

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil



THÈSE

Présentée en vue de l'obtention de

DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DU 08 MAI 1945 GUELMA

SPÉCIALITÉ : Génie Civil

Réparation des structures type poutres par l'utilisation des matériaux composites

Présentée et soutenue Par :

Messaouda BOUMAAZA

JURY

Président :	M. NOUAOURIA Med Salah	(Pr. Université de Guelma)
Encadreur :	M. BEZAZI Abderrezak	(Pr. Université de Guelma)
Rapporteurs :	M. AMZIANE Sofiane	(Pr. Université Clermont Ferrand France)
	M. REDJEL Bachir	(Pr. Université de Annaba)
	M. HARKATI El Hadi	(MC. Université de Tébessa)

Année : 2017

Dédicaces

A tous ceux qui me sont chers

A tous ce qui sont intéressés par cette recherche

Remerciements

Ce travail a été réalisé au Laboratoire de Génie Civil (**LGCH**) et au Laboratoire de Mécanique Appliquée des Nouveaux Matériaux (**LMANM**), de l'université de Guelma sous la direction du Professeur **BEZAZI Abderrezak**, directeur du **LMANM**.

Mes plus vifs remerciements vont, en premier lieu, au Pr. **BEZAZI Abderrezak**, qui m'a offert l'opportunité d'effectuer cette thèse sous sa direction. Je lui exprime ma profonde reconnaissance de m'avoir dirigé tout au long de ces quatre années, pour tout le temps qu'il a consacré à la concrétisation de cette thèse, pour les efforts qu'il a déployés au niveau du laboratoire et surtout le partage de ses connaissances, ses expériences, ses nombreux conseils avisés, sa disponibilité, sa rigueur et son enthousiasme m'ont permis de mener à bien le déroulement de la recherche et son achèvement dans les meilleures conditions. Sans son aide, ce document n'aurait pas vu le jour.

Que les membres du jury trouvent ici l'expression de ma reconnaissance pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'apprécier ce travail de recherche et d'avoir consacré une partie de leur temps pour examiner ce travail de thèse. J'exprime ma sincère gratitude au professeur **NOUAOURIA Mohamed Salah**, directeur du **LGCH**, qui m'a fait l'honneur d'accepter de présider le jury de cette thèse, qu'il soit assuré de ma profonde reconnaissance. Je tiens aussi à lui assurer ma profonde gratitude pour l'aide qu'il m'a apportée au niveau du laboratoire et aussi pour son amical soutien.

J'adresse mes chaleureux et vifs remerciements au professeur **AMZIANE Sofiane** de l'Université de Clermont Ferrand France pour les réflexions que nous avons eues ensemble, de m'avoir donné des conseils, pour son aide pour la correction de l'article et d'avoir accepté d'être membre du jury de cette thèse.

Mes remerciements vont également au professeur **SCARPA Fabrizio** Advanced Composites Centre for Innovation and Science (ACCIS), professeur à l'Université de Bristol en Angleterre pour sa collaboration scientifique.

Un grand merci au professeur **REDJEL Bachir** de l'université d'Annaba et au docteur **HARKATI El Hadi** Maître de Conférences A à l'Université de Tébessa qui m'ont fait l'honneur d'avoir accepté d'être examinateurs dans le jury de cette thèse et d'avoir consacré

une partie de leur temps pour l'examiner. Je souhaite qu'ils trouvent ici l'assurance de ma gratitude.

J'exprime surtout ma gratitude envers ma collègue **M^{me} BENZANNACHE Naziha** et docteur **BOUCHELAGHEM Hafida** pour leur aide et leur disponibilité lors de la réalisation des éprouvettes (travail très lourd et fastidieux demandant beaucoup d'efforts et de temps), la mise en place des expérimentations, pour leur soutien moral qu'elles m'ont accordé durant le déroulement de mon travail de thèse et aussi pour leur implication totale dans la conduite du programme expérimental, leur compétence a donné une marque de qualité aux différents travaux réalisés au laboratoire. Qu'elles trouvent ici toute ma reconnaissance.

Mes remerciements et ma reconnaissance sont adressés à mes collègues du département de Génie Civil surtout le Professeur **MANSOURI Rachid** pour son soutien et ses encouragements. Et je n'oublierai pas d'associer dans mes remerciements l'équipe du laboratoire (LMANM), docteur **AMROUNE Salah**, et les thésards sous la direction du Pr. **BEZAZI Abderrezak** à savoir : M. **SAIDIA Aziz**, M. **MAACHE Mabrouk**, M. **BOUMDIRI Haitem** et M. **MOUSAI Toufik** pour le temps précieux passé ensemble en leur souhaitant plein de succès dans leurs travaux de recherche.

Enfin, je ne peux finir sans remercier mon époux **BRAHIM**, mon fils **ANIS** et ma fille **BOUCHRA** qui étaient merveilleux avec moi, pour leurs collaborations lors de la réalisation des éprouvettes, j'exprime affectueusement mes remerciements pour leur soutien et leur présence, leur patience m'a beaucoup encouragé tout au long de cette recherche, leurs encouragements qu'ils m'ont apportés et surtout pour m'avoir supporté durant ces quatre années.

Résumé

La réhabilitation et la maintenance des structures telles que les ponts existant sont devenues aujourd' hui une préoccupation croissante. En effet, ces infrastructures telles que les anciens ponts sont soumises à des conditions d'exploitation de plus en plus exigeantes du fait que les charges de sollicitation effectives ne correspondent plus à celles de calcul pour lesquelles ils ont été conçus. Néanmoins, de nombreux éléments de structure ne répondent pas aux exigences actuelles, d'où la nécessité de leur renforcement ou/et réhabilitation. Le but de ce travail est de développer une nouvelle technique d'approche pour la réparation des poutres profondes en béton armé. Pour ce faire un programme d'essais a été entrepris au laboratoire sur des poutres, sollicitées en flexion 4-points, renforcées/réparées par deux types de matériaux composites TFV1 et TFV2 constitués d'un tissu bidirectionnel ou unidirectionnel en fibres de verre et une résine polyester. Cette étude traite l'influence de l'orientation des fibres et le nombre de plis de composite sur le comportement des poutres non préchargées ou préchargées à 40% ou 80% de leurs charges ultimes avant le collage du composite. Des jauges d'extensométrie sont collées sur les poutres dans le but de mesurer les déformations par l'intermédiaire d'un pont de Wheatstone. La nouvelle technique *Stirrups in Critical Region (SCR)* baptisée au laboratoire qui utilise des matériaux composites dans la zone critique de la poutre a révélé de meilleurs résultats relativement aux méthodes classiques notamment la non présence du décollement du composite rencontré dans le cas des réparations des poutres par des composites en forme de U. De plus, les résultats obtenus par cette méthode ont montré un changement du mode de rupture brutale par cisaillement à une rupture ductile par flexion. La validation des méthodes de calcul de type réglementaire est également effectuée. Des investigations d'analyse numérique ont été aussi réalisées avec le logiciel de calcul des structures ANSYS. Les réponses prédites par la méthode des éléments finis, ont montré un bon accord avec les résultats expérimentaux.

