D nous permet de connaître les valeurs de la largeur des fissures dans les poutres. Il nous permet également de visualiser le réseau de fissuration sur la mi-travée des poutres modélisées. La figure III.3.13, montre les isovaleurs des ouvertures de fissures qui sont indiquées en (mm) pour les poutres témoins de la série 01 et la série 02 respectivement aux poutres (P30-2T16-0L) et (P30-3T16-0L) et pour les poutres avec un renforcement de 96 % de la longueur de la portée aussi de la série 01 et la série 02 respectivement aux poutres (P30-NSM1-2T16-96L) et (P30-NSM2-3T16-96L). La figure III.3.13 représente de plus le réseau de fissures et le positionnement de la fissure principale de chacune des configurations de poutres. On peut constater que la largeur de la fissure principale est faible dans les poutres renforcées par rapport aux poutres de référence. Ceci est dû à la contribution des matériaux composites dans l'amélioration du comportement des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC. On constate que les poutres avec renforcement ont une fissure principale de largeur moindre que celle sans renforcement. Cela prouve l'efficacité du renforcement par NSM-PRFC. Le réseau de fissuration de la poutre (P30-NSM2-3T16-96L) est plus large que celui de la poutre (P30-NSM1-2T16-96L). Cette observation peut s'expliquer

par le fait que le taux de renfort et le taux des armatures passives en PRFC ont contribué à améliorer la résistance de la poutre et ont modifié son mode de rupture, le rendant plus ductile par rapport à la poutre (P30-NSM1-2T16-96L). Cette augmentation de la ductilité est due à un taux plus élevé d'armatures passives dans la poutre de la série 02 par rapport à celle de la série 01.



Figure III.3.13 : Les valeurs Iso de la largeur de la fissure à mi-portée des modèles de poutre validés (mm).

III.3.2.2. Validation de l'étude numérique principale

Le but de cette étude numérique principale est de développer des modèles numériques plus performants. Cette partie était basée sur les résultats expérimentaux des travaux de Laraba (2017). La simulation numérique a été réalisée pour reproduire et prédire les comportements des poutres renforcées avec une grande précision. Afin de valider les modèles numériques, une concordance des résultats a été établie sur plusieurs niveaux. Cela a été réalisé en comparant les courbes charge/flèche, la position de l'axe neutre, les courbes moment/courbure, les déformations des PRFC en fonction du chargement, la largeur de la fissure principale, ainsi que le mode de rupture. Cette approche globale de validation permet d'assurer la fiabilité et la précision des modèles numériques utilisés. Les résultats de la validation numérique sont présentés et comparés avec les résultats expérimentaux sous forme graphique et sous forme de tableaux, ainsi qu'une analyse du mode de rupture a été faite. La modélisation a été réalisée en suivant les étapes précédemment mentionnées, à l'exception que cette fois-ci, la géométrie a été modifiée pour tenir compte de la longueur totale de la poutre, qui est d'environ 2300 mm. L'objectif était d'observer le réseau de fissuration dans son intégralité et d'éviter les problèmes de non-symétrie liés à la nature des appuis, qui sont des appuis simples et doubles. Cette adaptation de la géométrie permet une représentation plus précise du comportement de la poutre et facilite l'analyse des résultats.

III.3.2.2.1. Courbe charge/flèche

Une lecture des courbes nous montre que la charge ultime des poutres (PBA20-T-S1_Num.), (PBA20-T-S1_Exp.), (PBA50-T-S1_Num.) et (PBA50-T-S1_Exp.) respective est 153,28 kN, 141,14 kN, 170,68 kN et 175,87 kN. Tandis que les poutres renforcées avec 04 plats enregistrent une charge ultime pour les poutres (PBA20-4L1C-S1_Num.), (PBA20-4L1C-S1_Exp.), (PBA50-4L1C-S1_Num.) et (PBA50-4L1C-S1_Exp.) de 290,20 kN, 320,04 kN, 362,40 kN et 350,46 kN, respectivement. Par contre, pour les poutres présentant un renforcement avec 02 joncs, ils enregistrent des charges ultimes de 315,00 kN, 355,18 kN, 403,80 kN et 411,09 kN, respectivement aux poutres (PBA20-2J1C-S1_Num.), (PBA20-2J1C-S1_Exp.), (PBA50-2J1C-S1_Num.) et (PBA50-2J1C-S1_Exp.). Donc en termes de courbes charge/flèche, on peut conclure qu'il y a une assez bonne concordance entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux. Les résultats indiquent clairement que le renforcement des poutres par NSM-PRFC contribue dans l'amélioration du comportement des poutres en termes de gain de la capacité portante.

La série des poutres témoins :



Figure III.3.14 : Comparaison des résultats de la courbe charge/flèche expérimentale et numérique de la série (Témoin B20).



Figure III.3.15 : Comparaison des résultats de la courbe charge/flèche expérimentale et numérique de la série (Témoin B50).



Figure III.3.16 : Comparaison des résultats de la courbe charge/flèche expérimentale et numérique de la série (04 Plats B20).



Figure III.3.17 : Comparaison des résultats de la courbe charge/flèche expérimentale et numérique de la série (04 Plats B50)



Figure III.3.18 : Comparaison des résultats de la courbe charge/flèche expérimentale et numérique de la série (02 Jones B20).



Figure III.3.19 : Comparaison des résultats de la courbe charge/flèche expérimentale et numérique de la série (02 Jones B50).

III.3.2.2.2. Courbes de la position de l'axe neutre

Lorsque des forces tendent à faire fléchir une poutre, les fibres situées au-dessus d'un plan déterminé de la poutre sont comprimées et raccourcies, en revanche, les fibres situées de l'autre côté de ce même plan sont étirées et rallongées. Ce plan médian est désigné sous le nom de surface neutre de la poutre comme l'indique la figure III.3.20. Sur une section droite de la poutre, l'axe correspondant à la surface neutre est appelé l'axe neutre de la section. Pour le cas d'une section rectangulaire ou carrée, tel qu'illustré dans la figure III.3.20, théoriquement, lorsque la poutre n'est pas soumise à une charge, l'axe neutre de la section est confondu avec l'axe neutre géométrique de la poutre.



Figure III.3.20 : Schématisation de l'axe neutre d'une poutre.

La profondeur de l'axe neutre a été mesurée numériquement à partir des iso-valeurs au niveau des points, où le déplacement est nul. Les courbes des positions des axes neutres en fonction de la charge numérique ont été comparées à ceux obtenus expérimentalement par Laraba (2017). Les figures (III.3.21, III.3.22, III.3.23 et III.3.24) montrent une bonne concordance entre les courbes des poutres renforcées avec des plats en PRFC (PBA20-4L1C-S1), (PBA50-4L1C-S1) et les poutres renforcées avec des joncs en PRFC (PBA20-2J1C-S1), (PBA50-2J1C-S1). Lorsque la poutre est soumise à un chargement, d'après notre cas, l'axe neutre se déplace vers le haut dans la direction de la fibre la plus comprimée, proportionnellement à l'augmentation de la charge.



Figure III.3.21 : Comparaison des courbes la position de l'axe neutre de la série de poutres (04 Plats B20).



Figure III.3.22 : Comparaison des courbes la position de l'axe neutre de la série de poutres (04 Plats B50).



Figure III.3.23 : Comparaison des courbes la position de l'axe neutre de la série de poutres (02 Jones B20).



Figure III.3.24 : Comparaison des courbes la position de l'axe neutre de la série de poutres (02 Jones B50).

III.3.2.2.3. Courbe moment/courbure

Les courbes moment/courbure sont employées pour définir la courbure d'une section sollicitée en flexion. L'allure de la relation moment/courbure pour les poutres renforcées par les matériaux composites comprend trois tronçons de ligne avec des pentes distinctes. La première correspond au comportement de la poutre jusqu'à la première fissure dans le béton, la deuxième renvoie au comportement de la poutre en flexion jusqu'à la phase de plastification des aciers dans le béton et finalement la dernière ligne sa fin représente la rupture de la poutre. La figure III.3.25 représente l'allure typique de la relation moment/courbure.



Figure III.3.25 : Tracé typique de la relation moment/courbure.

L'analyse des courbes moment/courbure nous indique qu'en termes d'allure, il y a une relation entre les qui converge avec les courbes charge/flèche. On enregistre une courbure de 0,016 m-1, 0,019 m⁻¹, 0,030 m⁻¹ et 0,027 m⁻¹ respectivement aux poutres renforcées avec 04 plats en PRFC (PBA20-4L1C-S1_Num.) et (PBA20-4L1C-S1_Exp.), (PBA50-4L1C-S1_Num.) et (PBA50-4L1C-S1_Exp.). Tandis que les poutres présentant un renforcement avec 02 joncs, ils enregistrent une courbure de 0,012 m⁻¹, 0,012 m⁻¹, 0,021 m⁻¹ et 0,019 m⁻¹, respectivement aux poutres (PBA20-2J1C-S1_Num.), (PBA20-2J1C-S1_Exp.), (PBA50-2J1C-S1_Num.) et (PBA50-2J1C-S1_Exp.). D'après les figures (III.3.26, III.3.27, III.3.28 et III.3.29), on peut constater une similitude significative entre les résultats numériques et expérimentaux, que ce soit pour les poutres renforcées par des plats ou celles renforcées par des joncs. En effet, les valeurs de courbure et de moments enregistrées sont très proches les unes des autres.



Figure III.3.26 : Comparaison des résultats de la courbe moment/courbure expérimentale et numérique de la série (04 Plats B20).



Figure III.3.27 : Comparaison des résultats de la courbe moment/courbure expérimentale et numérique de la série (04 Plats B50).



Figure III.3.28 : Comparaison des résultats de la courbe moment/courbure expérimentale et numérique de la série (02 Jones B20).



Figure III.3.29 : Comparaison des résultats de la courbe moment/courbure expérimentale et numérique de la série (02 Jones B50).

III.3.2.2.4. Déformations des PRFC

Les figures (III.3.30, III.3.31, III.3.32, III.3.33) représentent la comparaison les valeurs des déformations des PRFC prédites numériquement et les valeurs des déformations des PRFC mesurées expérimentalement. On constate que les allures des courbes de déformations de PRFC en fonction du chargement prennent trois phases de déformations, elles sont visibles par deux cassures tout le long des courbes. Ses phases représentent les états du comportement des poutres en béton armé qui sont la phase de la première fissuration, la phase élastique jusqu'au début de la plastification des aciers et finalement la phase plastique jusqu'à la rupture des poutres. Les déformations des polymères en fibres de carbone augmentent avec l'accroissement du chargement. Où on enregistre des déformations ultimes de 5,34 ‰, 7,01 ‰, 8,66 ‰ et 7,46 ‰, respectivement aux poutres ayant un renforcement par des plats en PRFC (PBA20-4L1C-S1_Num.), (PBA20-4L1C-S1_Exp.), (PBA50-4L1C-S1_Num.) et (PBA50-4L1C-S1_Num.), (PBA20-2J1C-S1_Exp.), (PBA50-2J1C-S1_Num.) et (PBA50-2J1C-S1_Num.), et (PBA50-2J1C-S1_Num.), OPBA20-2J1C-S1_Exp.), (PBA50-2J1C-S1_Num.) et (PBA50-2J1C-S1_Num.), et (PBA50-2J1C



La série des poutres renforcées avec des plats en PRFC :

Figure III.3.30 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales des déformations des PRFC de la série de poutres (04 Plats B20).



Figure III.3.31 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales des déformations des PRFC de la série de poutres (04 Plats B50).



Figure III.3.32 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales des déformations des PRFC de la série de poutres (02 Jones B20).



Figure III.3.33 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales des déformations des PRFC de la série de poutres (02 Jones B50).

III.3.2.2.5. Analyse des largeurs de fissures

Les largeurs des fissures en fonction de la charge des poutres sont reportées sur les figures (III.3.34, III.3.35, III.3.36, III.3.37). La largeur de fissure des poutres renforcées par les joncs en PRFC est inférieure par rapport aux poutres renforcées par des plats en PRFC. La différence est justifiée étant donné que les joncs en un taux de renforcement supérieur de 50 % par rapport aux configurations avec des plats. Le développement et la propagation de nouvelles fissures ont été plus rapides après la phase de plastification des armatures des poutres, cette accélération de la fissuration est due au fait que la rigidité décroît à une fréquence plus accélérée après la plastification des armatures. Les largeurs des fissures des poutres augmentent avec l'accroissement du chargement. Où on enregistre des largeurs des fissures ultimes de 1,04 mm, 0,87 mm, 1,36 mm et 1,15 mm, respectivement aux poutres ayant un renforcement par des plats en PRFC (PBA20-4L1C-S1 Num.), (PBA20-4L1C-S1 Exp.), (PBA50-4L1C-S1 Num.) et (PBA50-4L1C-S1 Exp.). Tandis que pour les poutres ayant un renforcement par des joncs en PRFC en enregistre des largeurs des fissures ultimes de 0,68 mm, 0,82 mm, 0,84 mm et 0,66 mm, respectivement aux poutres (PBA20-2J1C-S1 Num.), (PBA20-2J1C-S1 Exp.), (PBA50-2J1C-S1 Num.) et (PBA50-2J1C-S1 Exp.). En termes de comparaison entre les largeurs de fissure expérimentales et celles prédites numériquement, on peut dire qu'il y a une concordance du comportement global entre les modèles numériques et les poutres réelles.



Figure III.3.34 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales de la largeur de la fissure principale de la série de poutres (04 Plats B20).



Figure III.3.35 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales de la largeur de la fissure principale de la série de poutres (04 Plats B50).



Figure III.3.36 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales de la largeur de la fissure principale de la série de poutres (02 Jones B20).



Figure III.3.37 : Comparaison des valeurs numériques et expérimentales de la largeur de la fissure principale de la série de poutres (02 Jones B50).

III.3.2.2.6. Mode de rupture et réseaux de fissuration des poutres

La série des poutres témoins :

Les poutres témoins (PBA20-T-S1_Num.), (PBA20-T-S1_Exp.), (PBA50-T-S1_Num.) et (PBA50-T-S1_Exp.) ont enregistré les charges ultimes suivantes : 153,28 kN, 141,14 kN, 170,68 kN et 175,87 kN respectivement. Les flèches ultimes à mi-portée correspondantes étaient de 13,77 mm, 14,00 mm, 19,83 mm et 22,14 mm. Le mécanisme de rupture qui a été identifié correspond à une rupture par une fissure critique à la mi-portée de la poutre suivie d'un écrasement du béton comprimé. La correspondance des fissures critiques est visible sur les figures III.3.38 et III.3.39, toutes les constatations similaires entre les modes de rupture prédites numériquement et les modes de rupture observée expérimentalement ont été entourés en jaune. Il est visible que la distribution du réseau de fissuration s'étale entre les deux appuis et les deux points de chargement où il est plus dense au niveau de la partie tendue de la poutre qui représente en réalité dans le modèle numérique toutes les micros fissures qui se produisent à cause de la traction dans le béton. On peut aussi constater que le réseau de fissuration est aussi dense entre les deux points de chargement où il correspond à la zone d'écrasement du béton comprimé.



(PBA20-T-S1_Exp.)



⁽PBA20-T-S1_Num.)

Figure III.3.38 : Comparaison du mode de rupture et du réseau de fissuration des poutres (PBA20-T-S1_Num.) et (PBA20-T-S1_Exp.).



(PBA50-T-S1_Num.)

Figure III.3.39 : Comparaison du mode de rupture et du réseau de fissuration des poutres (PBA50-T-S1_Num.) et (PBA50-T-S1_Exp.).

Les poutres renforcées avec des plats en PRFC et une résistance à la compression du béton de 25 MPa, notamment les spécimens (PBA20-4L1C-S1_Num.) et (PBA20-4L1C-S1_Exp.), ont enregistré respectivement des charges ultimes de 290,20 kN et 320,04 kN, avec une flèche ultime à mi-portée de l'ordre de 8,43 mm pour le modèle numérique et de 8,80 mm pour le test expérimental. Le mécanisme de rupture qui a été identifié correspond à une défaillance causée par la formation d'une fissure intermédiaire au niveau de l'interface (béton/composite). Cette fissure se développe après le dépassement du seuil de cisaillement du béton, entraînant le phénomène de délaminage. On peut observer que le réseau de fissuration est plus dense et réparti sur une grande surface par rapport aux poutres témoins, ce qui mène à une augmentation de la rigidité de la poutre et à une amélioration significative de sa capacité portante.



(PBA20-4L1C-S1_Exp.) (Face A)



(PBA20-4L1C-S1_Exp.) (Face B)



(PBA20-4L1C-S1_Num.)

Figure III.3.40 : Comparaison du mode de rupture et du réseau de fissuration des poutres (PBA20-4L1C-S1_Num.) et (PBA20-4L1C-S1_Exp.).