Mots-clés: *matériaux composites, renforcement/réparation, préchargement, poutre profonde, flexion 4-points, cisaillement, calcul réglementaire, simulation numérique.*

Abstract

The rehabilitation and maintenance of structures such as existing bridges has become a growing concern today. In fact, these infrastructures such as old bridges are subject to increasingly demanding operating conditions because the actual loading loads no longer correspond to the design loads for which they were designed. Nevertheless, many structural elements do not meet current requirements, hence the need for their strengthening and/or rehabilitation. The aim of this work is to develop a new approach technique for the repair of deep reinforced concrete beams. To do this, a test program was undertaken in the laboratory on beams, subjected to 4-point bending, reinforced/repared by two types of composite materials TFV1 and TFV2 consisting of a bidirectional fabric or unidirectional glass fiber and a polyester resin. This study deals with the influence of fiber orientations and composite plies number on the behavior of non-preloaded or preloaded beams at 40% or 80% of their ultimate loads before of the composite bonding. Strain gauges are glued to the beams to measure the strains through a Wheatstone bridge at different locations in the beam. The new technique ***Stirrups in Critical Region (SCR)*** baptized in the laboratory using composite materials in the critical zone of the beam has shown better results with respect to conventional methods, in particular the absence of the debonding of the composite observed in the case of beams repaired by a composite having U shape. Furthermore, the results obtained by this method showed a change in the mode from sudden failure by shear to a ductile one by flexural. Validation of regulatory type calculation methods is also performed. Numerical analysis investigations by finite element method (FE) were also carried out using ANSYS software. The responses predicted by FE, showed a good agreement with the experimental results.

Keywords: *composite materials, reinforcement/repair, preloading, deep beam, 4-point bending, shear, regulatory calculus, numerical simulation.*

ملخص

لقد أصبح إصلاح وصيانة الهياكل مثل الجسور القائمة مصدر قلق متزايد اليوم . وفي الواقع، فإن هذه البنى التحتية مثل الجسور القديمة تخضع لظروف تشغيل متزايدة الطلب لأن الأحمال الفعلية لم تعد مطابقة لأحمال التصميم التي صممت من أجلها . ومع ذلك، فإن العديد من العناصر الهيكلية لا تفي بالمتطلبات الحالية، ومن ثم الحاجة إلى تعزيزها أو إعادة تأهيلها . والهدف من هذا العمل هو تطوير أسلوب نهج جديد لإصلاح عوارض الخرسانة المسلحة العميقة . وللقيام بذلك، تم إجراء برنامج اختبار في المختبر على الحزم، وشدت في الانحناء من 4 نقاط، عززت / إصلاحها من قبل نوعين من المواد المركبة TFV1 و TFV2 تتكون من الألياف الزجاجية أحادية أو ثنائية الاتجاه و البوليستر . تناولت هذه الدراسة تأثير اتجاه الألياف وعدد طبقات من المركب على سلوك الحزم غير المحملة مسبقا أو المسبقة التحميل بنسبة 40% أو 80% من أحمالها النهائية قبل ربط المركب . يتم لصق مقاييس الكثافة على الحزم لقياس التشوهات من خلال جسر Wheatstone . وقد أظهرت التقنية الجديدة SCR باستخدام المواد المركبة في المنطقة الحرجة من الحزمة نتائج أفضل فيما يتعلق بالطرق التقليدية، ولا سيما عدم وجود مفرزة للمركبة التي تصادف في حالة إصلاح الحزمة . وعلاوة على ذلك، أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها من هذا الأسلوب تغيير في طريقة كسر هش بسبب القص إلى تمزق عن طريق الانحناء . ويجري أيضا التحقق من أساليب حساب نوع التنظيمي . وأجريت أيضا تحقيقات التحليل العددي مع برنامج حساب الهياكل ANSYS . أظهرت الإجابات التي تنبأت بها طريقة EF توافق جيد مع النتائج التجريبية .

كلمات البحث: المواد المركبة، تعزيز / إصلاح، تحميل مسبق، اختبار ثابت، الانحناء 4- نقطة، القص، حساب التفاضل والتكامل التنظيمي، المحاكاة العددية .

Table des matières

Dédicaces	
Remerciements	
Résumé	
Table des matières.....	1
Liste des figures.....	6
Liste des tableaux.....	12
Liste des symboles et des abréviations.....	14
Introduction générale.....	16

CHAPITRE I : Etude bibliographique sur la réparation/renforcement des structures par des matériaux composites

I.1. Introduction.....	19
I.2. Principales causes de désordres affectant les ouvrages.....	20
<i>I.2.1. Dégradation des matériaux.....</i>	<i>20</i>
<i>I.2.2. Dégradations des ouvrages dues aux contraintes mécaniques.....</i>	<i>22</i>
<i>I.2.3. Modification des conditions d'exploitation ou d'utilisation des ouvrages.....</i>	<i>23</i>
I.3. Méthodologie d'un diagnostic.....	23
I.4. Méthodes et principes généraux de renforcement.....	24
<i>I.4.1. Introduction.....</i>	<i>24</i>
<i>I.4.2. Différentes solutions techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton.....</i>	<i>24</i>
<i>I.4.2.1. Réparation par béton projeté.....</i>	<i>24</i>
<i>I.4.2.2. Réparation par précontrainte additionnelle.....</i>	<i>25</i>
<i>I.4.2.3. Renforcement par collage de plats métalliques.....</i>	<i>25</i>
<i>I.4.2.4. Renforcement par collage de plats composites.....</i>	<i>25</i>
I.5. Méthodes de renforcement en cisaillement des poutres en béton armé-	
Revue bibliographique et synthèse.....	26
<i>I.5.1. Problématique du cisaillement dans les poutres en béton armé.....</i>	<i>26</i>
<i>I.5.2. Etat de l'art sur les méthodes de réparation/renforcement des éléments</i>	

endommagés et non endommagés en utilisant les matériaux composites	26
I.5.2.1. Renforcement en PRF collé en surface (<i>Externally Bonded</i>).....	26
I.5.2.2. Barres en PRF montées en surface dans des rainures (<i>Near Surface Mounted</i>).....	33
I.5.2.3. Renforcement avec la technique <i>ETS</i>	36
I.6. Comportement en cisaillement à l'aide de PRF	39
I.6.1. Comportement en cisaillement de poutres en BA (sans renfort en PRF)	40
1.6.1.1. Fissuration.....	40
1.6.1.2. Modes de rupture.....	40
1.6.1.3. Type de poutre.....	41
1.6.1.4. Effort axial.....	41
1.6.1.5. Taux d'armatures longitudinales.....	42
1.6.1.6. Taux d'armatures transversales.....	42
1.6.1.7. Effet d'échelle (<i>dimensions des poutres</i>).....	42
I.6.2. Comportement en cisaillement de poutres en BA renforcées de PRF	42
1.6.2.1. Modes de rupture.....	42
1.6.2.2. Rapport a/d	43
1.6.2.3. Taux d'armature transversale.....	43
1.6.2.4. Taux de renfort en PRF.....	43
1.6.2.5. Effet d'échelle.....	44
I.7. Méthodes de calcul de type réglementaire	44
I.7.1. Méthodes de calcul concernant la sollicitation en flexion	45
I.7.1.1. Moment fléchissant ultime des poutres non renforcées.....	45
I.7.1.2. Méthodes de calcul concernant la sollicitation de flexion des poutres renforcées.....	48
I.7.2. Modèles et méthodes de calcul réglementaire de résistance à l'effort tranchant des poutres renforcées	50
I.7.2.1. Contribution du béton et de l'acier à la résistance à l'effort tranchant.....	50

I.7.2.2. Contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant.....	52
I.8. Conclusions.....	53
I.8.1. Mise en contexte du problème.....	53
I.8.2. Méthodologie générale.....	54
 CHAPITRE II : Méthodologie adoptée et matériels utilisés 	
II.1. Introduction.....	54
II.2. Synthèse de quelques éléments bibliographiques permettant de définir la campagne d'essai.....	55
II.3. Protocole expérimental.....	57
II.3.1. Description du programme d'essai des poutres renforcées.....	57
II.3.2. Notations des poutres.....	58
II.3.3. Dimensionnement des corps d'essai.....	59
II.3.4. Caractéristiques des matériaux.....	60
II.3.4.1. Béton.....	60
II.3.4.2. Armatures.....	64
II.3.4.3. Matériaux composites.....	64
II.3.5. Préparation des corps d'éprouvettes et les instrumentations des essais.....	66
II.3.5.1. Machines des essais.....	66
II.3.5.2. Modes de fabrication.....	69
II.3.6. Préchargement des poutres.....	71
II.3.7. Méthodes de réparation.....	71
II.3.7.1. Mise en œuvre des renforts.....	71
II.3.7.2. Réparation en U.....	71
II.3.8. Réparation par la méthode SCR.....	72
II.3.9. Instrumentation.....	74
II.4. Conclusion.....	76

CHAPITRE III : Présentation et analyse des résultats expérimentaux	
III.1. Introduction	79
III.2. Résultats des essais des poutres non préchargées renforcées par un matériau composite en forme de U	79
III.2.1. Comportement des poutres non armées puis renforcées par collage de matériaux composites en forme de U	79
III.2.1.1. <i>Comportement charge/déplacement</i>	80
III.2.1.2. <i>Modes de rupture</i>	81
III.2.2. Comportement de la poutre de contrôle	82
III.2.2.1. <i>Comportement charge/déplacement</i>	80
III.2.2.2. <i>Modes de rupture</i>	83
III.2.3. Comportement des poutres non préchargées puis renforcées	84
III.2.3.1. <i>Influence de l'orientation des fibres du composite TFV1 sur la charge ultime et le mode de rupture</i>	84
III.2.3.2. <i>Influence du nombre de plis du composite TFV1 en forme de U</i>	87
III.3. Résultats des essais des poutres préchargées/réparées par composite en forme de U et par la technique SCR	93
III.3.1. Comportement global des poutres BA préchargées à 40% et 80% puis réparées par TFV1 en forme de U	93
III.3.2. Comportement local des poutres en béton préchargées à 40% et 80% puis réparées par TFV1 en forme de U	96
III.3.3. Modes de rupture	98
III.4. Comparaison des résultats expérimentaux obtenus avec des modèles analytiques	102
III.4.1. Comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales en flexion avant et après renforcement selon les codes de calcul	102
III.4.1.1. <i>Calcul de la résistance due au moment d'une poutre en BA</i>	102
III.4.1.2. <i>Calcul de la résistance ultime au cisaillement des poutres</i>	

Profondes.....	103
III.5. Réhabilitation en cisaillement des poutres préchargées à 40 et 80%	
de la charge ultime par la méthode SCR.....	109
<i>III.5.1. Comportement global des poutres réparées par TFV1 en forme de torons et TFV2 (bandes).....</i>	<i>109</i>
<i>III.5.2. Comportement charge/déformation des poutres réparées par TFV1 et TFV2 en forme de bandes.....</i>	<i>111</i>
<i>III.5.3. Modes de rupture.....</i>	<i>112</i>
<i>III.5.3.1. Poutres préchargées à 40%, réparées par des torons en TFV1....</i>	<i>112</i>
<i>III.5.3.2. Poutres préchargées 80%, réparées par des bandes en TFV2.....</i>	<i>112</i>
<i>III.5.4. Comparaison des deux techniques utilisées pour la réparation.....</i>	<i>115</i>
III.6. Conclusion.....	118
CHAPITRE IV : Modélisation numérique	
IV.1. Introduction.....	120
IV.2. Modélisation numérique des poutres.....	121
IV.3. Types d'éléments.....	122
<i>IV.3.1. Béton armé.....</i>	<i>122</i>
<i>IV.3.2. Composite FRP.....</i>	<i>123</i>
<i>IV.3.3. Plaques d'acier.....</i>	<i>123</i>
IV.4. Propriétés des matériaux.....	124
IV.5. Modélisation du renforcement.....	128
IV.6. Discrétisation.....	129
IV.7. Les conditions de chargement.....	131
IV.8. Solution non-linéaire et les critères de rupture.....	131
IV.9. Résultats et discussions.....	132
<i>IV.9.1. Modélisation des poutres (BNA) et (BNAR).....</i>	<i>132</i>
<i>IV.9.1.1. Comportement charge/déplacement.....</i>	<i>132</i>
<i>IV.9.1.2. Répartition des champs des contraintes.....</i>	<i>133</i>
<i>IV.9.1.3. Modes de rupture.....</i>	<i>133</i>