Les poutres renforcées avec des plats en PRFC avec une résistance à la compression du béton de 45 MPa, notamment les spécimens (PBA50-4L1C-S1_Num.) et (PBA50-4L1C-S1_Exp.), ils ont enregistré des charges ultimes respectives de 362,40 kN et 350,46 kN, avec une flèche ultime à mi-portée de la poutre de l'ordre de 13,63 mm pour le modèle numérique et de 13,60 mm pour le test expérimental. Le mécanisme de rupture qui a été identifié correspond à l'apparition de fissures critiques uniformément réparties dans la zone centrale de la poutre, entraînant un éclatement de la couche d'enrobage du béton. Ce phénomène est dû à la présence d'une fissure intermédiaire et à un dépassement de la contrainte limite de traction du béton au niveau de la couche d'enrobage. Également, on peut constater que le réseau de fissuration est plus dense et reparti sur une grande surface par rapport aux poutres témoins sans renforcement correspondant à une augmentation de la rigidité de la poutre et au gain significatif de la capacité de résistance.



(PBA50-4L1C-S1_Exp.) (Face A)



(PBA50-4L1C-S1_Exp.) (Face B)



(PBA50-4L1C-S1_Num.)

Figure III.3.41 : Comparaison du mode de rupture et du réseau de fissuration des poutres (PBA50-4L1C-S1_Num.) et (PBA50-4L1C-S1_Exp.).

Les poutres renforcées avec des joncs en PRFC avec une résistance à la compression du béton de 25 MPa, notamment les spécimens (PBA20-2J1C-S1_Num.) et (PBA20-2J1C-S1_Exp.), ils ont enregistré des charges ultimes respectives de 315,00 kN et 355,18 kN, avec une flèche ultime à mi-portée de la poutre de l'ordre de 6,67 mm pour le modèle numérique et de 6,40 mm pour le test expérimental. Le mécanisme de rupture qui a été identifié correspond à la formation d'une fissure intermédiaire critique de cisaillement, ainsi qu'à la formation de fissures d'interface au niveau de l'interface (béton/composite). Ces fissures intermédiaires se développent après le dépassement du seuil de cisaillement du béton, ce qui entraîne le phénomène de délaminage. De plus, on peut observer que le réseau de fissuration est plus dense et réparti sur une grande surface par rapport aux poutres témoins sans renforcement, ce qui se traduit par une augmentation de la rigidité de la poutre et une amélioration significative de sa capacité portante.



(PBA20-2J1C-S1_Exp.) (Face A)



(PBA20-2J1C-S1_Exp.) (Face B)



(PBA20-2J1C-S1_Num.)

Figure III.3.42 : Comparaison du mode de rupture et du réseau de fissuration des poutres (PBA20-2J1C-S1_Num.) et (PBA20-2J1C-S1_Exp.).

Les poutres renforcées avec des joncs en PRFC, avec une résistance à la compression du béton de 45 MPa, notamment les spécimens (PBA50-2J1C-S1_Num.) et (PBA50-2J1C-S1_Exp.), ont enregistré des charges ultimes respectives de 403,80 kN et 411,09 kN. Les flèches ultimes à mi-portée de la poutre étaient de l'ordre de 9,38 mm pour le modèle numérique et de 9,42 mm pour le test expérimental. Le mécanisme de rupture identifié se rapproche du mode de rupture des poutres (PBA20-2J1C-S1). On constate que la rupture est due à la formation de plusieurs fissures intermédiaires de cisaillement, ainsi qu'à la formation d'une fissure d'interface au niveau de l'interface (béton/composite). Cette fissure d'interface apparaît après le dépassement du seuil de cisaillement du béton, ce qui entraîne le délaminage des PRFC, correspondant à une augmentation de la rigidité de la poutre et au gain significatif de la capacité de la charge. On observe également une densité intense de fissures au niveau des extrémités des PRFC. Ce phénomène s'explique par la concentration de contraintes aux abords des plats en composite. Cela entraîne inévitablement le délaminage des extrémités des PRFC.



(PBA50-2J1C-S1_Exp.) (Face A)



(PBA50-2J1C-S1_Exp.) (Face B)



(PBA50-2J1C-S1_Num.)

Figure III.3.43 : Comparaison du mode de rupture et du réseau de fissuration des poutres (PBA50-2J1C-S1_Num.) et (PBA50-2J1C-S1_Exp.).

III.3.3. Étude paramétrique

Après avoir validé les modèles numériques conçus à différents niveaux, incluant la concordance des courbes charge/flèche, des positions de l'axe neutre, des courbes moment/courbure, des déformations des PRFC, des largeurs de fissures ainsi que des modes de rupture, nos modèles numériques sont maintenant validés et prêts à être exploités et développés. Cela nous permettra d'effectuer une étude paramétrique pour analyser plus en détail le comportement global des poutres renforcées par NSM-PRFC et d'étudier les paramètres influents sur le renforcement de ces poutres en béton armé, y compris différentes configurations de renforcement.

III.3.3.1. Étude paramétrique à partir du programme préliminaire

Dans l'étude paramétrique à partir du programme préliminaire, on s'est concentré sur l'analyse de trois paramètres influents, notamment :

- L'influence de la longueur des PRFC (0, 32 %, 48 %, 70 %, 80 % et 96 % de la longueur de la portée de la poutre) ;
- L'influence de la classe du béton (30 MPa, 45 MPa, 60 MPa et 75 MPa);
- L'influence du ratio A_f/A_s (7,46 %, 9,94 %, 12.98 %, 14,91 %, 19,47 % et 22,38 %).

III.3.3.1.1. Influence de la longueur des PRFC

Afin d'évaluer l'influence de la longueur des PRFC sur les performances du renforcement des poutres en béton armé par NSM-PRFC, un groupe de poutres a été analysé, tel que détaillé dans le tableau III.2.2 du chapitre précédent. Une variation de la longueur des plats en PRFC a été faite, les longueurs correspondantes sont (0, 864, 1296, 1890, 2160 et 2592) mm. Les résultats qui reflètent l'effet de la longueur des PRFC sont présentés sur les figures III.3.44 et III.3.45, ainsi que dans le tableau III.3.2. Comme on peut le constater sur ces figures, les modèles de poutres présentent des valeurs de capacité portante qui sont relativement proches des valeurs expérimentales. L'écart maximal entre les résultats numériques et expérimentaux en termes de charge ultime est inférieur à 9,15 % pour les poutres témoins, tandis que pour les poutres renforcées, l'écart de l'erreur ne dépasse pas 17,49 %, comme indiqué dans le tableau III.3.1. En ce qui concerne le gain de résistance en fonction de la variation de la longueur des PRFC, présenté dans le tableau III.3.2, une tendance à une légère augmentation de la longueur des PRFC, présenté dans le tableau III.3.2, une tendance à une légère augmentation de la résistance ultime a généralement été observée à partir de 70 % de la portée (L) de la poutre. Cependant, un

phénomène de diminution de la résistance ultime s'est produit dans quelques poutres, comme le cas de 0,80 L et 0,96 L. Cette diminution peut être expliquée par un délaminage des plats en PRFC. De plus, il convient de noter que les modèles de l'étude préliminaire ne sont pas aussi optimisés que les modèles numériques de l'étude principale. On observe également que toutes les poutres renforcées testées ont montré une rigidité supérieure à celle de leurs poutres de référence correspondantes.

		Charge ultime			
Série	Poutres	P _{num} (kN)	Gain de la capacité portante (%)		
Série 01	P30-2T16-0L	94,96	0,00		
	P30-NSM1-2T16-32L	118,18	24,45		
	P30-NSM1-2T16-48L	119,88	26,24		
	P30-NSM1-2T16-70L	122,36	28,85		
	P30-NSM1-2T16-80L	116,50	22,68		
	P30-NSM1-2T16-96L	119,18	25,51		
Séries 02	P30-3T16-0L	137,42	0,00		
	P30-NSM2-3T16-32L	158,96	15,67		
	P30-NSM2-3T16-48L	173,10	25,96		
	P30-NSM2-3T16-70L	163,44	18,93		
	P30-NSM2-3T16-80L	174,52	27,00		
	P30-NSM2-3T16-96L	176,66	28,55		

Tableau III.3.2 : Résultats de la validation du programme numérique préliminaire.



Figure III.3.44 : Effet de la longueur des plats en PRFC sur le renforcement pour la série de poutres (NSM1).



Figure III.3.45 : Effet de la longueur des plats en PRFC sur le renforcement pour la série de poutres (NSM2).

III.3.3.1.2. Influence de la classe du béton

Pour analyser l'influence de la classe du béton sur l'efficacité du renforcement des systèmes NSM-PRFC appliqués aux poutres en béton armé, une variation de la résistance à la compression du béton a été effectuée avec des valeurs de 30 MPa, 45 MPa, 60 MPa et 75 MPa. Ces classes de béton représentent toutes les situations pratiques du béton couramment utilisé dans les projets en Algérie. Les figures III.3.46 et III.3.47 montrent que toutes les courbes semblent avoir une allure similaire jusqu'à la charge ultime, où chaque configuration de poutre enregistre sa propre performance.

Il ressort clairement d'après les figures III.3.46 et III.3.47 que la portance des poutres s'améliore à mesure que la résistance du béton augmente. Avec la variation de la résistance du béton de 30 MPa à 75 MPa, une augmentation de la résistance ultime de 59,57 % et 70,25 % est obtenue pour les configurations NSM1 et NSM2 respectivement. Ces résultats soulignent une fois de plus le fort potentiel des systèmes composites innovants pour le renforcement des poutres en béton armé à la flexion. Comme l'indiquent les histogrammes des figures III.3.48 et III.3.49, on enregistre une amélioration de la capacité portante de 24,38 %, 40,55 %, 42,65 % et 62,27 % respectivement pour les poutres ayant une seule lamelle en PRFC (P30-NSM1-2T16-96L), (P45-NSM1-2T16-96L), (P60-NSM1-2T16-96L) et (P75-NSM1-2T16-96L). En revanche, pour les poutres ayant deux lamelles en PRFC, une augmentation de la capacité portante de la PRFC (P30-NSM1-2T16-96L).

l'ordre de 32,90 %, 74,54 %, 73,98 % et 84,98 % est enregistrée respectivement aux poutres (P30-NSM2-2T16-96L), (P45-NSM2-2T16-96L), (P60-NSM2-2T16-96L) et (P75-NSM2-2T16-96L). On peut donc conclure que la contribution des PRFC est plus efficace pour les bétons ayant une résistance à la compression supérieure à 45 MPa.



Figure III.3.46 : Réponse des poutres avec une seule lamelle pour voir l'effet de la classe du béton sur la performance du renforcement.



Figure III.3.47 : Réponse des poutres avec deux lamelles pour voir l'effet de la classe du béton sur la performance du renforcement.



Figure III.3.48 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en fonction de la classe du béton pour la série avec une seule lamelle en PRFC.



Figure III.3.49 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en fonction de la classe du béton pour la série avec deux lamelles en PRFC.

III.3.3.1.3. Influence du nombre de lamelles

Afin d'évaluer l'effet du nombre de lamelles en PRFC, une comparaison a été effectuée entre une et deux lamelles, en tenant compte de la classe du béton. Les figures III.3.50, III.3.51, III.3.52 et III.3.53 mettent en évidence que toutes les courbes suivent une tendance similaire jusqu'au début de la plastification des aciers. Cependant, par la suite, chaque poutre présente des performances qui lui sont propres. Par ailleurs, les résultats démontrent que l'ajout d'un nombre supplémentaire de lamelles entraîne une augmentation de la charge ultime des poutres.



Figure III.3.50 : Comparaison entre les réponses charge/flèche d'une poutre pour voir l'influence du nombre des plats en PRFC sur un béton de 30 MPa.



Figure III.3.51 : Comparaison entre les réponses charge/flèche d'une poutre pour voir l'influence du nombre des plats en PRFC sur un béton de 45 MPa.



Figure III.3.52 : Comparaison entre les réponses charge/flèche d'une poutre pour voir l'influence du nombre des plats en PRFC sur un béton de 60 MPa.



Figure III.3.53 : Comparaison entre les réponses charge/flèche d'une poutre pour voir l'influence du nombre des plats en PRFC sur un béton de 75 MPa.

III.3.3.1.4. Influence du ratio (A_f/A_s)

Dans cette étude paramétrique visant à évaluer l'impact du ratio (A_f/A_s) , plusieurs variations ont été effectuées. D'abord, le nombre d'armatures passives a été modifié de 14 à 16 mm, ainsi que leur nombre de 2 à 3 barres. Ensuite, le nombre de stratifiés en PRFC (A_f) a été varié entre une, deux et trois bandes. Ces paramètres ont été choisis de manière à obtenir six rapports (A_f/A_s) . Les valeurs suivantes leur ont été attribuées, du plus petit au plus élevé : 7,46 %, 9,94 %, 12,98 %, 14,91 %, 19,47 % et 22,38 %. Le tableau III.3.3 présente les détails de la configuration paramétrique des modèles de poutres utilisés pour analyser l'effet du ratio (A_f/A_s) sur le renforcement.

Les figures III.3.54, III.3.55, III.3.56, III.3.57, III.3.58, III.3.59 et III.3.60 montrent que tous les modèles semblent se comporter de la même manière, mais avec des charges ultimes différentes. Cette comparaison démontre que lorsque le rapport ($A_{\rm f}/A_{\rm s}$) augmente, les capacités portantes des poutres s'améliorent. Ainsi, en variant le ratio ($A_{\rm f}/A_{\rm s}$) de 7,46 % à 22,38 %, une augmentation de la résistance ultime allant de 25,51 % à 42,89 % a été enregistrée. La figure III.3.61 résume cette variation du gain de capacité portante des poutres modélisées en fonction du ratio de renforcement ($A_{\rm f}/A_{\rm s}$), montrant que les matériaux composites ont un meilleur rendement lorsque ce ratio est plus élevé.

Série	Désignation des poutres	Paramètres du béton	Paramètres des armatures tendues		Paramètres des Plats en PRFC			Ratio
		Résistance à la compression (MPa)	Diamètre (mm)	Nombre	Épaisseur (mm)	Largeur (mm)	Nombre	A _f /A _s (%)
1 -	P30-2T16-0L	30	16	2	-	-	-	-
	P30-NSM1-2T16-96L	30	16	2	1.2	25	1	7,46
2 -	P30-3T16-0L	30	16	3	-	-	-	-
	P30-NSM2-3T16-96L	30	16	3	1.2	25	2	9,94
3 -	P30-3T14-0L	30	14	3	-	-	-	-
	P30-NSM2-3T14-96L	30	14	3	1.2	25	2	12,98
4 -	P30-3T16-0L	30	16	3	-	-	-	-
	P30-NSM3-3T16-96L	30	16	3	1.2	25	3	14,91
5 -	P30-3T14-0L	30	14	3	-	-	-	-
	P30-NSM3-3T14-96L	30	14	3	1.2	25	3	19,47
6 -	P30-2T16-0L	30	16	2	-	-	-	-
	P30-NSM3-2T16-96L	30	16	2	1.2	25	3	22,38

Tableau III.3.3 : Détails des configurations des modèles de l'étude paramétrique pour
analyser l'effet du ratio (A_f/A_s) .



Figure III.3.54 : Effet du rapport de renforcement avec $A_f/A_s = 7,46$ %.







Figure III.3.56 : Effet du rapport de renforcement avec $A_f/A_s = 12,98$ %.


Figure III.3.57 : Effet du rapport de renforcement avec $A_f/A_s = 14,91$ %.







Figure III.3.59 : Effet du rapport de renforcement avec $A_f/A_s = 22,38$ %.



Figure III.3.60 : Réponse des poutres pour voir l'effet du rapport de renforcement (A_f/A_s) sur la performance du renforcement.



Figure III.3.61 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en fonction du ratio (A_f/A_s).

III.3.3.2. Étude paramétrique à partir du programme principal

Dans l'étude paramétrique à partir du programme numérique principal, on s'est concentré sur l'analyse de ses paramètres influents, notamment :

- Influence de la classe du béton (20 MPa, 50 MPa, 80 MPa et 110 MPa) ;
- Influence du taux des armatures tendues dans la section de la poutre (2T12, 2T16 et 2T20);
- Influence de la forme du composite (plat et jonc) ;
- Influence de la configuration du renforcement hybride (100 % carbone, 100 % acier et 50 % carbone + 50 % acier);
- Influence du type des renforts (verre, carbone, aramide et acier).

III.3.3.2.1. Influence de la classe du béton

Pour analyser l'effet de la résistance à la compression sur l'efficacité du renforcement du système NSM-PRFC sur des poutres en béton armé, une variation de la classe du béton a été effectuée en utilisant des bétons ayant des résistances à la compression de 20 MPa, 50 MPa, 80 MPa et 110 MPa. Contrairement à l'étude paramétrique préliminaire, cette fois-ci nous avons ciblé des classes de béton supérieures, notamment le cas d'un béton à haute performance et le cas d'un béton à haute performance fibré, représentés par les classes B80 et B110. Les figures III.3.62 et III.3.63 montrent que toutes les courbes semblent suivre un comportement similaire, présentant trois phases distinctes : la phase du début de chargement jusqu'à l'apparition de la première fissure, la seconde phase qui se termine avec le début de la plastification et finalement vient la dernière phase plastique qui se caractérise par de grandes déformations avec l'apparition de fissures plus importantes. Il ressort clairement d'après les figures III.3.62 et III.3.63 que le gain de résistance des poutres augmente avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton où on enregistre un gain de la capacité portante compris entre 89 % et 143 % pour les poutres renforcées avec des plats et un gain de la capacité portante compris entre 106 % et 202 % pour les poutres renforcées avec des joncs. Les performances obtenues confirment donc les résultats précédents, selon lesquels la contribution des PRFC est améliorée lorsque le béton présente une résistance à la compression élevée, peu importe la forme des PRFC utilisées.