IV.9.2. Modélisation des poutres (BA) et (BAR) par collage du composite	
<i>TFV1 en forme de U</i>	134
<i>IV.9.2.1. Influence de l'orientation des fibres du composite TFV1</i>	134
<i>IV.9.2.2. Influence du nombre de plis en composite TFV1 en forme de U</i>	138
<i>IV.9.2.3. Répartition des champs des contraintes</i>	139
<i>IV.9.2.3. Critères de rupture du béton</i>	142
IV.10. Conclusion	148
Conclusion générale & perspectives	149
Références bibliographiques	152

Liste des figures

Chapitre I

N° de Figures	Titre	N° de Pages
I.1	Erosion abrasion cavitation	20
I.2	Dégradation due au gel/dégel	21
I.3	Mur d'entrée d'un tunnel atteint d'une réaction alcali-granulat	21
I.4	Poutre de tablier de pont	22
I.5	Choc sur une pile de pont	23
I.6	Systèmes de renforcement Sika CarboDur	27
I.7	Géométrie de poutre renforcée	28
I.8	a) Configuration des spécimens b) Résultats expérimentaux	28
I.9	a) Configuration des poutres b) Résultats expérimentaux a) a/d=1.25, b) a/d=1.88	29
I.10	Résultats de la série A et B	31
I.11	Détail de spécimens et Résistance au cisaillement et la contribution au cisaillement de CFRP avec la variation du rapport a/d	32
I.12	Renforcement au cisaillement par NSM	33
I.13	Géométrie détaillée des spécimens	34
I.14	Géométrie des tests	34
I.15	Poutre renforcée avec la méthode ETS	35
I.16	Géométrie des poutres	36
I.17	Résultats des tests pour la série A et B	36
I.18	Géométrie détaillée des poutres	38
I.19	Résultats des tests	38
I.20	Types de fissures dans une poutre en béton armé	39
I.21	Portée de cisaillement	40
I.22	Modes de rupture des poutres renforcées	42
I.23	Diagramme des déformations de Navier. Diagramme simplifié des forces équivalentes. Valeurs λ , η et f_{cd} pour l'EC2, le BAEL et l'ACI	44

I.24	a) Diagramme rectangulaire simplifié b) Diagramme parabole rectangle c) Diagramme bilinéaire	45
I.25	Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers a) à palier incliné b) palier horizontal	45
I.26	Diagramme des déformations à l'état-limite ultime	45
I.27	Définition de trois pivots et domaine du pivot A	46
I.28	Analyse de la section en flexion à l'ELU: (a) géométrie, (b) distribution des déformations et (c) distribution des contraintes	47
I.29	Diagramme des pivots (A, B et D)	48
I.30	Analogie du treillis	49

Chapitre II

N° de Figures	Titre	N° de Pages
II.1	Schéma de disposition de l'éprouvette sur le banc d'essai conformément à la norme ASTM 78	61
II.2	Analyse granulométrique	63
II.3	Malaxeur	64
II.4	Eprouvettes cylindriques 160x320 mm ²	65
II.5	Courbes contraintes/temps de l'essai de compression du béton	66
II.6	Tissu de fibre de verre bidirectionnel	67
II.7	Tissu de fibre de verre unidirectionnel	67
II.8	Constituants de la résine polyester	69
II.9	Machine des essais de compression.	70
II.10	Machine d'essai de flexion	71
II.11	Diagramme des moments fléchissants et du cisaillement	71
II.12	Illustration des armatures des éprouvettes	72
II.13	Coffrage des éprouvettes	72
II.14	Bétonnage des éprouvettes	73
II.15	Processus de cure sous jute humide	73
II.16	Renforcement en U	75
II.17	Réalisation des trous à l'aide d'une perceuse électrique	76

II.18	Préparation pour la réparation par SCR a) Poutre percée b) Réparation par le mortier et rainurage	77
II.19	Réparation par la technique SCR a) préchargement à 40%, b) Préchargement à 80%	77
II.20	Jauges de déformation dans le béton et le composite. A) Poutre de contrôle b) Poutre renforcée c) Poutre réparée	78

Chapitre III

N° de Figures	Titre	N° de Pages
III.1	Comportement charge/déplacement des poutres non ferraillées	81
III.2	Modes de rupture des poutres a) Non ferraillées NF, b) Non ferraillées puis renforcées NFR	82
III.3	Comportement global de poutres de contrôle	84
III.4	Endommagement de la poutre de contrôle	85
III.5	Courbes charge/déplacement obtenues des poutres non préchargées pour les orientations (0/90,20/70,30/60 and +45/-45)	86
III.6	Direction des fissures de cisaillement	87
III.7	Endommagement de la poutre renforcée par STV1 (EP_NP_30/60)	88
III.8	Histogramme illustrant le gain de résistance en fonction du nombre de plis.	89
III.9	Courbes charge / déformation des poutres non préchargées puis renforcées par le tissu TFV1	90
III.10	Courbe charge/déplacement des éprouvettes renforcées par TFV1	91
III.11	Modes de rupture des poutres non préchargées puis renforcées par le tissu TFV1	93
III.12	Courbe charge/déplacement des poutres préchargées à 40% puis réparées par deux et trois plis	95
III.13	Courbe charge/déplacement des poutres préchargées à 80% puis réparées par deux et trois plis	96
III.14	Courbe charge/déplacement des poutres préchargées à 40 et 80% puis réparées a) Deux plis b) Trois plis	96

III.15	Courbe charge/déformation des poutres préchargées à 40% puis réparées par deux et trois plis	98
III.16	Courbe charge/déformation des poutres préchargées à 80% puis réparées par deux et trois plis	98
III.17	Modes de rupture des poutres préchargées à 40% puis réparées par TFV1	100
III.18	Modes de rupture des poutres préchargées à 80% puis réparées par TVS1	101
III.19	Contrainte de compression des bielles	105
III.20	Effort repris par les armatures transversales	106
III.21	Courbes charge / déplacement des éprouvettes préchargées à 40% puis réparées par TFV1	110
III.22	Courbes charge / déplacement des éprouvettes préchargées à 80% puis réparées par TFV1	111
III.23	Poutre préchargée à 40% de la charge ultime puis réparée (SCR) à l'aide du TFV1	113
III.24	Poutre pré-chargée à 80% de la charge ultime puis réparée (SCR) à l'aide de TFV2	114
III.25	Courbes charge / déplacement des éprouvettes préchargées à 40% puis réparées par collage du PRFV en U et SCR	115
III.26	Courbes charge / déplacement des éprouvettes préchargées à 80% puis réparées par collage du PRFV en U et SCR	116

Chapitre IV

N° de Figures	Titre	N° de Pages
IV.1	Solid65 - 3D élément solide béton	122
IV.2	Link8 – 3-D barre	122
IV.3	Shell41 3-D structure solide	123
IV.4	Solid 46 -D structure solide	124
IV.5	Courbe contrainte/déformation du béton	125
IV.6	Contrainte/déformation de l'acier	127

IV.7	Modèles de renforcement en béton armé	128
IV.8	Renforcement des armatures à l'aide des éléments <i>Link8</i>	128
IV.9	Modélisation du composite élément <i>Shell41</i>	129
IV.10	Maillage du modèle de la poutre de contrôle et celle renforcée	130
IV.11	Chargement et conditions aux limites de la poutre de contrôle et la poutre renforcée	131
IV.12	Charge/déplacement de la poutre de contrôle non armée et puis renforcée.	132
IV.13	Etat des contraintes da la poutre de contrôle BNA et celle renforcée BNAR	133
IV.14	Modes de rupture de la poutre de contrôle BNA obtenus numériquement et expérimentalement	133
IV.15	Charge /déplacement de la poutre de contrôle et celles renforcées selon différentes orientations.	135
IV.16	Comparaison des résultats numériques et expérimentaux de la poutre de contrôle et celle renforcée par un pli en TFV1.	136
IV.17	Comparaison des résultats numériques et expérimentaux de la poutre de contrôle et celle renforcée par un pli (30/60) en TFV1.	136
IV.18	Charge/déplacement de la poutre de contrôle et celles renforcées par un, deux et trois plis.	139
IV.19	Distribution des contraintes normales à la rupture de la poutre de contrôle et la poutre renforcée	141
IV.20	Contrainte de Von Mises dans les armatures de la poutre de contrôle et celle renforcée à l'aide du composite TFV1 en forme de U.	142
IV.21	Contrainte de cisaillement de la poutre de contrôle et celle renforcée à l'aide du composite TFV1 en forme de U.	143
IV.22	Fissurations à différents stades de chargement de la poutre de contrôle et celle renforcée par un pli	144
IV.23	Déplacement nodal pour le tissu TFV1 dans la direction Z (U_z)	146
IV.24	Modes de fissuration à la rupture obtenus expérimentalement et numériquement	147

Liste des tableaux

N° de Tableaux	Titre	N° de Pages
I.1	Mode de rupture d'une poutre en BA (sans renfort) en fonction du rapport a/d	40
I.2	Mode de rupture poutre en BA (avec PRF) en fonction du rapport a/d	42
II.1	Recherches sur des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites testées en flexion	58
II.2	Notations des éprouvettes	60
II.3	Renforcement et résistance ultime des éprouvettes non renforcées	62
II.4	Tamisât du sable	62
II.5	Tamisât du gravier	63
II.6	Compositions de béton	64
II.7	La résistance à la compression du béton	65
II.8	Caractéristiques mécaniques du tissu en fibres de verre_E/polyester TFV1	68
II.9	Caractéristiques mécaniques du tissu en fibres de verre_E/polyester TFV2	68
III.1	Ductilités en déplacement des poutres	87
III.2	Résultats des comparaisons entre les charges finales expérimentales et les déplacements des poutres renforcées et la poutre de contrôle	91
III.3	Résultats des comparaisons entre les charges finales expérimentales et les déplacements des poutres réparées et la poutre de contrôle	97
III.4	Résultats des comparaisons entre les charges finales expérimentales et les déformations des poutres réparées et la poutre de contrôle	99
III.5	Charges maximales dues au moment	103

III.6	Contribution du composite	107
III.7	Contribution à l'effort tranchant du béton, les armatures et le composite	107
III.8	Gain /perte en charge et les modes de rupture des poutres préchargées à 40 et 80%.	117
IV.1	Propriétés des matériaux et éléments utilisés dans la modélisation	129
IV.2	Nombre d'éléments utilisés pour les modèles d'éléments finis	133
IV.3	Comparaisons entre les charges finales et les déplacements obtenues expérimentalement et par MEF des poutres renforcées et la poutre de contrôle.	142
IV.4	Comparaisons entre les charges finales et les déplacements obtenues expérimentalement et par MEF des poutres renforcées par un, deux et trois plis et la poutre de contrôle.	144

Liste des principaux symboles et abréviations

<i>ASTM</i>	American Society for Testing and Materials
<i>BA / RC</i>	Béton armé / Reinforced concrete
<i>ACI</i>	American Concrete Institute
<i>EB</i>	Externally bonded
<i>ELU</i>	Etat limite ultime
<i>FIB</i>	Fédération Internationale du Béton
<i>ISIS</i>	Intelligent Sensing for Innovative Structures
<i>NSM</i>	Near surface mounted
<i>NF</i>	Non ferrillées
<i>NFR</i>	Non ferrillées renforcées
<i>PRF/FRP</i>	Polymères renforcés de fibres / Fiber reinforced polymers
<i>PRFV/GFRP</i>	Polymères renforcés de fibres de verre / Glass fiber reinforced polymers
<i>SCR</i>	Stirups Critical Region
<i>TFV1</i>	Tissu en fibres de verre bidirectionnel
<i>TFV2</i>	Tissu en fibres de verre unidirectionnel
<i>a</i>	Longueur de cisaillement (mm)
<i>As</i>	Aire d'armature longitudinale (mm ²)
<i>Av</i>	Aire d'armature transversale (mm ²)
<i>bw</i>	Largeur de l'âme de la poutre (mm)
<i>d</i>	Profondeur effective de la poutre (mm)
<i>Ef</i>	Module d'élasticité des fibres (GPa)
<i>Efrp</i>	Module d'élasticité des PRF (GPa)
<i>Em</i>	Module d'élasticité de la matrice (GPa)
<i>Es</i>	Module d'élasticité de l'armature d'acier (GPa)ear surface mounted