Figure III.3.62 : Réponse des poutres renforcées par 04 plats en PRFC pour voir l'effet de la classe du béton sur la performance du renforcement.



Figure III.3.63 : Réponse des poutres renforcées par 02 joncs en PRFC pour voir l'effet de la classe du béton sur la performance du renforcement.



Figure III.3.64 : Histogramme des variations du gain de résistance des poutres renforcées en fonction de la classe du béton.

III.3.3.2.2. Influence du taux des armatures tendues dans la section de la poutre

Pour évaluer l'effet du taux des armatures tendues dans la section de la poutre, une variation des armatures tendues a été réalisée. Les poutres sont désignées par S1, S2 et S3, correspondant respectivement aux dimensions des armatures passives 2T12, 2T16 et 2T20. Les figures III.3.65, III.3.66, III.3.67 et III.3.68 indiquent qu'il y a une augmentation de la charge ultime par rapport aux poutres témoins, tandis que le gain de la capacité portante est plus élevé pour les poutres ayant un faible taux d'armatures tendues. Plus précisément, pour les poutres renforcées avec des plats, on observe des augmentations de capacité portante allant de 89,33 % à 105,51 % pour la poutre ayant un faible taux d'armatures tendues (2T12), respectivement pour les classes de béton B20 et B50. En revanche, les poutres ayant un grand ratio d'armatures passives (2T20) ne présentent qu'un gain de capacité portante compris entre 17,59 % et 24,88 %, toujours pour les classes de béton B20 et B50. Les figures III.3.69 et III.3.69 résument sous forme d'histogramme les gains de la capacité portante des poutres. D'après les résultats, on constate que le taux des armatures tendues à un effet direct sur le taux du gain de la capacité portante. De plus, les résultats révèlent que la contribution des PRFC est significativement plus

élevée pour les poutres présentant des sections sous-armées, indépendamment du type de matériau composite utilisé ou de la classe du béton.



Figure III.3.65 : Réponse des poutres renforcées par 04 plats en PRFC pour voir l'effet du taux des armatures passives (Série avec un béton de classe B20).



Figure III.3.66 : Réponse des poutres renforcées par 02 joncs en PRFC pour voir l'effet du taux des armatures passives (Série avec un béton de classe B20).



Figure III.3.67 : Réponse des poutres renforcées par 04 plats en PRFC pour voir l'effet du taux des armatures passives (Série avec un béton de classe B50).



Figure III.3.68 : Réponse des poutres renforcées par 02 joncs en PRFC pour voir l'effet du taux des armatures passives (Série avec un béton de classe B50).



Figure III.3.69 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en fonction du taux des armatures tendues (renforcées par des plats).



Figure III.3.70 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en fonction du taux des armatures tendues (renforcées par des joncs).

III.3.3.2.3. Influence de la forme du composite (Plat et Jonc)

Pour évaluer l'effet de la forme des renforts en PRFC, deux configurations ont été utilisées soit une avec 02 joncs ayant une section totale de 226 mm² et l'autre avec 04 plats ayant une section totale de 120 mm² représentant environ 50 % du renfort de la première configuration. Les performances ont été comparées en fonction de la classe du béton. D'après les résultats obtenus, même si les sections de renfort ne sont pas équivalentes, la configuration avec des plats a donné des résultats plus avantageux en termes de coût et de ductilité par rapport à celle avec des joncs.



Figure III.3.71 : Réponse des poutres renforcées pour voir l'effet de la forme des PRFC (Série avec un béton de classe B20).



Figure III.3.72 : Réponse des poutres renforcées pour voir l'effet de la forme des PRFC (Série avec un béton de classe B50).



Figure III.3.73 : Réponse des poutres renforcées pour voir l'effet de la forme des PRFC (Série avec un béton de classe B80).



Figure III.3.74 : Réponse des poutres renforcées pour voir l'effet de la forme des PRFC (Série avec un béton de classe B110).



Figure III.3.75 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en fonction de la forme des PRFC.

III.3.3.2.4. Influence de la configuration du renforcement hybride

Pour évaluer l'influence de la configuration hybride, trois modèles de poutre en été comparés. Le premier modèle utilisait 100 % de renfort en PRFC, le deuxième modèle utilisait 100 % de renfort en acier et le troisième modèle de poutre comprenait 50 % de renfort en carbone + 50 % de renfort en acier. Les courbes des figures III.3.76 et III.3.77 indiquent un bon comportement pour les configurations hybrides, avec une charge ultime satisfaisante tout en étant ductile.



Figure III.3.76 : Réponse des poutres renforcées par des configurations hybrides (Série avec un béton de classe B20).



Figure III.3.77 : Réponse des poutres renforcées par des configurations hybrides (Série avec un béton de classe B50).



Figure III.3.78 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en fonction du type de configuration.

III.3.3.2.5. Influence du type du renfort (Acier, PRFV, PRFA et PRFC)

Pour évaluer l'effet du type des renforts, des variations ont été effectuées dans les modèles numériques en utilisant différents types de renforts, notamment des joncs en PRFC, des joncs en PRFV, des joncs en PRFA, ainsi que des barres en acier à des fins de comparaison. Tous les renforts de ce groupe de comparaison étaient de forme circulaire et avaient un diamètre de 10 mm, à raison de deux renforts pour chaque poutre. Les performances ont été comparées en fonction de la classe du béton. Les figures III.3.79, III.3.80 indiquent clairement que les poutres renforcées avec des PRFC enregistrent la plus grande capacité de charge par rapport aux poutres renforcées avec des barres d'acier, des joncs en PRFV ou même par les joncs en PRFA. Quant à la figure III.3.81, elle résume les gains de capacité portante des poutres renforcées en fonction du type de renfort. La résistance à la compression du béton influe sur le comportement global des poutres renforcées avec des PRFC. Les résultats obtenus montrent que les PRFC sont plus performants avec des bétons ayant une résistance à la compression élevée. Cependant, les performances des barres en acier, des joncs en PRFV et des joncs en PRFA ne sont pas affectées par la variation de la classe du béton. Ces résultats sont cohérents avec les travaux de Husain (2015). Les poutres renforcées avec des barres en acier ont démontré une contribution significative dans le comportement global des poutres renforcées. C'est pourquoi nous avons choisi d'étudier expérimentalement et numériquement, dans cette thèse, l'effet des configurations hybrides NSM-(PRFC/Acier) afin de tirer profit de chaque type de renfort.



Figure III.3.79 : Réponse des poutres renforcées par des renforts en acier, en PRFV, en PRFA et en PRFC pour voir l'effet du type du renfort (Série avec un béton de classe B20).



Figure III.3.80 : Réponse des poutres renforcées par des renforts en acier, en PRFV, en PRFA et en PRFC pour voir l'effet du type du renfort (Série avec un béton de classe B50).



Figure III.3.81 : Histogramme des variations du gain de la capacité portante des poutres renforcées en fonction du type des renforts.

III.3.4. Conclusion

Selon les multiples paramètres étudiés dans ce travail de recherche concernant le comportement en flexion des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC. Les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La forme de la section du matériau composite a une influence significative sur le comportement des poutres. Les plats en PRFC se révèlent plus performants que les joncs en PRFC ;
- L'augmentation du taux de renfort entraîne une augmentation de la capacité portante des poutres ;
- La classe du béton a un impact sur le comportement des poutres renforcées par NSM-PRFC. Les poutres fabriquées avec un béton de résistance à la compression plus élevée présentent un comportement plus ductile ;
- La nature du renfort utilisé a également une influence directe sur le comportement global des poutres. Les renforts en PRFA se sont avérés plus performants que ceux en PRFV, tandis que les renforts en PRFC se distinguent par leurs performances. Même les barres en acier en tant que renfort offrent une bonne ductilité aux poutres renforcées ;
- Les configurations de renforcement hybride combinant des barres en acier et des lamelles en polymères renforcés de fibres de carbone montrent un bon comportement en termes de charge ultime, permettant ainsi aux poutres renforcées d'adopter un comportement ductile.

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale

Il est vrai que les ouvrages en béton armé subissent, au cours de leur vie de service, des modifications structurelles importantes selon leur importance, leur exploitation et leur position environnementale. Ces modifications peuvent être dues : à l'accroissement des charges qui sollicitent la structure, aux défauts dans le projet ou dans l'exécution, à la rénovation des structures anciennes, au changement de la forme de la structure, aux dégâts dans la structure ou à la nécessité d'améliorer les conditions en service. Il convient également de noter que l'Algérie dispose d'un parc immobilier immense et d'un patrimoine historique comprenant de nombreuses bâtisses, ce qui suscite l'intérêt de développer et d'étudier les techniques de renforcement des structures par l'utilisation des matériaux composites.

Le travail de recherche réalisé dans le cadre de cette thèse de doctorat a été réalisé au sein de deux laboratoires de recherche, à savoir au laboratoire LMDC de l'Université de Constantine 1 (Algérie) et au laboratoire LGCGM de l'Université de Rennes 1 (France). Cette thèse porte sur l'étude du renforcement des poutres en béton armé par la technique de renforcement NSM (Near Surface Mounted) en utilisant des PRF (Polymères Renforcés de Fibres) tant d'un point de vue expérimental que numérique. Les objectifs visés dans ce travail de recherche étaient d'évaluer, à la fois numériquement et expérimentalement, l'influence des paramètres suivants sur la performance et le comportement global des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC :

- La forme de la section du matériau composite (plats et joncs) ;
- Le taux de renfort, le type des renforts et la longueur d'ancrage des renforts ;
- L'influence du système d'ancrage en (U) ;
- L'état de surface des lamelles en PRFC (lisse et sablée) ;
- La configuration de renforcement hybride (PRF/Acier) ;
- La résistance à la compression du béton (entre 20 MPa et 110 MPa) ;
- La méthode de renforcement (NSM et EBR) ;
- L'insuffisance de l'enrobage du béton.

La réalisation de ces objectifs reposait sur des investigations expérimentales, menées à travers une large campagne d'essais au laboratoire, ainsi que des investigations numériques conduites à travers le développement de modèles numériques pour prédire le comportement des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC à la flexion, en utilisant l'environnement ATENA. Grâce aux résultats expérimentaux acquis par Hongseob et Jongsung (2008), Hongseob et al. (2009) et Laraba (2017), la simulation numérique a été réalisée pour reproduire et prédire avec précision les comportements des poutres renforcées. Après la validation des modèles numériques, une étude paramétrique a été exécutée pour accomplir les objectifs de ce travail de recherche et évaluer l'influence des différentes configurations de renforcement en termes de comportement global. Les résultats des investigations ont abouti aux conclusions suivantes :

- Les matériaux composites contribuent au renforcement à la flexion des poutres en béton armé, améliorant ainsi leur comportement global.
- Le renforcement par la technique NSM (Near Surface Mounted) présente de meilleures performances que le renforcement par la technique EBR (Externally Bonded Reinforcement).
- La configuration de renforcement à la flexion des poutres en béton armé influe directement sur leur comportement et sur les modes de rupture.
- L'utilisation de l'outil d'analyse non linéaire ATENA 2D s'avère intéressante en termes de précision pour prédire le comportement des poutres renforcées par NSM-PRFC. De plus, son utilisation permet également d'économiser du temps et de l'argent.
- Une bonne concordance est observée entre les résultats des simulations numériques et les résultats expérimentaux.

En se basant sur les multiples paramètres étudiés dans ce travail de recherche concernant le comportement en flexion des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Influence de la forme des renforts : les plats en PRFC présentent de meilleures performances que les joncs en PRFC ;
- Influence du taux de renfort : l'augmentation du taux de renfort permet d'accroître la capacité portante des poutres. Cependant, les PRF ont une contribution limitée dans le cas de poutres sur-armées ;
- Influence de la longueur d'ancrage : les composites n'offrent pas de rendement satisfaisant pour des longueurs d'ancrage inférieures à 75 % de la portée des poutres ;
- Influence de la classe du béton : le comportement des poutres en béton armé renforcées par NSM-PRFC est plus ductile lorsque le béton présente de grandes résistances à la compression ;
- Influence du système d'ancrage en forme de (U) : l'utilisation du système d'ancrage en (U) avec du TFC permet de limiter le délaminage des renforts ;
- Influence de l'état de surface des lamelles en PRFC : la rugosité de la surface des PRF augmente considérablement l'efficacité des composites ;

- Influence de la méthode de renforcement : la technique de renforcement NSM est plus performante que la technique EBR ;
- L'insuffisance de l'enrobage du béton : la découpe des armatures passives pour insérer les lamelles est une solution envisageable en cas d'enrobage insuffisant ;
- Influence du type des renforts : les renforts en fibres de carbone sont plus efficaces que les renforts en fibres de verre et en fibres d'aramide. En revanche, les renforts en acier offrent aux poutres un comportement ductile ;
- Influence des configurations hybrides : les configurations de renforcement hybrides NSM-(Acier/PRFC) présentent un bon comportement en termes de charge ultime, tout en offrant une bonne ductilité aux poutres.

Perspectives :

Plusieurs perspectives peuvent être envisagées afin de poursuivre ce travail de recherche. Il convient de mettre l'accent sur les aspects expérimentaux, numériques et de recherche et développement. Cela permettrait d'obtenir des conclusions encore plus précises et d'approfondir nos connaissances sur le renforcement des poutres en béton armé par NSM-PRFC. À cet égard, une proposition de projets de recherche et développement a été formulée, et les perspectives suivantes sont suggérées :

Sur le plan expérimental

- Réaliser des essais sur des poutres en béton armé élancées afin de déterminer le seuil de l'influence de l'élancement sur l'efficacité du renforcement par NSM-PRF.
- Tester la performance du renforcement par des matériaux composites pour les poutres en béton armé chargées et sous sollicitations composées.
- Explorer la durabilité des éléments structuraux renforcés par les matériaux composites en prenant en compte différents facteurs influents (chimiques, climatiques et accidentels).
- Étudier expérimentalement l'efficacité du renforcement avec des renforts précontraints.
- Évaluer la résistance au feu des structures renforcées par les matériaux composites.
- Examiner le comportement en flexion des poutres avec un renforcement mixte (NSM et EBR), en utilisant différentes configurations hybrides tout en variant les combinaisons des renforts (acier, carbone, verre, aramide) pour des chargements monotones et cycliques.

Sur le plan numérique

- Effectuer une analyse numérique détaillée pour les éléments structuraux renforcés par des renforts précontraints.
- Réaliser un travail de simulation par éléments finis approfondi pour étudier le comportement interfacial entre la résine et le béton, dans le but d'optimiser l'adhérence (résine-béton), ainsi de réduire le risque de rupture par délaminage de l'interface.
- Mettre en valeur dans la modélisation l'effet du retrait et du fluage sur le comportement global des poutres renforcées par les matériaux composites.

Sur le plan de recherche et développement :

- Collecter les bases de données sur le renforcement des poutres et les exploiter dans des modèles de prédiction basés sur les réseaux de neurones pour développer une intelligence artificielle capable de proposer des optimisations de configuration de renforcement performantes et économiques.
- Développer de nouveaux systèmes d'ancrage intégrés directement dans la forme des renforts PRF, de façons à augmenter l'adhérence et retarder la rupture par délaminage.
- Proposer la création d'un projet de recherche entre les équipes de recherche des universités des départements de génie civil et d'informatique, dans le but de développer un logiciel de calcul par les éléments finis dédié au renforcement des éléments structurels par les matériaux composites. Une feuille de route devra être établie, précisant les tâches de chaque équipe de recherche, et une tutelle devra piloter ce projet de développement.
- Développer des équipements scientifiques 100 % algériens dans le cadre des essais expérimentaux, tels que des systèmes d'acquisition de données, des portiques d'essais et d'autres équipements pour les universités algériennes. La création et la production de nos propres équipements seront très bénéfiques à notre pays pour réduire les coûts d'importation. Par expérience, ces développements ont été réalisés avec succès au sein du laboratoire LMDC de l'Université de Constantine 1 lors de la construction de son propre portique d'essai pouvant accueillir des poutres à grande échelle, ainsi que du développement de son propre système d'acquisition de données expérimentales grâce au Docteur YAHIAOUI Djarir. Dans ce contexte, de nombreux équipements scientifiques pourront être créés et labellisés (Made in Algeria) dans le but de bénéficier d'abord à toutes les universités algériennes et aux centres de recherche à moindre coût, et éventuellement de les exporter vers le marché africain et mondial.