Liste des principaux symboles et abréviations

$f'c$	Résistance spécifiée en compression du béton (MPa)
$f_{c,s}$	Contrainte en compression dans le béton (MPa)
f_{frp}	Contrainte en traction dans les PRF (MPa)
f_y	Contrainte limite élastique spécifiée en tension de l'armature d'acier (MPa)
h	Hauteur totale de la poutre (mm)
L	Longueur de la poutre (m)
P	Résistance ultime statique de la poutre (kN)
P_r	Résistance ultime statique de la poutre renforcée (kN)
s	<i>Espacement des étriers d'acier (mm)</i>
s_{frp}	<i>Espacement des bandes en PRF collés en surface (mm)</i>
t_{frp}	Épaisseur d'une couche de renfort en PRF (mm)
V_c	Résistance à l'effort tranchant du béton (kN)
V_{frp}	<i>Résistance à l'effort tranchant des PRF (kN)</i>
V_s	<i>Résistance à l'effort tranchant de l'armature d'acier transversale (kN)</i>
w_{frp}	<i>Largeur du renfort en PRF (mm)</i>
ϵ_c	<i>Déformation dans les bielles comprimées du béton ($\mu\epsilon$)</i>
ϵ_{frp}	<i>Déformation dans les PRF ($\mu\epsilon$)</i>
ϵ_{frpd}	<i>Déformation de décollement des PRF ($\mu\epsilon$)</i>
ϵ_{frpe}	<i>Déformation effective des PRF ($\mu\epsilon$)</i>
ϵ_{frpu}	<i>Déformation ultime des PRF ($\mu\epsilon$)</i>
ϵ_s	<i>Déformation dans les armatures longitudinales ($\mu\epsilon$)</i>
ϵ_{str}	<i>Déformation dans les étriers d'acier ($\mu\epsilon$)</i>
ϵ_y	<i>Déformation à la plastification de l'armature d'acier ($\mu\epsilon$)</i>
θ	<i>Angle d'inclinaison des fissures diagonales par rapport à l'axe de la poutre</i>
$\mu\epsilon$	<i>Microdéformation (Microstrain)</i>
ρ	<i>Masse volumique (g/cm³)</i>
ρ_{frp}	<i>Taux du renfort en PRF</i>
ρ_s	<i>Taux d'armature longitudinale</i>

Introduction générale

Les ouvrages en béton subissent, au cours de leur vie de service, des modifications structurelles importantes selon leur importance, leur exploitation et leur position environnementale. Ces modifications sont entre autres le vieillissement des matériaux, la corrosion des aciers, des accidents, tremblement de terre etc. Dans la plupart des cas, ces modifications sont néfastes à la stabilité des ouvrages. Faute de financement pour des constructions nouvelles, la conservation du patrimoine, la réhabilitation et la durabilité sont aujourd'hui des concepts à la mode dans le domaine du Génie Civil. Inévitablement dans un tel contexte de dégradation, de déclassements prématurés des ouvrages existants et d'augmentation de la charge d'exploitation des ponts-routes, un intérêt accru est porté au développement des techniques de réparation et de renforcement.

L'Algérie possède un patrimoine de plus de 8000 ouvrages d'art, plus du quart de ce nombre nécessitant des interventions de réparation ou de réhabilitation, à court et moyen termes d'une part, et d'autre part des essais d'évaluation pour tester l'état des matériaux et par conséquent situer les endommagements à n'importe quel endroit de la structure. De nos jours, le développement des techniques de réparation/renforcement efficaces, durables et économiques, constitue aujourd'hui une question de grande actualité. Face à ce problème, la réparation ou le renforcement par collage de matériaux composites s'avère être une technique prometteuse. Comme le coût d'une réparation d'ouvrage par matériaux composites à base de fibres de carbone n'est pas dérisoire, l'application industrielle de la technique de réparation par matériaux composites par l'addition de fibre de verre ou hybride, pourrait être considérée comme solution de rechange très compétitive.

Le cisaillement fait partie des défaillances et problématiques rencontrées sur de nombreuses structures devant être réhabilitées à travers le monde. Plusieurs auteurs, ont démontré que la méthode de renforcement notamment le collage externe (EB) des tissus en FRP permettait d'offrir un gain de résistance en cisaillement aux poutres de béton armé (BA). Ensuite, une autre méthode de renforcement a été adoptée, nommée NSMR (*Near Surface Mounted Rebar*) qui consiste à coller des barres en FRP près de la surface. Pendant cette

dernière décennie d'autres chercheurs ont développé une autre méthode de renforcement dite ETS (*Embedded Through Section*) qui a montré des résultats assez satisfaisants de la résistance au cisaillement surtout quand celles-ci ne comportaient pas d'aciers transversaux.

Peu de données sont disponibles dans la littérature concernant le comportement de poutres préchargées puis réparées par des matériaux composites sous chargement statique, sollicitées en flexion 4-points, c'est pour cette raison que ce travail a été entrepris. La problématique du cisaillement qui est à l'origine du travail présenté dans cette thèse, traite la réparation qui remet en état une structure endommagée en cisaillement tout en compensant les pertes en rigidité et en résistance, ce qui conduit au prolongement de la durée de vie des ouvrages.

A l'heure actuelle, trouver de nouvelles approches qui permettront d'atténuer le mode de rupture catastrophique par cisaillement pour les poutres profondes en BA est un défi de taille essentiel à relever. Dans le but de remédier à ce problème, le travail de recherche présenté dans cette thèse s'intéressera au développement et à la mise au point d'une nouvelle méthode baptisée à l'aide des bandes en zone critique SCR (*Strips of Critical Region*) constitués de fibres de verre et d'une résine polyester. Le but est de bander les fissures diagonales afin de stopper leurs développements et ainsi éviter les ruptures fragiles dues à l'effort tranchant et le décollement du composite.

Pour mener à bien cette étude, suite à une synthèse bibliographique qui a permis de montrer que la rupture à l'effort tranchant est une problématique d'actualité et qui reste encore loin d'être résolu. La méthodologie adoptée renferme en plus de l'étude expérimentale, un aspect théorique et une modélisation numérique par éléments finis afin d'entreprendre une recherche détaillée sur le comportement en cisaillement des poutres en BA renforcées/réparées avec des matériaux composites. Le travail de thèse structuré en quatre chapitres présenté ici, tente d'apporter des réponses sur les points évoqués ci avant :

Dans le premier chapitre, une étude bibliographique relative au comportement des poutres en BA renforcées/réparées par matériaux composites a été évoquée. Tout d'abord, la première partie comprend l'examen des pathologies affectant les structures en génie civil; la méthodologie d'un éventuel diagnostic et une description des modes de rupture. En deuxième partie, les technologies de réparation des ouvrages endommagés en utilisant les matériaux composites sont exposées soit par collage des tissus composites sur les surfaces extérieures, soit par insertion des barres composites avec la technique NSM ou la méthode ETS suivies par une étude du comportement en cisaillement des poutres avec et sans renfort notamment les modes de rupture, rapport a/d , le taux d'armature transversale, le taux de renfort en PRF. Enfin, dans la dernière partie, les méthodes de calcul de type réglementaire recommandées par l'Eurocode 2 (EU2), les règles du Béton Armé aux Etats Limites (BAEL 91) et l'Institut

Américain du Béton (ACI), l'Association Française de Génie Civil (AFGC) et la Fédération Internationale du Béton (FIB) pour la détermination du moment fléchissant ultime et de la résistance à l'effort tranchant d'une poutre en BA sont brièvement expliquées.

La méthodologie suivie pour toutes les phases expérimentales est présentée dans le deuxième chapitre. Les démarches réalisées et les protocoles expérimentaux suivis sont exposés notamment le coffrage, le ferrailage, le bétonnage, le mode de fabrication des poutres, le chargement appliqué, ainsi que les procédures de renforcement/réparation par collage de matériaux composites en forme de U et la technique SCR développée par l'équipe. Les résultats des essais effectués pour la caractérisation des matériaux utilisés (le béton et le composite stratifié) pour la construction des poutres profondes sont présentés.