Références

Références

- Abdalla, H. A. (2002). Evaluation of deflection in concrete members reinforced with Fibre Reinforced Polymer (FRP) bars. *Composite Structures*, 56(1), 63–71.
- ACI 440.2R-17. (2017). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. American Concrete Institute Committee 440.
- Ahmad, S., Irons, B. M., & Zienkiewicz, O. C. (1970). Analysis of thick and thin shell structures by curved finite elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 2(3), 419–451.
- Al-Mahmoud, F., Castel, A., François, R., & Tourneur, C. (2009). Strengthening of RC members with near-surface mounted CFRP Rods. *Composite Structures*, *91*(2), 138–147.
- Almakt, M. M., Balazs, G. L., & Pilakoutas, K. (1998). Strengthening of RC elements by CFRP plates local failure. In 2nd International PhD Symposium in Civil Engineering. Budapest, Hungary.
- Arduini, M., & Nanni, A. (1997). Behavior of precracked RC beams strengthened with Carbon FRP sheets. *Journal of Composites for Construction*, 1(2), 63–70.
- Arya, C., Clarke, J. L., Kay, E. A., & O'Regan, P. D. (2002). TR 55: Design guidance for stengthening concrete structures using fibre composite materials: A Review. *Engineering Structures*, 24(7), 889–900.
- Askandar, N. H., & Mahmood, A. D. (2020). Torsional strengthening of RC beams with continuous spiral near-surface mounted steel wire rope. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 14(1), 1–16.
- Asplund, S. O. (1949). Strengthening bridge slabs with grouted reinforcement. ACI Journal Proceedings, 45(1).
- Association française de génie civil (2003). Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites. *Documents scientifiques et Techniques* (*Recommandations provisoires*), Décembre 2003, 148 p.
- Association française de normalisation (1981). Bétons Essais d'étude, de convenance et de contrôle Confection et conservation des éprouvettes. *Norme NF P18-404 : 1981-12*, 04 p.
- Association française de normalisation (1999). Essais pour béton frais Partie 2 : essai d'affaissement. Norme NF EN 12350-2 : 1999-12, 09 p.
- Association française de normalisation (1999). Essais pour béton frais Partie 6 : masse volumique. Norme NF EN 12350-6 : 1999-12, 10 p.
- Association française de normalisation (2001). Essais pour béton frais Partie 7 : teneur en air Méthode de la compressibilité. *Norme NF EN 12350-7 : 2001-03*, 21 p.

- Association française de normalisation (2003). Essais pour béton durci Partie 2 : confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance. *Norme NF EN 12390-2 : 2003-02*, 17 p.
- Association française de normalisation (2003). Essais pour béton durci Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes. *Norme NF EN 12390-3 : 2003-02*, 17 p.
- Association française de normalisation (2006). Adjuvants pour bétons, mortier et coulis Partie 2 : adjuvants pour béton Définitions, exigences, conformité, marquage et étiquetage. *Norme NF EN 934-2 / A2 : 2006-04*, 07 p.
- Association française de normalisation (2019). Aciers pour béton armé Aciers soudables lisses
 Barres et couronnes Aciers pour béton armé Aciers soudables lisses Barres et couronnes. Norme NF A35-015: 2019-07, 17 p.
- Azevedo, A. S., Firmo, J. P., Correia, J. R., & Tiago, C. (2020). Influence of elevated temperatures on the bond behaviour between concrete and NSM-CFRP strips. *Cement and Concrete Composites*, 111, 103603.
- Barris, C., Sala, P., Gómez, J., & Torres, L. (2020). Flexural behaviour of FRP reinforced concrete beams strengthened with NSM CFRP strips. *Composite Structures*, 241, 112059.
- Barros, J. A. O., & Dias, S. J. E. (2006). Near surface mounted CFRP laminates for shear strengthening of concrete beams. *Cement and Concrete Composites*, 28(3), 276–292.
- Barros, J. A. O., & Fortes, A. S. (2005). Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates bonded into slits. *Cement and Concrete Composites*, 27(4), 471–480.
- Barros, J. A. O., Dias, S. J. E., & Lima, J. L. T. (2007). Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams. *Cement and Concrete Composites*, 29(3), 203–217.
- Belarbi, A., & Bae, S.-W. (2007). An experimental study on the effect of environmental exposures and corrosion on RC columns with FRP Composite Jackets. *Composites Part B: Engineering*, 38(5-6), 674–684.
- Benzaid, R., & Mesbah, H. A. (2013). Strength model for square concrete columns confined by external CFRP Sheets. *Structural Engineering and Mechanics*, *46*(1), 111–135.
- Benzaid, R., Chikh, N.-E., & Mesbah, H. (2008). Behaviour of square concrete column confined with GFRP Composite Warp. *Journal of Civil Engineering and Management*, 14(2), 115– 120.
- Benzaid, R., Mesbah, H., & Chikh, N. E. (2010). FRP-confined concrete cylinders: Axial compression experiments and strength model. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 29(16), 2469–2488.
- Berreur, L., Nospergo, S., & Maillard, B. (2002). *L'industrie française des matériaux composites* : *Rapport final : Étude Stratégique*. Ministère de l'économie, des finances et de l'industrie.

- Blaschko, M. (2001). Zum tragverhalten von betonbauteilen mit in schlitze eingeklebten CFKlamellen (8/2001, p. 147). TU Munchen, Allemagne: aus dem Konstruktiven Ingenieurbau.
- Blaschko, M. (2003). Bond behaviour of CFRP strips glued into slits. *Fibre-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, FRPRCS-6. Singapore: World Scientific.*
- Bonacci, J. F., & Maalej, M. (2000). Externally bonded fiber-reinforced polymer for rehabilitation of corrosion damaged concrete beams. *ACI Structural Journal*, 97(5), 703–711.
- Bresson, J. (1971). Recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures : Béton Plaqué (Ser. béton et béton armé). Annales de l'ITBTP, N° 278, février 1971.
- Calgaro, J.-A., & Lacroix, R. (1997). *Maintenance et réparation des ponts*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Caporale, A., Luciano, R., & Rosati, L. (2006). Limit analysis of masonry arches with externally bonded FRP reinforcements. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 196(1-3), 247–260.
- Capozucca, R. (2009). Static and dynamic response of damaged RC beams strengthened with NSM CFRP Rods. *Composite Structures*, *91*(3), 237–248.
- Carolin, A. (2003). Carbon fibre reinforced polymers for strengthening of structural elements.
- Carolin, A., & Taljsten, B. (2002). Behaviour of concrete beams strengthened with near-surface mounted reinforcement, NSMR. In *Proceedings ACIC2002* (pp. 177–184). Southampton, UK.
- Ceroni, F. (2010). Experimental performances of RC Beams strengthened with FRP Materials. *Construction and Building Materials*, 24(9), 1547–1559.
- Ceroni, F., Pecce, M., Bilotta, A., & Nigro, E. (2012). Bond behavior of FRP NSM systems in concrete elements. *Composites Part B: Engineering*, 43(2), 99–109.
- Chajes, M. J., Thomson, T. A., Januszka, T. F., & Finch, W. W. (1994). Flexural strengthening of concrete beams using externally bonded composite materials. *Construction and Building Materials*, 8(3), 191–201.
- Chikh, N., Benzaid, R., & Mesbah, H. (2012). An experimental investigation of circular RC columns with various slenderness confined with CFRP sheets. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 37(2), 315–323.
- Costa, I. G., & Barros, J. A. O. (2010). Flexural and shear strengthening of RC beams with composite materials the influence of cutting steel stirrups to install CFRP STRIPS. *Cement and Concrete Composites*, 32(7), 544–553.
- Crisfield, M. A., & Wills, J. (1989). Analysis of R/C panels using different concrete models. Journal of Engineering Mechanics, 115(3), 578–597.

- Daghash, S. M., & Ozbulut, O. E. (2017). Flexural Performance Evaluation of NSM basalt FRPstrengthened concrete beams using digital image correlation system. *Composite Structures*, 176, 748–756.
- D'Altri, A. M., & de Miranda, S. (2020). Environmentally-induced loss of performance in FRP strengthening systems bonded to full-scale masonry structures. *Construction and Building Materials*, 249, 118757.
- Darwin, D., & W., P. D. A. (1974). In *Inelastic model for cyclic biaxial loading of reinforced concrete*. Urbana, IL; University of Illinois.
- De Lorenzis, L. (2002). Strengthening of Rc structures with near Surface Mounted Frp rods (thesis). Department of Innovation Engineering, University of Lecce, Italy.
- De Lorenzis, L., & Nanni, A. (2000). Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Near Surface Mounted FRP Rods. *International Meeting on Composite Materials*, 8.
- De Lorenzis, L., & Nanni, A. (2001). Shear strengthening of reinforced concrete beams with near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods. *ACI Structural Journal*, 98(1), 60–68.
- De Lorenzis, L., & Nanni, A. (2002). Bond between near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods and concrete in structural strengthening. *ACI Structural Journal*, 99(2), 123–132.
- De Lorenzis, L., & Teng, J. G. (2007). Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. *Composites Part B: Engineering*, 38(2), 119–143.
- De Lorenzis, L., Lundgren, K., & Rizzo, A. (2004). Anchorage length of near-surface mounted fiber-reinforced polymer bars for concrete strengthening - experimental investigation and Numerical Modeling. ACI Structural Journal, 101(2), 269–278.
- De Lorenzis, L., Rizzo, A., & La Tegola, A. (2002). A modified pull-out test for bond of nearsurface mounted FRP rods in concrete. *Composites Part B: Engineering*, 33(8), 589–603.
- De Lorenzis, L., Teng, J. G., & Zhang, L. (2006). Interfacial stresses in curved members bonded with a thin plate. *International Journal of Solids and Structures*, 43(25-26), 7501–7517.
- Decker, B. R. (2007). A method of strengthening monitored deficient bridges (thesis). Kansas State University.
- Dias, S. J. E., Barros, J. A. O., & Janwaen, W. (2018). Behavior of RC beams flexurally strengthened with NSM CFRP laminates. *Composite Structures*, 201, 363–376.
- Dizhur, D., Griffith, M., & Ingham, J. (2013). In-plane shear improvement of unreinforced masonry wall panels using NSM CFRP STRIPS. *Journal of Composites for Construction*, 17(6).

- Douier, K., Hawileh, R. A., & Abdalla, J. A. (2020). Effect of U-wrap anchors on the strength and ductility of externally bonded RC beams with mortar bonded GSM sheets. *Procedia Structural Integrity*, *28*, 986–993.
- El-Hacha, R., & Rizkalla, S. (2004). Near-surface-mounted fiber-reinforced polymer reinforcements for flexural strengthening of concrete structures. ACI Structural Journal, 101(5), 717–727.
- Emara, M., Barris, C., Baena, M., Torres, L., & Barros, J. (2018). Bond behavior of NSM CFRP laminates in concrete under sustained loading. *Construction and Building Materials*, 177, 237–246.
- Fargeot, B. (1997). Renforcement des structures par précontrainte additionnelle. In Calgaro, J.A. et Lacroix, R. : Maintenance et Réparation des Ponts (p. 666). essay, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Fernandes, B., Moreno Junior, A. L., & Costa, C. N. (2020). Residual bond behavior between NSM CFRP and concrete at elevated temperatures. *Construction and Building Materials*, 257, 119467.
- Ferrier, E., & Hamelin, P. (2002). Effect of Water Absorbtion on the Durability of Carbon FRP Reinforcement. In Proceedings of the Second Interntional Conference on the Durability of Fiber Reinforced Polymer (FRP) composites for Construction (pp. 99–112). Montreal, Canada.
- FIB Bulletin 14. (2001). Externally bonded Frp reinforcement for Rc Structures: Technical Report on the design and use of externally bonded Fibre Reinforced Polymer Reinforcement (Frp Ebr) for reinforced concrete structures. International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Suisse.
- Foo, S., Naumoski, N., & Saatcioglu, M. (2001). Aléas sismiques, codes du bâtiment et opinions d'atténuation des risques pour les Immeubles Canadiens (Ser. D82-73/2002F-IN, pp. 1–79). Ottawa, Canada ; Bureau de la protection des infrastructures essentielles et de la protection civile.
- Garden, H. N., & Hollaway, L. C. (1998). An experimental study of the influence of plate end anchorage of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams. *Composite Structures*, 42(2), 175–188.
- Gendron, G., Picard, A., & Guérin, M.-C. (1999). A theoretical study on shear strengthening of reinforced concrete beams using composite plates. *Composite Structures*, 45(4), 303–309.
- Gopinath, S., Murthy, A. R., & Patrawala, H. (2016). Near surface mounted strengthening of RC beams using basalt fiber reinforced polymer bars. *Construction and Building Materials*, 111, 1–8.
- Green, M. F., Bisby, L. A., Beaudoin, Y., & Labossière, P. (2000). Effect of freeze-thaw cycles on the bond durability between fibre reinforced polymer plate reinforcement and concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(5), 949–959.

- Green, M. F., Bisby, L. A., Fam, A. Z., & Kodur, V. K. R. (2006). FRP confined concrete columns: Behaviour under extreme conditions. *Cement and Concrete Composites*, 28(10), 928–937.
- Gulino, J. (1999). Mats de Verre à filaments Continus. Verres Et Céramiques.
- Hadiseraji, M., & El-Hacha, R. (2014). Flexural strengthening of reinforced concrete beams with prestressed externally bonded CFRP sheets. *Concrete Solutions 2014*, 273–277.
- Hamelin, P. (2002). Renforcement des Ouvrages d'art par Matériaux Composites. *Plastiques Et Composites*.
- Hassan, T., & Rizkalla, S. (2003). Investigation of bond in concrete structures strengthened with near surface mounted carbon fiber reinforced polymer strips. *Journal of Composites for Construction*, 7(3), 248–257.
- Hassan, T., & Rizkalla, S. (2004). Bond mechanism of near-surface-mounted fiber-reinforced polymer bars for flexural strengthening of concrete structures. ACI Structural Journal, 101(6), 830–839.
- Hermes, D. G. (2005). Matériaux Composites (édition DUNOD, Ser. 5eme édition).
- Hongseob, O., & Jongsung, S. (2008). Experimental verification of flexural response for strengthened R/C beams by stirrup partial-cutting near surface mounted using CFRP plate. *Journal of the Korea Concrete Institute*, 20(6), 671–679.
- Hongseob, O., Jongsung, S., Minkwan, J., & Hyunjoong, K. (2009). The evaluation of structural performance for R/C beams strengthened by NSM using CFRP plate. In *Proceedings Second Official International Conference of International Institute for FRP in Construction for Asia-Pacific Region*, 9-11 December (2009), Seoul, South Korea, 525– 532.
- Hosen, M. A., Jumaat, M. Z., Alengaram, U. J., Sulong, N. H. R., & Islam, A. B. M. S. (2019). Structural performance of lightweight concrete beams strengthened with side-externally bonded reinforcement (S-EBR) technique using CFRP Fabrics. *Composites Part B: Engineering*, 176, 107323.
- Husain, M., Fawzy, K., & Nasr, M. (2015). Strengthening of reinforced concrete beams using near-surface mounted FRP. International Journal of Engineering Science and Innovative Technology, 4(5), 59–73.
- Institut algérien de normalisation (2005). Ciment : composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants. *Norme NA 442: 2005*, 21 p.
- Jung, W. T., Park, Y. R., Park, J. S., Kang, J. Y., & You, Y. I. (2005). Experimental investigation on flexural behavior of RC beams strengthened by NSM CFRP reinforcements. SP-230: 7th International Symposium on Fiber-Reinforced (FRP) Polymer Reinforcement for Concrete Structures.

- Khorramian, K., & Sadeghian, P. (2019). Performance of high-modulus near-surface-mounted FRP laminates for strengthening of concrete columns. *Composites Part B: Engineering*, *164*, 90–102.
- Khshain, N. T., Al-Mahaidi, R., & Abdouka, K. (2015). Bond behaviour between NSM CFRP strips and concrete substrate using single-lap shear testing with epoxy adhesive. *Composite Structures*, 132, 205–214.
- Korany, Y., & Drysdale, R. (2006). Rehabilitation of masonry walls using unobtrusive FRP techniques for enhanced out-of-plane seismic resistance. *Journal of Composites for Construction*, 10(3), 213–222.
- Kupfer, H., Hilsdorf, H. K., & Rüsch, H. (1969). Behavior of concrete under biaxial stresses. *ACI Journal Proceedings*, 66(8).
- L'Hermite, R. (1967). *L'application des colles et résines dans la construction* (Ser. béton et béton armé). Annales de l'ITBTP, N° 239, Novembre 1967.
- Laoubi, K., El-Salakawy, E., & Benmokrane, B. (2006). Creep and durability of sand-coated glass frp bars in concrete elements under freeze/thaw cycling and sustained loads. *Cement* and Concrete Composites, 28(10), 869–878.
- Laraba, A. (2017). Contribution à l'étude de la réparation et du renforcement des poutres endommagées en béton armé avec des matériaux composites. *Thèse de Doctorat (en cotutelle)*, Université de Rennes 1 (France) et l'Université de Constantine 1 (Algérie), 269 p.
- Li, L., Guo, Y., & Liu, F. (2008). Test analysis for FRC beams strengthened with externally bonded FRP Sheets. *Construction and Building Materials*, 22(3), 315–323.
- Luyckx, J. (1999). Composites à fibres de Carbone dans le génie civil. Les Superstructures Du Bâtiment.
- Meier, U. (1995). Strengthening of structures using carbon fibre/epoxy composites. *Construction and Building Materials*, 9(6), 341–351.
- Meier, U., Deuring, M., Meier, H., & Schwegler, G. (1993). CFRP bonded sheets. Fiber-Reinforced-Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, 423–434.
- Merdas, A., Fiorio, B., & Chikh, N.-E. (2015). Aspects of bond behavior for concrete beam strengthened with carbon fibers reinforced polymers-near surface mounted. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, *34*(6), 463–478.
- Mesbah, H.-A., & Benzaid, R. (2017). Damage-based stress-strain model of RC cylinders wrapped with CFRP composites. *Advances in Concrete Construction*, 5(5), 539–561.
- Mesbah, H.-A., Benzaid, R., & Benmokrane, B. (2017). Evaluation of Bond Strength of FRP Reinforcing Rods in Concrete and FE Modelling. *International Journal of Civil Engineering and Construction Science*, 04(03), 21–41.