Le troisième chapitre est consacré dans un premier temps aux résultats expérimentaux des poutres non préchargées notamment les poutres non ferrillées (BNA) puis renforcées par collage du composite en forme de U (BNAR) ainsi que leur analyse détaillée. Dans un second temps, des essais également sur les poutres BA non préchargées notamment les effets des variables régissant, optimisation de l'orientation des fibres du renfort TFV1, le nombre de plis du tissu et les modes de rupture des poutres profondes en BA suivis d'une comparaison avec les prévisions des codes différents de la charge ultime. En troisième étape, des essais de réparation par collage du composite en forme de U (TFV1) et par la méthode SCR (TFV1 et TFV2) après des préchargements réalisés et enfin une synthèse des résultats expérimentaux sont également étudiés dans ce chapitre.

Enfin, le quatrième chapitre est dévoué aux résultats de l'étude numérique par éléments finis (EF) effectuée non seulement pour modéliser le comportement des poutres profondes en BNA et en BA non renforcées puis renforcées par collage de matériaux composites en forme de U mais aussi de valider les résultats obtenus expérimentalement. L'influence de l'orientation des fibres et le nombre de plis sont aussi vérifiés. Le comportement global, modes de fissuration aux différents stades de chargement et l'état des contraintes ont été exposés. L'influence de l'orientation des fibres, le nombre de plis et les modes de rupture ont fait également l'objet d'une analyse comparative avec les résultats obtenus expérimentalement.

Chacun de ces chapitres est terminé par une conclusion partielle, dont le bilan est effectué en conclusion générale de la présente étude, et qui permet d'envisager des perspectives pour des travaux futurs.

1^{er} Chapitre

Étude bibliographique sur la
réparation/renforcement
des structures par des
matériaux composites

Chapitre 1

Etude bibliographique sur la réparation/renforcement des structures par des matériaux composites

I.1. Introduction

Ce chapitre est consacré dans un premier temps à décrire les principales causes de dégradation des structures en béton armé, des matériaux issus de la présence d'agents agressifs, et les dégradations mécaniques issues des contraintes excessives appliquées en service. Ensuite, les différentes techniques de réparation utilisées couramment depuis plusieurs années et celles qui se sont développées ces dernières décennies en utilisant les matériaux composites sont brièvement exposées. Dans un second temps, la contribution apportée par les recherches effectuées dans le domaine de la réhabilitation/renforcement des ouvrages en béton armé et leur effet sur le comportement des structures notamment type poutres renforcées extérieurement par matériaux composites EB (Externally Bonded), l'insertion d'une tige en composite dans une rainure (NSM) et le composite noyé dans la section (ETS). Enfin, les méthodes de calcul de type réglementaire seront aussi examinées.

I.2. Principales causes de désordres affectant les ouvrages

La durabilité d'un ouvrage dépend de nombreux paramètres dont la qualité de sa conception, des matériaux utilisés, de sa réalisation ainsi que des diverses conditions d'usage d'exploitation et de maintenance. Les ouvrages en béton peuvent nécessiter des opérations de réhabilitation ou encore de renforcement afin d'augmenter leur durée d'utilisation ou offrir de nouvelles fonctionnalités. L'objet du présent paragraphe est de dresser un panorama de l'essentiel des dégradations des ouvrages en béton armé qui sont généralement dues à des erreurs de conception, à des modifications de conditions d'exploitation, au vieillissement des matériaux ou à des causes accidentelles, celles qui menacent la durabilité, la résistance et la stabilité des ouvrages et peuvent entraîner leur dégradation et parfois leur ruine.

I.2.1. Dégradations des ouvrages dues au vieillissement

Les propriétés physiques et, plus particulièrement, le comportement mécanique du béton et des aciers sont susceptibles de se dégrader en fonction des conditions d'environnement définies par la localisation géographique de l'ouvrage [HAM 02].

Les principales causes de vieillissement sont liées aux phénomènes suivants :

- ✓ Erosion, abrasion, chocs ;
- ✓ Action des cycles de gel-dégel ;
- ✓ Altération physico-chimique du béton ;
- ✓ Retrait du béton ;
- ✓ Corrosion des armatures métalliques.

I.2.1.1. Érosion, abrasion et cavitation de surface du béton.

Les ouvrages sujets à l'érosion se situent essentiellement en milieu fluvial et maritime. Ils sont soumis au charriage d'éléments solides induits par les courants, à l'action des vagues à chaque marée. La dégradation du béton par frottement se traduit par la création de défauts géométriques de surface, l'apparition d'épaufrure et par des éclatements superficiels qui entraînent la mise à nu des armatures et l'accélération des risques de corrosion (Figure I.1).



Figure I.1 : Erosion abrasion cavitation [AFG-11].

I.2.1.2. Action des cycles de gel-dégel.

Selon le taux de porosité et de perméabilité des bétons, l'eau peut s'infiltrer et, sous l'action du gel, gonfler, générer des contraintes internes et créer des fissures. La dégradation par gel-dégel du béton est amplifiée par des chocs thermiques causés par l'apport de chaleur dû à la fusion de la glace (Figure I.2) [BLE_82, POI-10].



Figure I.2 : Dégradation due au gel/dégel [POI-10].

I.2.1.3. Altération physico-chimique du béton.

Les alcali-réactions sont des réactions chimiques entre certaines formes de silice ou de silicate contenus dans les granulats et les alcalins du béton. Les mécanismes de l'alcali-réactions sont complexes et font toujours l'objet de travaux de recherche. Une autre cause aussi du vieillissement du béton correspond aux mécanismes d'alcali-réaction entre les granulats et le ciment. Les principales conséquences de cette réaction consistent en la formation d'un gel expansif, entraînant un gonflement du béton. Ce gonflement engendre à son tour des contraintes internes au sein de la structure [ELH_04]. Il en résulte une expansion de la structure, ainsi qu'une création de fissures de différentes formes (Figure I.3).



Figure I.3 : Mur d'entrée d'un tunnel atteint d'une réaction alcali-granulat [ELH-04]

I.2.1.4. Retrait du béton.

Le retrait est un phénomène physico-chimique qui existe de façon systématique au sein du béton et qui se développe sous diverses formes depuis la prise du béton jusqu'à son vieillissement. Il correspond à l'action du départ de l'eau excédentaire du béton vers l'extérieur de l'élément de structure. Le retrait, gêné par la présence d'armatures, a tendance à solliciter le béton à la traction dès son plus jeune âge et, par conséquent, à créer des fissures. Les différents types de fissures de retrait peuvent être classés, suivant leur ordre chronologique d'apparition en trois types [CAL-97] : Fissures apparaissant une ou deux heures après le bétonnage, juste après le décoffrage et plusieurs jours ou plusieurs mois après le décoffrage.