- Mishad, A., Hashim, M. H., Ibrahim, A., & Nafis, M. (2017). Flexural performance of reinforced concrete beams strengthened with double vertical carbon fiber reinforced polymer (CFRP) plate using near Surface Mounted (NSM). *Advanced Science Letters*, 23(5), 4458–4462.
- Nanni, A. (1993). Flexural behavior and design of RC members using FRP Reinforcement. Journal of Structural Engineering, 119(11), 3344–3359.
- Nanni, A. (2003). North American design guidelines for Concrete Reinforcement and strengthening using FRP: Principles, applications and unresolved issues. *Construction and Building Materials*, 17(6-7), 439–446.
- Nordin, H., & Taljsten, B. (2003). Concrete beams strengthened with CFRP. In *Proceedings* 10th conference on structural faults and repair. London, UK.
- Obaidat, Y. T., Ashteyat, A. M., Obaidat, A. T., & Alfaris, S. F. (2020). A new technique for repairing reinforced concrete columns. *Journal of Building Engineering*, 30, 101256.
- Oehlers, D. J., & Seracino, R. (2006). Design of Frp and steel plated Rc structures: Retrofitting beams and slabs for strength, stiffness and ductility. Elsevier.
- Padalu, P. K., Singh, Y., & Das, S. (2019). Out-of-plane flexural behaviour of Masonry Wallettes strengthened using FRP composites and externally bonded grids: Comparative study. *Composites Part B: Engineering*, 176, 107302.
- Park, R., & Paulay, T. (1975). Ultimate Deformation and Ductility of Members with Flexure. In *Reinforced Concrete Structures* (pp. 195–269). essay, John Wiley & Sons, Inc.
- Parretti, R., & Nanni, A. (2004). Strengthening of RC members using near-Surface Mounted FRP composites: Design Overview. *Advances in Structural Engineering*, 7(6), 469–483.
- Picard, A., Massicotte, B., & Boucher, E. (1995). Strengthening of reinforced concrete beams with composite materials: Theoretical study. *Composite Structures*, *33*(2), 63–75.
- Qeshta, I. M. I., Shafigh, P., & Jumaat, M. Z. (2016). Research progress on the flexural behaviour of externally bonded RC Beams. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 16(4), 982–1003.
- Rahimi, H., & Hutchinson, A. (2001). Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates. *Journal of Composites for Construction*, 5(1), 44–56.
- Razaqpur, A. G., Cameron, R., & Mostafa, A. A. B. (2020). Strengthening of RC beams with externally bonded and anchored thick Cfrp Laminate. *Composite Structures*, 233, 111574.
- Resse, C., & Vénuat M. (1981). Projection des mortiers, bétons et platres: Techniques et applications au bâtiment et aux Travaux Publics. C. Resse.
- Ricardo Cruz, J., Sena-Cruz, J., Rezazadeh, M., Seręga, S., Pereira, E., Kwiecień, A., & Zając, B. (2020). Bond behaviour of NSM CFRP laminate strip systems in concrete using stiff and flexible adhesives. *Composite Structures*, 245, 112369.

- Rizzo, A., & De Lorenzis, L. (2009). Behavior and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement. *Construction and Building Materials*, 23(4), 1555–1567.
- Salama, A. S. D., Hawileh, R. A., & Abdalla, J. A. (2019). Performance of externally strengthened RC beams with side-bonded CFRP Sheets. *Composite Structures*, 212, 281– 290.
- Secretariat permanent, Comite euro-international du beton. (1990). *Ceb-Fip model code 1990 : First draft : Contribution à la 27e session Pleniere du C.E.B., Paris, Septembre 1990.*
- Sena Cruz, J. M., & Barros, J. A. O. (2002). Bond behavior of carbon laminate strips into concrete by pull-out bending tests. In *Proceedings of the international symposium "Bond in concrete – from research to standards"* (pp. 614–621). Budapest, Hungary.
- Sena-Cruz, J. M., Barros, J. A. O., Coelho, M. R. F., & Silva, L. F. T. (2012). Efficiency of different techniques in flexural strengthening of RC beams under monotonic and fatigue loading. *Construction and Building Materials*, 29, 175–182.
- Sharaky, I. A., Reda, R. M., Ghanem, M., Seleem, M. H., & Sallam, H. E. M. (2017). Experimental and numerical study of RC beams strengthened with bottom and side NSM GFRP bars having different end conditions. *Construction and Building Materials*, 149, 882–903.
- Sharaky, I. A., Torres, L., & Sallam, H. E. M. (2015). Experimental and analytical investigation into the flexural performance of RC beams with partially and fully bonded NSM FRP Bars/strips. *Composite Structures*, 122, 113–126.
- Sharaky, I. A., Torres, L., Baena, M., & Vilanova, I. (2013). Effect of different material and construction details on the bond behaviour of NSM FRP bars in concrete. *Construction* and Building Materials, 38, 890–902.
- Sonnenschein, R., Gajdosova, K., & Holly, I. (2016). FRP composites and their using in the construction of bridges. *Procedia Engineering*, 161, 477–482.
- Spadea, G., Bencardino, F., & Swamy, R. N. (1998). Structural behavior of composite RC beams with externally bonded CFRP. *Journal of Composites for Construction*, 2(3), 132–137.
- Täljsten, B. (1997). Strengthening of beams by plate bonding. Journal of Materials in Civil Engineering, 9(4), 206–212.
- Täljsten, B., Carolin, A., & Nordin, H. (2003). Concrete structures strengthened with near surface mounted reinforcement of CFRP. *Advances in Structural Engineering*, 6(3), 201– 213.
- Teng, J. G. (2018). Frp-strengthened Rc Structures. Wiley India Pvt. Ltd.
- Teng, J. G., & Chen, J. F. (2007). Debonding Failures of RC Beams Strengthened with Externally Bonded FRP Reinforcement: Behaviour and Modelling. In Asia-Pacific Conference on FRP in Structures (APFIS 2007) (pp. 33–42). Hong Kong, China.

- Teng, J. G., De Lorenzis, L., Wang, B., Li, R., Wong, T. N., & Lam, L. (2006). Debonding failures of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP strips. *Journal of Composites for Construction*, 10(2), 92–105.
- Teng, J. G., Smith, S. T., Yao, J., & Chen, J. F. (2003). Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs. *Construction and Building Materials*, *17*(6-7), 447–462.
- The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. (1986). ACI Journal Proceedings, 83(2).
- Theillout, J.-N. (1997). Renforcement des structures à l'aide de plats métalliques collés. In *Calgaro, J.A. et Lacroix, R. : Maintenance et Réparation des Ponts* (p. 666). essay, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- Thomsen, H. H. (2002). Failure mode analysis of reinforced concrete beams strengthened in flexure with externally bonded fiber reinforced polymers (thesis). Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, University of Colorado.
- Thomsen, H., Spacone, E., Limkatanyu, S., & Camata, G. (2004). Failure mode analyses of reinforced concrete beams strengthened in flexure with externally bonded fiber-reinforced polymers. *Journal of Composites for Construction*, 8(2), 123–131.
- Toutanji, H. A. (1999). Durability characteristics of concrete columns confined with Advanced Composite Materials. *Composite Structures*, 44(2-3), 155–161.
- Wang, Q., Zhu, H., Li, T., Wu, G., & Hu, X. (2019). Bond performance of NSM FRP bars in concrete with an innovative additional ribs anchorage system: An experimental study. *Construction and Building Materials*, 207, 572–584.
- Yang, Y., Fahmy, M. F. M., Cui, J., Pan, Z., & Shi, J. (2019). Nonlinear behavior analysis of flexural strengthening of RC Beams with NSM FRP laminates. *Structures*, 20, 374–384.
- Yao, J., & Teng, J. G. (2007). Plate end debonding in FRP-plated RC beams I: Experiments. *Engineering Structures*, 29(10), 2457–2471.
- Ye, Y., Guo, Z., Liu, Y., & Wang, L. (2014). Flexural behavior of stone beams reinforced with prestressed NSM CFRP Bars. *Construction and Building Materials*, *54*, 466–476.
- Yin, J., & Wu, Z. S. (2003). Structural performances of short steel-fiber reinforced concrete beams with externally bonded FRP sheets. *Construction and Building Materials*, 17(6-7), 463–470.

Annexes

Annexe A1 : Glossaire

Terminologie	Signification générale
Adhérence	L'adhérence désigne l'ensemble des forces qui s'exercent entre deux substances en contact étroit et les empêchent de glisser l'une contre l'autre. Ces substances sont généralement deux solides, mais l'une d'entre elles peut également être un liquide ou un gaz.
Adhésion	L'adhésion est l'ensemble des phénomènes physico-chimiques qui se produisent lorsque l'on met en contact intime deux matériaux, dans le but de créer une résistance mécanique à la séparation.
Matériau Composite	Un matériau composite est un assemblage ou un mélange hétérogène d'au moins deux composants, non miscibles, mais ayant une forte capacité d'interpénétration et d'adhésion, dont les propriétés mécaniques se complètent.
Matrice	Dans un matériau composite, une matrice est une matière servant de liant et à transférer les efforts au renfort, qui est plus rigide et plus résistant. Dans les composites à matrice organique, elle est appelée résine.
Modélisation	Représentation simplifiée (modèle) d'un système ou d'un processus afin de le simuler, rassemblement dans un logiciel de calcul.
Polymère	Les polymères constituent une classe de matériaux. D'un point de vue chimique, un polymère est une substance composée de macromolécules et issue de molécules de faible masse moléculaire. Un polymère est caractérisé par le degré de polymérisation. Les polymères d'origine biochimique sont souvent appelés (fibres).
Polymérisation	La polymérisation désigne la réaction chimique ou le procédé par lequel des petites molécules (par exemple des hydrocarbures de deux à dix atomes de carbone) réagissent entre elles pour former des molécules de masses molaires plus élevées. Les molécules initiales peuvent être des monomères ou des pré-polymères, la synthèse conduit à des polymères.
Renfort	Dans un matériau composite, le renfort est une formation élémentaire qui peut être de nature chimique, végétale ou animale, d'aspect filamenteux, il se présente généralement sous forme de fibres. On emploie également ce terme par extension pour désigner certains matériaux minéraux ou synthétiques ayant le même aspect.

Notice technique Edition Janvier 2012 Notice nº1.19 Version nº 01.2012 SIKAPLAST® BV 40 + SIKAPLAST ® BV 40 + Plastifiant/Réducteur d'Eau pour hautes résistances mécaniques. Conforme à la norme NF EN 934-2 tab. 1 et 2 Présentation SIKAPLAST® BV 40 + est un plastifiant réducteur d'eau pour haute résistance construction mécanique non chloré et prêt à l'emploi, à base de polycarboxylates modifiés, qui se présente sous la forme d'un liquide marron. Domaines d'application SIKAPLAST ® BV 40 + permet d'obtenir des bétons plastiques ayant de fortes résistance mécaniques à court et à long terme. bétons à hautes performances, bétons précontraints, bétons préfabriqués étuvés. bétons avec des granulats concassés, bétons retarder en surdosage. Pour les bétons étanches, le SIKAPLAST ® BV 40 + diminue l'absorption capillaire des bétons et augmente leur compacité. Il permet donc de réduire la pénétration de l'eau et peut être utilisé dans les cas suivants: bétons enterrés, réservoirs, piscines, etc. A dosage éleve, le SIKAPLAST® BV 40 + augmente le temps de prise du béton, La température jouant un rôle important, il est bon de procéder à des essais Le SIKAPLAST® BV 40 + est compatible avec nos entraîneurs d'air SIKA AER et SIKA AER5. Cette combinaison conduit à : l'amélioration des résistances aux cycles gel-dégel, la possibilité de coulage en continu (béton extrudé, béton routier), l'amélioration des résistances de tous bétons situés dans les zones de marnage. Caractères généraux SIKAPLAST® BV 40+ est un plastifiant réducteur d'eau à haute performance qui confère au béton les propriétés suivantes haute réduction d'eau, maintien prolongé de la rhéologie, robustesse vis-à-vis de la ségrégation, bel aspect de parement au décoffrage. CLASSIFICATION 3R RESISTANCES REDUCTION RHÉOLOGIE D'EAU Caractéristiques Aspect Liquide marron Conditionnement Bidon de 5 ka Bidon de 10 kg Fût de 220 kg Cubitenaire de 1000 kg

Annexe A2 : Fiche technique du plastifiant SIKAPLAST BV 40 + (Sika)

1

1/2

SIKAPLAST® BV 40 +

Stockage	Dans un local fermé, à l'abri de l'ensoleillement direct et du gel, entre 5 et 30 °C. Le produit peut geler, mais, une fois dégelé lentement et réhomogénéisé, il retrouv ses qualités d'origine. En cas de gel prolongé et intense, vérifier qu'il n'a pas été déstabilisé.
Conservation	Un an dans son emballage d'origine intact
Données echniques lensité	1.040 ± 0.015
рН	4.7 ± 1
eneur en ions Cl'	<0.1%
Concur on Na-O En	<0.5 %
eneur en Na2O Eq.	20,5 %
Extrait sec	11.5±1,5%
Conditions d'application	
Dosage	Plage d'utilisation recommandée : 0,3 à 1,5 % du poids de liant selon les performances recherchées. Dosage usuel du SIKAPLAST [®] BV40 +: 0,3 % à 1 %.
Mise en œuvre	SIKAPLAST BV 40 + est ajouté, soit, en même temps que l'eau de gâchage,soit en différé dans le béton préalablement mouillé avec une fractior de l'eau de gâchage.
Précautions d'emploi	En cas de contact avec la peau, laver abondamment à l'eau.
Mentions légales	Produit réservé à un usage strictement professionnel. Nos produits bénéficient d'une assurance de responsabilité civile.
Mentions légales	Produit réservé à un usage strictement professionnel. Nos produits bénéficient d'une assurance de responsabilité civile. «Les informations sur la présente notice, et en particulier les recommandations relatives à l'application en l'utilisation finale des produits SIKA, sont fournies en toute bonne foi et se fondent sur la connaissance l'expérience que la Société SIKA a acquises à ce jour de ses produits lorsqu'ils ont été convenableme stockés, manipulés et appliqués dans des conditions normales. En pratique, les différences entre matériau substrats et conditions spécifiques sur site sont telles que ces informations ou loute recommandation écr ou conseil donné n'impliquent aucune grantite de qualité marchande autre que la garantie légale contre l viçes cachés. Notre responsabilité ne saurait d'aucune manière être engagée dans l'hypothèse d'u application non conforme à nos renseignements. Les droits de propriété détenus par des liers doive impérativement être respectés. Toutes les commandes sont acceptées sous réserve de nos Conditions Vente et de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent impérativement consulter la version la plus récer de la fiche technique correspondant au produit concerné, qui leur sera remise sur demande.»
Mentions légales Sika El I OB route Alger/ Al Web : da	<text><text><text><text><text></text></text></text></text></text>
Mentions légales Sika El D 08 route Algeri Al Web : da	<text><text><text><text><text><text><text></text></text></text></text></text></text></text>



Annexe A3 : Fiche technique des lamelles PRFC T700S (Toray)

266


Commercial documentation - AO. 866-6 - Date: March 2014

5) Fibre Properties

Property	Unit	Nu	mber of filaments	Nominal Value*
Tensile Strength Tensile Modulus Elongation	MPa (kgf/mm²) GPa (10 ³ kgf/mm²) %			4900 (500) 230 (23.5) 2.1
Density	g/cm ³		12000 24000	1.80
Yield	g/1000 m		12000 24000	800 1650
Sizing Type & Amount		50C F0E 60E	19 0.79 0.39	6 6
Twist			Never Twisted	

*The stated values are typical values. For design purposes, please contact us.

6) Functional Properties

Property	Unit	Number of filaments	Nominal Value
	e 11 16		
Specific Heat	Cal/g. C		0.18
Electric Resistivity	x 10 ⁻³ Ω.cm		1.6
CTE	α.10 ⁻⁶ /°C		-0.38
Thermal Conductivity	Cal/cm.s.°C		0.0224
Cross Sectional		12000	0.44
Area	mm-	24000	0.92
Filament Diameter	μm		7

7) Composite Properties*

Property	Unit	Nominal Value
Tensile Strength	MPa (kgf/mm²)	2550 (260)
Tensile Modulus	GPa (10 ³ kgf/mm²)	135 (14.0)
Tensile Strain	%	1.7
Compressive Strength	MPa (kgf/mm ²)	1470 (150)
Flexural Modulus	GPa (10 ³ kgf/mm ²)	120 (12.3)
ILSS	MPa (kgf/mm²)	69 (7)

* Toray 2500 - 120°C resin system. Measured temperature: RT. Normalized to 60% fiber volume.

TORAY CARBON FIBERS EUROPE	
Marketing & Sales Division	Head Office & Plant
Le Seguana II – 87, guai Panhard et Levassor	Route de Lagor
75 634 Paris Cedex 13 - France	64150 Abidos - France
Tel: 33 (0)1 56 61 12 80	Tel: 33 (0)5 59 60 71 00
Fax: 33 (0)1 53 79 99 01	Fax: 33 (0)5 59 60 71 10
Email: info@torav-cfe.	rom

Website: www.toray-cfe.com

A4

Annexe A4 : Fiche technique du TFC SikaWrap-230 C/45 (Sika)

Notice Technique Edition 30/11/2009 Numéro 9.80 Version n° 2009.235 SikaWrap[®]-230 C/45

onstruction

SikaWrap®-230 C/45

Tissu de fibres de carbone pour renforcement de structures

Avis Technique CSTB nº 3/07-502

Description	Le SikaWrap ⁸ -230 C/45 est un tissu unidirectionnel de renforcement de structures, à base de fibres de carbone, applicable « à sec » (sans imprégnation préalable).
Utilisation	Renforcement de structures en bêton armé, en maçonnerie et en bois, soumises a des contraintes de flexion, de cisaillement, de traction, de torsion :
	Renforcement des poutres vis-à-vis de l'effort tranchant
	Augmentation de la résistance et de la ductilité par confinement de poteau: (section circulaire, carrée)
	 Augmentation de la capacité portante (complément des aciers interne- existants)
	Augmentation de la tenue des maçonneries vis-à-vis des efforts sismiques
	Renforcement suite à un changement de destination, réaménagement de locaux
	Réparation de dommages (chocs, incendies, corrosion aciers internes,)
	Reprises des défauts des structures (problème de conception, de calcul,)
	Mise en conformité suite à l'évolution de la réglementation (renforcemen parasismique, nouveau code de calcul).
Caractéristiques / Avantages	Facile à appliquer sur des surfaces planes ou courbes (poteaux, cheminées dômes, silos)
	 Multifonctions : renforcement vis-à-vis des efforts de flexion, de cisaillement, de traction, de torsion
	Insensible à la corrosion
	Epaisseur faible, même dans le cas d'application de plusieurs couches de tissu
	Légèreté extrême, permet un renforcement sans alourdir la structure
	Fibres de maintien latéral pour une meilleure stabilité du tissu
	 Utilisation et application optimisées : tissu existe en 2 largeurs (30 et 60 cm)
Agréments, Essais,	France: Avis Technique CSTB nº 3/07-502
Normes	International: Fib, Technical Report, bulletin 14 -Externally bonded FRF reinforcement for RC structures, July 2001
	USA: ACI 440.2R-08, Guide for the Design and construction of Externall Bonded FRP Systems for strengthening concrete structures, July 2008
	Royaume Uni: Concrete Society Technical Report No. 55, Design guidance fo strengthening concrete structures using fibre composite material, 2000
	Italie: CNR-DT 200/2004 Guide for the design of externally bonded FRF systems for strengthening existing structures.
Caractéristiques	
Aspect / Couleurs	Tissu de fibres de carbone de couleur noire, à haute résistance

SikaWrap[®]-230 C/45 1/4

Conditionnement				
		Longueur du rouleau	Largeur du tissu	
	Carton de 1 rouleau	≥ 50 m	300 / 600 mm	
	Kit SikaCrackFix : contie et de longueur 3,5 m, et	nt 1 rouleau de SikaWrap [®] - un kit de 1 kg résine Sikad	230 C/45, de largeur 30 ur- 330	
Stockage / Conservation	24 mois stocké en emball directe au soleil, au sec e	age d'origine intact et non o t à une température compris	ouvert à l'abri d'une exp e entre +5°C et 35°C.	
Caractéristiques techniques				
Grammage	230 g/m² + 10 g/m²			
Epaisseur du tissu	0,13 mm			
Densité des fibres	1,76 g/cm ³			
Caractéristiques physiques et mécaniques				
Caractéristiques des	Résistance en traction	: 4 300 MPa (nominale)	1.10	
Tibres	Module d'Elasticité en traction : 234 000 MPa (nominale)			
0	Elongation à rupture : 1	,8 % (nominale)		
Caracteristiques du composite	Epaisseur du composit Charge ultime : 350 kN	e teste : 1 mm (impregne av / m de largeur.	/ec Sikadur -330).	
(tissu+ résine)	Module d'élasticité en t	raction : 25 kN / mm²		
	Ces valeurs sont des mo en laboratoire. Les carac du taux d'imprégnation d conditions d'essai.	yennes, données à titre ind téristiques obtenues lors de es fibres par la résine, ains	icatif à partir d'essais ré is tests en traction dépe si que de la procédure e	
Paramètres de calcul	Dans l'avis technique CS	TB, la valeur de l'allongeme	nt retenu pour le calcul	
	0,6%. Effort repris à 0.6% d'allor	ngement par une couche de	SikaWrap-230C/Sikadu	
	45 kN / pour une bande	e de largeur 30 cm	an address and a second	
	90 kN / pour une bande	e de largeur 60 cm		
Système				
Constitution du système	Le système (tissu + résir constituant.	ie) ne doit subir aucune m	odification ni changeme	
	Primaire et Résine d'impre Tissu de renforcement str	égnation : Sikadur [®] -330. uctural : SikaWrap [®] -230 C/4	15.	
	Pour obtenir des détails informations générales, o	sur la résine, sur l'applica onsulter la notice technique	tion du tissu, et sur d'a du Sikadur [®] -330.	
Application				
Consommation de résine	La consommation peut va	rier suivant la rugosité et la	planéité du support.	
	Imprégnation de la 1ère c ~ 0,7 – 1,2 kg/m ² (Sikadu	ouche, y compris primaire : [®] -330).		
	Imprégnation des couches	s suivantes : ~ 0,5 kg/m ² (Si	kadur [®] -330).	

SikaWrap®-230 C/4 2/4

Qualité du support	La qualité du support doit être contrôlée dans tous les cas. Un diagnostic de l'ouvrage est recommandé (norme EN1504-9, Réparation des structures en béton).
	Support en béton : la résistance moyenne en traction directe de la surface de bétor préalablement préparée doit être de 1 MPa au minimum ou conforme aux spécifications du dossier de consultation.
Préparation du support	Supports Béton et maçonnerie:
	Le support doit recevoir une préparation de surface adaptée pour le rendre propre, sain, exempt de laitance, d'agents polluants, de graisse, d'huile, de particules friables, d'anciens revêtements,
	Le support ne doit pas être gelé, ni présenter de film d'eau en surface au moment de la mise en œuvre de la colle.
	Ne pas réaliser d'opération de collage en cas de risque de condensation sur le support. Contrôle à faire préafablement au démarrage du mélange du kit de Sikadur ⁰ -330
	Réparation et reprofilage : dans les cas où des défauts (béton carbonaté, faible enrobage des barres d'armature) doivent être réparés ou si un reprofilage es nécessaire, les systèmes suivants peuvent être utilisés :
	 Protection des armatures apparentes corrodées : Sika Monotop[®]- 610 AC, Braduite de réparation alsuchurals : practice de réparation à base de réparation de r
	 Produits de reparation structurale : monter de reparation a base de resine époxy Sikadur[®]-41F, Sikadur[®]-30, ou les montiers hydrauliques de réparation Sika[®] Monotop[®]- 412 (application horizontale, verticale, sous face) ou Sika[®] Monotop[®]- 438 R (application horizontale par coulage).
-	Consulter les notices techniques des produits pour obtenir des détails su l'application.
Conditions d'Application / Limites	
Température du support	Consulter la notice technique du Sikadur [®] -330.
Température ambiante	Consulter la notice technique du Sikadur [®] -330.
Humidité du support	Consulter la notice technique du Sikadur [®] -330.
	Béton : Max. 4% Quand le support est légèrement humide (sans film d'eau en surface), bien faire pénétrer la colle dans le support.
Condensation – point de rosée	Consulter la notice technique du Sikadur®-330.
Mise en oeuvre	
Mélange de la résine	Consulter la notice technique du Sikadur®-330.
Méthode d'application / outils	Le lissu peut être coupé au moyen de ciseaux spéciaux ou d'un couleau acèré. Ne pas plier le tissu.
	Consulter la notice technique du Sikadur [®] -330 pour les informations de mise er œuvre du composite.
Nettoyage des outils	Nettoyer le matériel avec le Nettoyant Sikadur [®] (notice technique n° 6.90) avan polymérisation de la résine. Une fois durcie, la résine s'enlève mécaniquement.
Durée de vie en pot (Sikadur [®] -330)	Consulter la notice technique du Sikadur®-330.
Protection au feu de la structure	Dès lors que la structure est vérifiée conformément au principe de dimensionnement retenu dans l'avis technique validé par le CSTB, aucune protection au feu du système n'est à prèvoir :
	« structure verifiee a TE.L.U. <u>en situation de projet accidentel</u> , sans le tissu de renfort SikaWrap [®] -230 C/45, en tenant compte uniquement des barres d'armatures internes».

SikaWrap®-230 C/4 3/4

Notes sur l'application / limites	 Dimensionnement des renforts Il est conseillé de faire appel à un Bureau d'Etudes qualifié en calcul de structures pour réaliser la dimensionnement des renforts à base de lissu SikaWrap[®]-230 C/45. Nous consulter.
	Qualification de l'entreprise spécialisée Le Maître d'ouvrage, le Maître d'œuvre, doivent faire appel à une entreprise qualifiée pour la réalisation des travaux de réparation et de renforcement des structures. Pour le domaine du Génie Civil, faire référence à la nomenclature FNTP N°7 Travaux Spéciaux (N° Identification Professionnelle 721). L'entreprise retenue doit être expérimentée, assurée pour la réalisation de ces travaux spéciaux. Le personnel doit être spécialement formé à l'application des composites PRFC et des produits associés.
	Plan Assurance Qualité sur chantier L'entreprise doit mettre en place un plan d'auto contrôle: en particulier pour vérifier l'état du support et mesurer sa résistance à la traction superficielle, vérifier la non condensation sur le support, mesurer réguliérement la durêté shore D des mélanges de colle Sikadur ⁹ -330. Consulter également l'Avis Technique qui propose un exemple de fiche d'auto contrôle.
	Le recouvrement des couches de tissu dans la direction longitudinale des fibres doit être au moins de 100 mm.
	Lors des applications bords à bords du tissu (reprise effort tranchant de poutres) les lés de tissu sont juxtaposés et ne nécessitent pas de recouvrement.
	Dans le cas de renforcement de poteau (par confinement), si plusieurs couches de tissu sont nécessaires, il y a lieu de répartir le recouvrement des couches uniformèment sur le périmètre de la section du poteau,
	Pendant l'application du système (SikaWrap [®] -230 C/45 - Sikadur [®] -330), la température du support doit rester au moins 3°C au-dessus du point de rosée. Veiller à vérifier noter cet élément dans le plan d'autocontrôle
	Protection vis-à-vis des rayons directs solaires Le système SikaWrap [®] -230 C/45 - Sikadur [®] -330 doit être protégé du rayonnement solaire direct permanent. Le revêtement de protection vis-à-vis des rayons UV est soit un produit à base de résine tel que Sikagard [®] -550 W Elastic, Sikagard [®] -680 S Betoncolor, ou Sikagard [®] -675 W Elastocolor -Coloris disponible suivant nuancier RAL, soit un produit à base de liant hydraulique modifié (Sikatop [®] -121 ou 107). Nous consulter.
Note	Toutes les données techniques de cette notice sont basées sur des résultats d'essais de laboratoires. Les caractéristiques mesurées peuvent varier en fonction de circonstances indépendantes de notre contrôle.
Précautions d'emploi	Consulter la fiche de données de sécurité.
Mentions légales	Produit réservé à un usage strictement professionnel Nos produts bénéficient d'une assurance de responsabilité civile. «Les informations sur la présente notice, et en particulier les recommandations rolatives à l'àpplication et à l'utilisation finale des produits SIKA a acquises à ce jour de ses produits lorsqu'its ont de convenatiement sfockés, manpulés et appliqués dans des conditions normales. En pratique, les différences entre matériaux, substrats et conditions spécifiques sur site sont teiles que ces informations ou foute recommandation écrite ou conseil donné n'impliquent aucune garantie de qualité marchande eurer que la garantie légale contre les vices cachés. Nos agences sont à votre disposition pour toute précision complétement et responsabilité ne saurait d'aucune maiterie être engagée dans thypothèse d'une application non conforme à nos renseignements. Las droits de propriété détenus par des tiers doivent imperativement être respectes Toutes les contrates sont acceptées sous réserve de nos Conditions de Vente et de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent impérativement consulter la version la plus



Sika El Djazair. 08 route de l'Arbaa, 16111 Eucalyptus Alger/ ALGERIE (R) www.sikaeldjazair.com Tel.: 213 (0) 21 50 21 84 213 (0) 21 50 16 92 à 95 Fax: 213 (0) 21 50 22 08 Email: sika.commercial@dz.sika.com



SikaWrap®-230 C/4

Net

Annexe A5 : Fiche technique de la résine MEDAPOXY REP (Granitex)

NOTICE TECHNIQUE

MEDAPOXY REP

Conforme et la norme l'Nr 1504-3 et T.Nr 1504-5 et la t 1-2 et 2

DESCRIPTION

Le MEDAPOXY REP est un liant polymère réactif constitué de deux composants, une base en polymère réactif et un durcisseur qui polymérisent à température ambiante. C'est un mastic époxy de réparation structurale et de scellement à base de résine époxy sans solvant.

Le MEDAPOXY REP est fourni sous forme de kit pré dosé en 2 composants :

Élément A : Résine Élément B : Durcisseur

DOMAINES D'APPLICATION

- · Réparation des bétons et mortiers
- Ragrèage et surfaçage des sols dégradés, réparation d'angles de poutres
- Réparation des épaufrures, lèvres de joint
- Réparations sur supports métalliques
- Réparation navale
- Réparation de broyeurs
- Ancrages horizontaux et verticaux
- Réparation des fissures
- Collage de carreaux anti-acide
- Collage de céramique, granite et marbre.

PROPRIÉTÉS

- Résistances mécaniques très élevées
- Bonne adhérence sur tout support : béton, mortier, pièrre, briques, amiante-ciment, métaux...
- Durcit sans retrait
- · Bonne dureté
- Bonne tenue à l'abrasion, aux chocs et aux agents corrosifs

CARACTÉRISTIQUES

Mastic époxydique de réparation Structurale et de scellement

- + Densité (ISO758) : 1,4 ± 0,05

a di de a sere ella sere de la communicación

MODE D'EMPLOI

Conditions d'utilisation :

Ne pas appliquer lorsque la température ambiante ou celle du support est inférieure à 10°C ou supérieure à 35°C.

Préparation du support (NF P74-203/ DTU 59-3) :

Le support doit être sec, propre et débarrassé des parties non adhérentes. Toutes traces d'huiles, graisses, peintures, laitance ou autres souillures doivent être éliminées.

Les supports métalliques doivent être exempts de rouille.

Sur supports en béton, mortier :

Les supports en béton ou mortier doivent avoir au moins 28 jours d'âge.

Sur supports métalliques :

Décaper par grenaillage, sablage ou avec un disque abrasif.

Nettoyer bien le support avant d'appliquer le MEDAPOXY REP.

Préparation du scellement :

Zone industrielle Oued Smar - BP85 Oued Smar - 16270 Alger

www.granitex.dz - E-mail: granitex@granitex.dz

Les réservations de scellement doivent être sèche et dépoussiérées.

Les pièces métalliques à sceller doivent être propres, sèche, sans traces de graisse ou d'huile ou de rouille.

Préparation des réserves d'ancrage des tiges d'acier (EN 1504-6) :

diamètre du trou : Ø de la tige + 10

 profondeur du trou : Ø de la tige x 10 (ces données sont considérées comme données minimales)

Les renseignements donnés dans cette notice sont basés sur notre connaissance et notre expérience à ce jour, il est recommandé de procéder à des essais de convenance pour déterminer la fourchette d'utilisation tenant compte des conditions réelles de chantier.

> Tél : (213) 021 51 66 81 & 82 Fax : (213) 021 51 64 22 & 021 51 65 23







NOTICE TECHNIQUE

3 2 0 7

MEDAPOXY REP

Mélange :

- Procéder au mélange des deux composants une fois que la préparation des supports soit terminée.
- Préparer que la quantité de mélange pouvant être utilisée durant ce temps.
- Remuer les éléments A et B séparément pour les homogénéiser
- Verser le contenu d'élément B (durcisseur) dans l'élément A (résine)
- Mélanger pendant 3 min minutes avec un agitateur électrique à faible vitesse de rotation.

APPLICATION:

Appliquer la pâte obtenue à la spatule ou à la truelle.

CONSOMMATION

A titre indicatif la consommation du **MEDAPOXY REP** est de 1,0 à 1,2 kg/m² et par millimètre d'épaisseur

CONDITIONNEMENT ET STOCKAGE

Livré en kit de 1kg : Élément A : 0,5 kg Élément B : 0,5 kg

Livré en kit de 10kg : Élément A : 5 kg Élément B : 5 kg

Le produit se conserve une année à l'abri de la chaleur et de l'humidité dans son emballage d'origine fermé hermétiquement.

PRECAUTIONS D'EMPLOI

Les résines époxydiques peuvent irriter la peau et les muqueuses. En conséquence, il est conseillé de mettre des gants en caoutchouc lors de l'utilisation. En cas de contact avec les yeux, laver à grande eau et consulter un médecin.

Les renseignements donnès dans cette notice sont basés sur notre connaissance et notre expérience à ce jour. Il est recommandé de procèder à des essais de convenance pour déterminer la fourchette d'utilisation tenant compte des conditions réelles de chantier.



Zone industrielle Oued Smar – BP85 Oued Smar – 16270 Alger Tél: (213) 021 51 66 81 & 82 Fax: (213) 021 51 64 22 & 021 51 65 23 www.granitex.dz - E-mail: granitex@granitex.dz



Se référer à la Fiche de Données Sécurité, disponible sur www.granitex-dz.com

Annexe A6 : Fiche technique de la résine Sikadur-330 (Sika)

Notice technique Edition juillet 2009 Numéro 9.97 Version n°131.2009 Sikadur®-330



Sikadur[®]-330

Résine d'imprégnation époxydique pour tissu de renforcement

Description	Sikadur [®] -330 est une résine d'imp composants, mélange de résine époxydi Sikadur [®] -330 est conforme aux exigence produít de collage de plaques de renforce	régnation époxydique, thixotrope, à que et de fillers spéciaux. es de la norme NF EN 1504-4 en tant que ement.
Utilisation	 Sikadur[®]-330 est une résine de coll «secs» de renforcement de structu SikaWrap[®]-230 C/45). 	age/d'imprégnation utilisée pour les tissu ures de la gamme SikaWrap [®] (exempl
	 Primaire d'imprégnation du support p de structures (SikaWrap[®]-600 C/120) Colle structurale pour le collage de d'aspect fin et régulier. 	our les tissus «humides» de renforcemen Nous consulter. s Sika [®] CarboDur [®] Lamelles sur suppor
Caractéristiques / Avantages	 Facile à mélanger et à appliquer, à la Conçue pour les méthodes d'imprégn Thixotropie: aptitude à l'application su Excellente adhérence sur de composites,) Application sans primaire préalable. Hautes résistances mécaniques 	truelle et au rouleau ation manuelle de tissus « secs » r surfaces verticales et en sous-face. nombreux supports (béton, mortiers
Fssais		
Agréments / Essais / Normes	Conforme aux exigences de la norme NF Avis Technique CSTB n° 3/07-502 (Sika	⁼ EN 1504-4 (collage structural). Wrap [®] -230 C/45 - Sikadur [®] -330)
Caractéristiques		
Couleurs / consistance	Composant A: blanc	
	Composant B: gris	
	Mélange A+B: gris clair	
	Consistance crémeuse	
Conditionnement	Kit de 5 kg	
Stockage	2.1.9	
Conditions de stockage / conservation	24 mois à partir de la date de fabricat emballage d'origine intact, non entamé, solaires directes, à une température com	ion, quand le produit est stocké dans so à l'abri du gel, de l'humidité et des rayon prise entre +5°C et +25°C.
Caractéristiques		
Nature chimique	Résine époxydique,	
Densité	1,30 kg/l (mélange A+B, à +23°C)	
Coefficient de dilatation thermique	4,5.10 ⁻⁵ par °C (plage de température de	-10°C à +40°C)
and the second	Température	Viscosité
Viscosité		
Viscosité	+10°C	~ 10.000 mPas
Viscosité	+10°C +23°C	~ 10.000 mPas ~ 6.000 mPas

-Ē onstruct

Stabilité Thermique	Heat Deflection Temperature	HDT), selon la norme	ASTM D648		
	Temps de Durcissement	Température	HDT		
	7 jours	+10°C	+36°C		
	7 jours	+23°C	+47°C		
	7 jours	+35°C	+53°C		
	7 jours à +10 °C plus 7 jours à +23°C	+10°C / +23 °C	+43°C		
Température en service	-40°C à +45°C				
Competituire en service.	10 0 U 10 0				
physiques et mécaniques					
Résistance en traction	30 MPa (7 jours à +23°C) (se	on le norme DIN 5345	5)		
Adhérence	> 4 MPa rupture dans le béton		(selon la norme EN 24624		
Module d'Elasticité	Flexion: 3800 MPa (7 jours à +23°C) Traction: 4500 MPa (7 jours à +23°C)		(selon la norme DIN 53452) (selon la norme DIN 53455		
Allongement à rupture	0,9% (7 jours à +23°C)		(selon la norme DIN 53455		
Résistance					
Résistance chimique	Sikadur [®] -330 doit être protégé	vis-à-vis des agents a	agressifs		
Résistance thermique	Exposition permanente : +45°C				
Système					
Composants du système	Le Sikadur [®] -330 fait partie du la gamme SikaWrap [®] :	procédé de renforcer	nent de structures, par tissu de		
	 Primaire et Résine d'imprégnation Sikadur[®]-330. 				
	 Tissu de renforcement de s 	tructure SikaWrap®			
Application	Santana In	a Jan a Justa	Carl Contractor		
Consommation	La consommation varie de 0,7 à 1,5 kg/m² en fonction de la rugosité du support et du type de tissu à imprégner. Consulter la notice technique du tissu SikaWrap [®] .				
Qualité du support	Les bétons et mortiers doivent avoir au moins 28 jours. Le support doit être propre, sec, exempt de toute trace de graisse, d'huile, de rouille, de produit de cure, d'ancien revêtement ou traitement de surface, de parties non ou peu adhérentes, de laitance. Le support doit être sain et présenter, après préparation, une cohésion superficiell				
	La planéité de surface doit rer 30 cm.	trer dans la tolérance	de ± 2 mm sur une longueur de		
	Les balèvres de coffrages et s ragréer à l'aide de Sikadur-41	aillies ne doivent pas F.	excéder 0,5 mm. Si nécessaire		
	Les fissures d'une largeur supérieure à 0,25 mm doivent être injectées à l'aide de Sikadur-52, suivant les méthodes habituelles d'injection.				
	Les angles sailants de la str d'au moins 20 mm (fonction o en utilisant une ponçeuse à di	ucture doivent elre an lu type de tissu SikaW sque diamanté.	rondis jusqu'à obtenir un rayor /rap [®] utilisé); Ceci peut être fai		
Préparation du support	Les supports en béton et en r sablage ou par ponçage (au c les particules friables non ou p	naçonnerie doivent êtr lisque diamanté), afin peu adhérents, et d'our	e préparés mécaniquement pa d'éliminer la laitance de ciment vrir la porosité de surface.		
	Avant l'application du Sikadur ou peu adhérentes doivent êt	[®] -330, toutes les pous re complètement élimine préception	ssières et autres particules no inées du support de préférenc		

Les zones de béton/ maçonnerie faibles doivent être éliminées puis réparées à l'aide de Sikadur[®]-41F ou un mélange de Sikadur[®]-30 Colle et de sable de quartz Sikadur[®]-501 (ratio 1 : 1 max en poids).

2

Sikadur®-330 2/5



	polymèrisation de la résine. Une fois durcie, la résine s'enlève mécaniquement			
Durée de vie en pot / Temps ouvert	Potlifé : 90 mín à La durée de vie Elle est plus cou Plus la quantité Pour obtenir une produit, une fois rafraîchir (pas en Temps ouvert : 6	+10°C - 30 min á en pot (pot life) rte á hautes tem mélangée est im plus longue durs mélangé, en p dessous de 5°C 0 min á +10°C - 3	à +35°C débute quand ipératures et p iportante, plus ée de vie en p lusieurs partie) les composa 30 min à +35°C	les 2 composants sont mélangé ilus longue à basses température la durée de vie en pot est cour d'à hautes températures, diviser s. Une autre méthode consiste nts A et B avant de les mélanger.
Temps d'attente /	Sur résine durcie	1		
recouvrements	Produits	Température support	Temps minimum	Temps maximum
	ALC: NO.	+10°C	24 h	La résine durcie Sikadur -330
	Sikadur ^a -330 appliqué sur Sikadur [®] -330	+35°C	6 h	à l'aide du Nettoyant Sikadur et légèrement poncée au papier abrasif avant application du Sikadur [®] -330.
	1-1-1-1-1	Tempheature	Tamas	1
	Produits	support	minimum	Temps maximum
	Baultamant	+10°C	5 jours	La résine durcie Sikadur®-330
	coloré	+23°C	3 jours	> 7 jours, doit être dégraissée
	Sikagard applique sur Sikadur [®] -330	+35°C	1 jour	à l'aide du Nettoyant Sikadur e légérement poncée au papie abrasive avant application du revêtement.
	Veiller à ce que la durant le temps o Pour des raisons permanente) le ti mortier à base de revêtement de pr 550W Elastic ou A basse tempéra peut se former er tissu SikaWrap o durcie, ce résidu pour permettre u doit être sèche revêtement final). Pour les applicati produits pendant directes, à une l'application, et la Quand plusieurs	e positionnement overt, s esthétique et/oi ssu SikaWrap [®] (e liant hydraulique otection à base o Sikagard [®] -675W ture ou en prése n surface du Sika ou un revêtemei poisseux doit d'i ne bonne adhér avant l'applica ons à basses ou au moins 24 h à a température durée de vie en couches supple veiller à éviter	t du tissu Sikal u de protectio doit être recou e modifié (Sika de résine (Sika Elastocolor). nce d'humidité dur ⁹ -330 durc nt doit être an abord être ente ence. Dans te tion de la p à hautes temp l'abri du gel, ambiante ac pot.	Mrap [®] et le marouflage soit effect n (rayons solaires directs, humid vort en extérieur par application / itop [®] -107, ou Sikatop [®] -121) ou d' agard [®] -680S Betoncolor, Sikagard relative élevée, un résidu poisse i, Si une couche supplémentaire / poliqué sur la résine Sikadur [®] -3 evé à l'eau (éponge imbibée d'ea sus les cas, cette surface nettoy rochaine couche (résine/tissu pératures, stocker préalablement l de l'humidité et des rayons solain léquate favorisant le malaxag tissu SikaWrap [®] sont appliqué ent, tout glissement du compos
	pendant le durcis de tissu utilisé et	sement du Sikad des conditions cl	dur ^o -330. Le n Imatiques amb	ombre de couches dépend du typ piantes.
Durcissement	pendant le durcis de tissu utilisé et	sement du Sikad des conditions d	dur ^o -330. Le n limatiques amb	ombre de couches depend du typ plantes.
Durcissement Remise en service du	pendant le durcis de tissu utilisé et Te	esement du Sikad des conditions cl mpérature	dur"-330. Le n limatiques amb	ombre de couches depend du typ jiantes. Durcissement complet
Durcissement Remise en service du système	pendant le durcis de tissu utilisé et Te	mpérature +10°C	dur ^e -330. Le n limatiques amb	ombre de couches depend du typ jiantes. Durcissement complet 7 jours
Durcissement Remise en service du système	pendant le durcia de tissu utilisé et Te	mpérature +10°C +23°C	dur ^s -330. Le n imatiques amb	ombre de couches depend du typ jiantes. Durcissement complet 7 jours 5 jours 2 jours
Durcissement Remise en service du système	pendant le durcia de tissu utilisé et Te Les temps de conditions ambia	mpérature +10°C +23°C +35°C durcissement in ntes variables.	dur ² -330. Le n limatiques amb	ombre de couches depend du typiantes. Durcissement complet 7 jours 5 jours 2 jours approximatifs et dépendants de

Sikadur®-330 4/5

Précautions d'emploi	Chez certaines personnes, les résines époxy et une irritation de la peau et des muqueuses. Le Nettoyant Sikadur est un produit infla aromatiques. Il doit être utilisé en extérieur. Consulter la fiche de données de sécurité.	les durci mmable	sseurs peuvent engendre contenant des solvant	
Mentions légales	Produit réservé à un usage strictement professionnel Nos produits bénéficient d'une assurance de responsabilité ch «Les informations sur la présente notice, et en particulier les l'utilisation finale des produits SIKA, sont fournies en toute bo l'expérience que la Société SIKA a acquises à ce jour de sé stockés, manipulés et appliqués dans des conditions no matériaux, substrats et conditions spécifiques sur site s recommandation écrite ou conseil donné n'impliquent aucune garantie légale contre les vices cachés. Nos agences so complémentaire. Notre responsabilité ne saurait d'aucune m application non conformé à nos renseignements. Les droits impérativement être respectés. Toutes les commandes sont a Vente et de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent récente de la fiche technique correspondant au produit concer	rile. recommand onne foi et s es produits males. En ont telles e garantie d nt à votre aanière être acceptées s impérativen né, qui leur	ations relatives à l'application et l se fondent sur la connaissance e lorsqu'ils ont été convenablemen pratique, les différences enfr que ces informations ou tout e qualité marchande autre que l disposition pour toute précisio engagée dans l'hypothése d'un té détenus par des tiers doiver ous réserve de nos Conditions d nent consulter la version la plu sera remise sur demande.».	
Marquage CE	(€			
	0921			
	Sika Schweiz AG Tueffenwies 16-22 CH - 8048 Zurich 1001			
	08			
	0921-CPD-2054			
	EN 1504-4			
	d'armature en plaque collée (Bâtiment e	cement det Ouvrag	es structures à l'aide les de Génie civil)	
	Adhérence		≥ 14 MPa	
	Résistance au cisaillement par compression	50°	≥ 50 MPa	
		60°	≥ 60 MPa	
	7		≥ 70 MPa	
	Résistance au cisaillement	≥ 12 MPa		
	Résistance en compression		≥ 30 MPa	
	Retrait / dilatation		≤ 0,1%	
	Cuvrabilité à l'assu			
	Medule d'Electicité		> 2 000 MPa	
	Coefficient de dilatation thermique		< 100 * 10 ⁻⁶	
	Température de transition vitreuse		>40°C	
	Réaction au feu		Euroclasse F	
	Durabilité		conforme	
	Substances dangereuses		conformes au 5.4	

Sika El Djazair. 08 route de l'Arbaa, 16111 Eucalyptus Alger/ ALGERIE www.sikaeldjazair.com

Jika

R





Sikadur®-330 5/5



Notice Produit Edition février 2014 Numéro 8.27 Version n° 2014-029 02 04 06 001 0 000020 Sika AnchorFix-2

Sika AnchorFix-2

Résine de scellement chimique à hautes performances

Agréments Techniques Européens : ETA-13/0968 (tige filetée), ETA-09/0112 (barre armature acier)

Construction

Présentation	Résine de scellement bicomposant à base d'époxy acrylate, conditionnée en cartouche monocorps.						
	Après extrusion, on obtient un mélange thixotrope homogène de couleur gris clair.						
Domaines d'application	Utilisable pour tout type de scellement chimique :						
	v tiges filetées galvanisées, inoxydables						
	v douilles taraudées, goujons						
	v fers à béton						
	dans divers supports :						
	v béton						
	v maçonneries pleines						
	v pierres naturelles ou artificielles						
Caractères généraux	v Durcissement rapide						
	v Utilisation avec un pistolet standard						
	v Produit à hautes performances, polyvalent, facile à utiliser						
	v Thixotrope, utilisable en sous face						
	v Sans solvant, sans styrène						
	v Faible odeur						
Agréments, essais	Agréments Techniques Européens						
officiels	v ETA-13/0968 (tiges filetées galvanisées et inox)						
	v ETA-09/0112 (barres d'armatures en acier)						
Caractéristiques							
Coloris	Mélange de couleur gris clair.						
Conditionnement	v Cartouche standard de 300 ml livrée avec 1 buse mélangeuse.						
	v Suremballage: carton de 12 cartouches.						
	 v Accessoires : buses mélangeuses (5 pièces/sachet), pompe soufflante, brosses de nettoyage diam. 13, 18, 28 mm 						
Stockage	Le Sika AnchorFix-2, dans son emballage d'origine non entamé, doit être stocké à l'abri de l'humidité, du soleil, entre + 5°C et + 20°C.						
Conservation	15 mois. La date de péremption figure sur l'étiquette de la cartouche.						

Jika®

Sika AnchorFix-2 1/3

Température en service	v Plage	de ten	ané	atu	re e	n se	ervio	e d	ela	rési	ne (turc	ie (F	TA	G 00)1 г	arti	e 5)	2	-
	v -40°C à +50°C																			
	v +50°C à long terme																			
	v jusqu'à + 80°C : en usage temporaire de 1 à 2 heures.																			
Délai de durcissement	v Tem	os ouve	rt/e	de d	urc	isse	mer	nt	-		-							-		
		érati	rature			Temps ouvert			t	Temps de durcissement										
		à +35°C				1 min				40 min										
		+10°C	à +20°C				4 min						7	'0 m	ín					
		+ 5°C	à +'	à +10°C				8 m	in					10	10 m	in				
		0°C	à +5	5°C			x							18	30 m	nin				
		-5°C	à 0°	C				x						24	heu	ires				
	tempéra	ture de	la	arto	buck	he s	upé	rieu	re à	5°C	;									
Thixotropie	Bonne tenue lors de l'application, y compris en sous face.																			
Epaisseur de couche	3 mm m	aximun	n																	Ī
Caractéristiques mécaniques																				
Résistance en compression	~ 68 MPa (7 jours, +20°C, selon ASTM D695)																			
Résistance à la flexion	~ 24 MF	a (7 joi	urs,	+20	°C,	sel	on A	ST	MD	790)									
Résistance à la traction	~ 13 MF	a 2 (7)	jour	s, +:	20°(C, s	elor	AS	TM	D63	8)									
Module d'élasticité en compression	~ 3700	MPa (se	elon	AS	тм	D69	95)	. * .	÷											
Conception des ancrages	Se repo	rter aux	Ag	rém	ent	s Te	chr	ique	es E	urop	béei	ns.								
Conditions					and	du	Volu	me	dus	cell	ome	ant	àrós	alieo						
Consommation	La consommation depend du volume du scellement à réaliser.									ne	amr	nati	ion	mi		-				-
Consommation	La cons	ommati Diamètre	on d	dépe					Profondeur du tr				trou de forage (mm)							
Consommation	La cons Diamètre tige à scelter	Diamètre du trou (mm)		dépe			P	rofo	nde	ur d	u tre	ou c	ie fo	rage	e (m	m)				-
Consommation	La cons Diamètre tige à scelter	Ommati Diamètre du trou (mm)	8	90e	110	120	P 130	rofo 140	nde 160	ur d	180	200	210	220	e (m 240	m) 260	280	300	350	-
Consommation	La cons Diamètre tige à sceller 8	ommati Diamètre du trou (mm)	8 3	90 4	110	120 5	P 130 5	140 5	160 6	170 6	180 7	200 7	210 7	220 8	e (m 240 8	m) 260 9	280 9	300	11	1
Consommation	La cons Diamètre tige à sceller 8 10	Ommati Diamătre du trou (mm) 10 12 12	8 3 4 5	90 4 5	110 4 5 6	120 5 6	P 130 5 6 7	rofo 140 5 6 7	160 6 7 8	ur d 170 6 8 8	u tro 180 7 8	200 7 8 10	210 7 8 10	220 8 9	e (m 240 8 10	m) 260 9 10	280 9 11	300 10 12 14) 350 11 14 16)
Consommation	La cons Diamàtre tige à scelter 8 10 12 14	Ommati Diamătre du trou (mm) 10 12 12 14 18	8 3 4 5 9	90 4 5 6	110 4 5 6 11	120 5 6 14	P 130 5 6 7 14	rofo 140 5 6 7 15	160 6 7 8 18	ur d 170 6 8 8 19	u tro 180 7 8 9 20	200 7 8 10 22	210 7 8 10 23	220 8 9 11 24	e (m 240 8 10 11 26	m) 260 9 10 12 28	280 9 11 13 30	300 10 12 14 32) 350 11 14 16 37)
Consommation	La cons Diamètre tige à sceller 8 10 12 14 16	ommati Diamètre du trou (mm) 10 12 14 18 18	8 3 4 5 9 9	90 4 5 6 10 10	110 4 5 6 11 11	120 5 6 14 13	P 130 5 6 7 14 14	rofo 140 5 6 7 15 15	160 6 7 8 18 17	ur d 170 6 8 19 18	u tro 180 7 8 9 20 19	200 7 8 10 22 21	210 7 8 10 23 22	220 8 9 11 24 23	e (m 240 8 10 11 26 26	m) 260 9 10 12 28 28	280 9 11 13 30 30	300 10 12 14 32 32) 350 11 14 16 37 36	
Consommation	La cons Diamàtre tige à sceller 8 10 12 14 16	ommati Diamètre du trou (mm) 10 12 14 18 18 20	8 3 4 5 9 9 10	90 4 5 6 10 10 12	1110 4 5 6 111 111 12	120 5 6 14 13 15	P 130 5 6 7 14 14 16	rofo 140 5 6 7 15 15 17	160 6 7 8 18 17 20	ur d 170 6 8 19 18 21	u tri 180 7 8 9 20 19 22	200 7 8 10 22 21 24	e fo 210 7 8 10 23 22 25	220 8 9 11 24 23 26	e (m 240 8 10 11 26 26 29	m) 260 9 10 12 28 28 31	280 9 11 13 30 30 33	300 10 12 14 32 32 35	0 350 11 14 16 37 36 40	
Consommation	La cons Diamètre tige à sceller 8 10 12 14 16 20	ommati Diamàtre du trou (mm) 10 12 14 18 18 18 20 24 25	00 0 8 3 4 5 9 9 9 10 12 18	90 4 5 6 10 10 12 13 19	110 4 5 6 11 11 12 14 21	120 5 6 14 13 15 15 23	P 130 5 6 7 14 14 16 16 24	rofo 140 5 6 7 15 15 17 18 26	nde 160 6 7 8 18 17 20 22 30	ur d 170 6 8 19 18 21 24 31	u tro 180 7 8 9 20 19 22 26 32	200 7 8 10 22 21 24 28 38	e fo 210 7 8 10 23 22 25 30 38	220 8 9 11 24 23 26 32 40	e (m 240 8 10 11 26 29 36 44	m) 260 9 10 12 28 28 31 38 46	280 9 11 13 30 30 33 42 50	300 10 12 14 32 32 35 48 54	0 350 11 14 16 37 36 40 58 64	
Consommation	La cons Diamàtre tige à sceller 8 10 12 14 16 20 24	ommati Diamàtre du trou (mm) 10 12 14 18 18 20 24 25 26	8 3 4 5 9 9 10 12 18 24	90 4 5 6 10 10 12 13 19 25	110 4 5 6 11 11 12 14 21 28	120 5 6 14 13 15 15 23 30	P 130 5 6 7 14 14 16 16 16 24 33	rofo 140 5 6 7 15 15 15 15 15 15 15 17 18 26 35	nde 160 6 7 8 18 17 20 22 30 40	ur d 170 6 8 19 18 21 24 31 43	u tro 180 7 8 9 20 19 22 26 32 45	200 7 8 10 22 21 24 28 36 50	ie fo 210 7 8 10 23 22 25 30 38 55	220 8 9 11 24 23 26 32 40 58	e (m 240 8 10 11 26 26 29 36 44 60	m) 260 9 10 12 28 28 28 31 38 46 65	280 9 11 13 30 30 33 42 50 70	300 10 12 14 32 35 48 54 54 75) 350 11 14 16 37 36 40 58 64 100	
Consommation	La cons Diamàtre type à sceller 8 10 12 14 16 20 24 Les vale	ommati Diamètre du trou (mm) 10 12 14 18 18 20 24 25 26 26 26 20 50 26	8 3 4 5 9 9 9 10 12 18 24	90 4 5 6 10 10 12 13 19 25	1110 4 5 6 111 11 12 14 21 28 Son	120 5 6 14 13 15 23 30 t de	P 130 5 6 7 14 14 16 16 24 33 5 Vě	rofo 140 5 6 7 15 15 15 17 18 26 35	160 6 7 8 18 17 20 22 30 40 TS CE	ur d 170 6 8 8 19 18 21 24 31 43	u tro 180 7 8 9 20 19 22 26 32 45 ées	200 7 8 10 22 21 24 28 36 50 et c	ie fo 210 7 8 10 23 22 25 30 38 55 55	220 8 9 11 24 23 26 32 40 58 66es	e (m 240 8 10 11 26 26 29 36 44 60 :à til	m) 260 9 10 12 28 28 31 38 46 65 65	2800 9 11 13 30 30 33 42 50 70 70	300 10 12 14 32 35 48 54 75 atif.) 350 11 14 16 37 36 40 58 64 100	

Sika AnchorFix-2 2/3

Qualité du europort	V. Le support doit âtre or	onre sain cohésif et avoir plue de 28 jours							
	 La capacité portante di v En cas de doute, on printerne du support (exidynamomètre). Le trou d'ancrage doit v II doit être nettoyé plu poussières doivent être aspirateur Les pièces métalliques de rouille. Attention aux phénomi l'adhèrence si Sika An 	u support doit être vărifiée, eut réaliser un essai visant à déterminer la cohésion emple : essai de cohésion par traction directe à l'aide d'un t être propre, sec, exempt de graisse et d'huile, sieurs fois avec une brosse. Après chaque brossage, les e éliminées soit avec une pompe soufflante, soit avec un s à sceller doivent être propres, dégraissées et sans trace ènes de condensation sur le support, qui peuvent nuire à chorFix-2.							
Mise en oeuvre									
Conditions d'utilisation	La température d'application (support, ambiance) doit être comprise entre -5°C et +35°C.								
	+5°C et +20°C. Attention aux risques de l'application doit être de 3	condensation : la lempérature du support pendant) degrés au-dessus de celle du point de rosée							
Definition di millence	1. Déviseer la beuches d	a la sastaucha							
Proparation du melange	 Devision le bouchon rouge pour tirer le film d'emballage. Couper ce film pour enlever le bouchon rouge. Visser la buse de mélange. Introduire la cartouche dans le pistolet extrudeur. A chaque nouvelle cartouche ou après l'échange de la buse de mélange, exercer 1 à 2 pressions sur le pistolet sans utiliser le produit, jusqu'à obtenir un mélange de 								
Nettoyage des outils	Les traces de résine non durcie, la résine ne peut :	polymérisée peuvent être nettoyées à l'eau. Une fois s'enlever que mécaniquement.							
G	Les buses mélangeus	es sont à usage unique.							
Mise en œuvre	Réalisation du scellemen v Forer le trou au diamè Nettoyer soigneusem éliminer les particules grand que le diamètre v Par pression sur la g l'homogénéisation en être utilise pour effect nettoyer le bout de la l v L'injection se fait en p mélange. Attention à profonds, un tube-ralio v Engager immédiateme de rotation; velller à in Délai de durcissement v La résine doit ressortir v Pendant le temps de c mis en charge.	t: tre et à la profondeur requis. ent le trou: effectuer 3 brossages et soufflages pour s de poussière ; le diamètre de la brosse doit être plus du trou. jâchette du pistolet, extruder le mélange jusqu'à obteni sortie de buse (un mélange non homogène ne doit pas tuer le scellement). Relâcher la pression du pistolet, puis puse avant d'injecter la résine dans le trou de forage. artant du fond tout en reculant progressivement la buse de éviter les inclusions d'air dans la résine. Pour les trous inge peut être utilisé. ent l'élément à sceller en lui imprimant un lèger mouvemen troduire l'élèment à sceller pendant le temps ouvert (voir §). à l'entrée du trou de forage. lurcissement, l'ancrage ne doit en aucun cas être bougé n							
Precautions d'emploi	Consulter la liche de don	nees de securite accessible sur le site www.sika.ir							
Montione lénales	Produit réserve à un usage strictement professionnel								
Mentions legales	Nos produits bénéficient d'un	le assurance de responsabilité civile.							
Mentions legales	«Las informations sur la prés et à l'utilisation finale das pro commissance et l'expérience convenablement stockés, me différences entre matériaux, ou toute recommandátion éc autre que la garantile légale o précision complémentaire. N l'hypothèse d'une application des tiers doivent impérativen de nos Conditions de Verte consulter la version la plus ré sera remise sur demande.»	ente notice, et en particulier les recommandations relatives à l'application duits SiKA, sont fournies en toute bonne foi et se fondent sur la "que la Société SIKA a acquises à ce jour de ses produits lorsqu'ils ont eté substrats et conditions spécifiques sur site sont telles que ces informations rie ou conseil donné n'impliquent aucure garante de qualité marchande contre les vices cachés. Nos agences sont à votre disposition pour toute otre responsabilité ne saurait d'aucune manière être engagée dans non conforme à nos renseignements. Les droits de propriété détenus par tent être respectés. Toutes les commandes sont acceptées sous réserve et de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent impérativement centre de la fiche technique correspondant au produit concerné, qui leur							
Mentions legales	«Las informations sur la prés et à l'utilisation finale das pro commissance et l'expérience convenablement stockés, me différences entre matériaux, ou toute recommandation éc autre que la garantile légale o précision complémentaire. N l'hypothèse d'une application des tiers doivent impérativen de nos Conditions de Vente consulter la version la plus ré sera remise sur demande.»	ente notice, et en particulier les recommandations relatives à l'application duits SiKA, sont fournies en toute bonne foi et se fondent sur la "que la Société SIKA a acquises à ce jour de ses produits lorsqu'ils ont eté inpulés et appliqués dans des conditions normales. En pratique, les substrats et conditions spécifiques sur site sont telles que ces informations rice ou conseil donné n'impliquent aucure garanté de qualité marchande contre les vices cachés. Nos agences sont à votre disposition pour toute otre responsabilité ne saurait d'aucune manière être engagée dans non conforme à nos renseignements. Les droits de propriété détenus par tent être respectés. Toutes les commandes sont acceptées sous réserve de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent impérativement acente de la fiche technique correspondant au produit concerné, qui leur							
Mention's legales	«Las informations sur la prés et à l'utilisation finale das pro commissance et l'expérience convenablement stockés, me différences entre matériaux, ou toute recommendation éc autre que la garantile légale o précision complémentaire. N l'hypothèse d'une application des tiers doivent impérativen de nos Conditions de Venter consulter la version la plus ré sera remise sur demande.»	ente notice, et en particulier les recommandations relatives à l'application duits SiKA, sont fournies en toute bonne foi et se fondent sur la "que la Société SIKA a acquises à ce jour de ses produits lorsqu'ils ont eté inpulés et appliqués dans des conditions normales. En pratique, las substrats et conditions spécifiques sur site sont telles que ces informations rice ou consei donné n'impliquent aucure garanté de qualité marchande contre les vices cachés. Nos agences sont à votre disposition pour toute otre responsabilité ne saurait d'aucune manière être engagée dans non conforme à nos renseignements. Les droits de propriété détenus par tent être respectés. Toutes les commandes sont acceptées sous réserve de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent impérativement acente de la fiche technique correspondant au produit concerné, qui leur							
Rentions legales	«Las informations sur la prés et à l'utilisation finale das pro commaissance et l'expérience convensiblement stockés, me différences entre matériaux, ou toute recommendation éc autre que la garantie légale o précision complémentaire. N l'hypothèse d'une application des tiers doivent impérativen de nos Conditions de Vente consulter la version la plus ré sera remise sur demande.» Sika France S.A.S. 84, rue Edouard Vaillant parte la parterior	tente notice, et en particulier les recommandations relatives à l'application duits SiKA, sont fournies en toute bonne foi et se fondent sur la "que la Société SIKA a acquises à ce jour de ses produits lorsqu'is ont eté impulés et appliqués dans des conditions normales. En pratique, las substrats et conditions spécifiques sur site sont telles que ces informations rice ou consei donné n'impliquent aucure garantie de qualité marchande contre les vices cachés. Nos agences sont à votre disposition pour toute otre responsabilité ne saurait d'aucune manière être engagée dans non conforme à nos renseignements. Les droits de propriété détenus par tent être respectés. Toutes les commandes sont acceptées sous réserve de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent impérativement acente de la fiche technique correspondant au produit concerné, qui leur Tel : 01.49.92.80.00							
Rentions legales	«Las informations sur la prés et à l'utilisation finale das pro convensiblement stockés, me différences entre matériaux, ou toute recommendation éc autre que la garantie légale o précision complémentaire. N l'hypothèse d'une application des tiers doivent impérativen de nos Conditions de Vente - consulter la version la plus ré sera remise sur demande.» Sika France S.A.S. 84, rue Edouard Vaillant 93350 Le Bourget	ente notice, et en particulier les recommandations relatives à l'application duits SiKA, sont fournies en toute bonne foi et as fondent sur la "que la Société SIKA a acquises à ce jour de ses produits lorsqu'is ont eté impulée et appliqués dans des conditions normales. En pratique, las substrats et conditions spécifiques sur site sont telles que ces informations rise ou conseil donné n'impliquent aucure garantie de qualité marchande contre les vices cachés. Nos agences sont à votre disposition pour toute otre responsabilité ne saurait d'aucune manière être engagée dans non conforme à nos renseignements. Les droits de propriété détenus par tent être respectés. Toutes les commandes sont acceptées sous réserve de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent impérativement acente de la fiche technique correspondant au produit concerné, qui leur Tel : 01 49 92 80 00 Fax : 01 49 92 80 21							