I.2.1.5. Corrosion des armatures en acier.

Le phénomène de corrosion des armatures est probablement le phénomène de détérioration du béton armé le plus répandu. Pour que ce phénomène se développe il suffit que les éléments de structure soit exposés à l'humidité. Le béton d'enrobage fournit une barrière physique et une protection chimique due à son alcalinité [AFG 11]. La corrosion opère d'autant plus vite que l'enrobage de béton est faible et que la structure est exposée aux chlorures. À la surface d'un acier enrobé par la pâte de ciment hydraté, il se forme une fine couche de produits adhérents qui protègent l'acier. Cette protection est efficace pour une forte valeur du pH ($\text{pH} > 13.0$). La figure I.4 montre la rupture du microfilm protecteur due à la présence des ions chlorures ou à la carbonatation du béton.



Figure I.4 : Pile et poutre de tablier de pont [AFG 11]

1.2.2. Dégradations des ouvrages dues aux contraintes mécaniques.

Les contraintes mécaniques induites par le chargement appliqué sur les structures peuvent entraîner, sur le long terme, des dommages irréversibles. Les dégradations d'ordre mécanique se caractérisent par des fissures. Les fissures sont dites normales si elles ne sont pas préjudiciables comme les fissures dues en flexion ayant une ouverture de 0.2 à 0.3 mm. Les autres fissures sont des fissures dites anormales et peuvent être provoquées par :

- De mauvaises dispositions constructives (mauvaise disposition de l'armature, mauvaise composition du béton)
- Les effets de la température
- Les charges et forces agissant sur la structure

1.2.3. Modification des conditions d'exploitation ou d'utilisation des ouvrages

Ce type de désordres peut être induit par des erreurs intervenant soit au stade du dimensionnement de l'ouvrage, soit au stade de son exécution. Les causes de fissuration et de dégradation de la structure sont généralement induites par de graves erreurs dans la vérification de la stabilité de l'ouvrage et des conditions de résistance. Il faut aussi évoquer la nécessité, dans certains cas, de prendre en considération des sollicitations extrêmes (climatiques ou accidentelles) qui avaient été sous-estimées lors de l'exécution de l'ouvrage. C'est notamment le cas de la mise en conformité des ponts ou bâtiments ou le renforcement de certains éléments de l'ossature (piles de pont, poutres latérales) vis-à-vis de sollicitations accidentelles telles que l'impact de véhicules [HAM 02]. Et donc, en fonction de l'évolution

du trafic, ou de la voirie, il est possible de justifier la nécessité de renforcer ou d'améliorer la portance d'un ouvrage (figure I.5).



Figure I.5 : Choc sur le pont Sainte-Hélène [ELH-04].

I.3. Méthodologie d'un diagnostic

Les travaux de réparation ou de renforcement des ouvrages sont extrêmement exigeants. Ils nécessitent une grande expertise au niveau du diagnostic de la structure, du choix de la solution technique mise en œuvre et les matériaux utilisés et aussi au niveau de l'exécution et du contrôle des travaux.

Il est donc important en premier lieu de mettre en place une méthodologie de diagnostic afin de préciser convenablement l'origine de ces endommagements [DEL-11]. Ceci permettra d'améliorer l'interprétation des symptômes des défauts et par conséquent de faciliter le choix postérieur des actions et des matériaux requis lors de l'intervention sur la structure. Le déroulement d'un diagnostic suit les étapes suivantes :

- Un examen visuel ou morphologique
 - ❖ Une estimation quantitative de la dégradation.
 - ❖ Une estimation qualitative de la dégradation.
 - ❖ La détermination des problèmes de structure.
- Des mesures in- situ (Appareillages de détection) ;
- L'analyse technique des mesures et essais, effectuée en laboratoire des éléments recueillis ;
- La formulation des conclusions et recommandations.

1.4. Méthodes et principes généraux de renforcement

I.4.1. Introduction

A l'heure actuelle, de nombreuses solutions techniques sont disponibles et maîtrisées, elles ont fait preuve de leur efficacité et répondent à l'ensemble des problèmes potentiels rencontrés sur les matériaux ou sur les structures. Il convient de choisir la solution technique

adaptée à la pathologie à traiter, après un diagnostic complet et précis des désordres, de leurs causes et de leurs évolutions [GUI-11]. Dans ce cas, les réparations et/ou renforcements structuraux des ouvrages en béton armé peuvent être effectués soit par :

1.4.2. Différentes solutions techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton

1.4.2.1. Réparation par béton projeté

Cette technique de réparation était très couramment employée plus particulièrement bien adaptée à la réfection des voûtes et tunnels ou des murs en béton armé [AFG-03]. Une description détaillée de cette technique est donnée dans l'ouvrage de Resse et Venant [RES-81]. Selon Resse, les travaux de réparation par béton projeté se regroupent en deux catégories : les réparations superficielles et les réparations profondes. Grâce à son adhérence au support, à ses caractéristiques très proches de celles du béton coffré, aux possibilités de mise en place et d'enrobage d'armatures de renfort qu'il procure, le béton projeté permet de réaliser économiquement de telles réparations. Dans ce cas, le béton reconstitue non seulement la géométrie de la construction mais aussi, il joue également le rôle confié au béton dans l'association acier/béton armé.

1.4.2.2. Réparation par précontrainte additionnelle

Cette technique est particulièrement adaptée pour réparer des poutres dont la résistance à la flexion ou à l'effort tranchant est insuffisante par l'emploi d'étriers actifs. Cette méthode de renforcement bien qu'elle est très efficace présente quelques difficultés de mise en œuvre [PLU-11]. En effet, elle nécessite de dimensionner soigneusement des ancrages et de déterminer le chemin approprié des câbles. Ainsi, des forages à travers certaines parties de la structure existante sont nécessaires. Ces forages doivent être exécutés sans toucher aux différentes armatures existantes. En fin, il faut prendre toutes les dispositions pour contrôler que la précontrainte additionnelle se répartisse dans la structure et surtout dans les zones fissurées.

1.4.2.3. Renforcement par collage de plats métalliques

Cette technique de réparation des bétons est souvent rendue nécessaire par le manque d'entretien ou la mauvaise réalisation de l'armature du béton lors des constructions. La technique du collage acier/béton s'est développée au début des années soixante suite à l'apparition sur le marché de colles de type résines époxyde possédant des caractéristiques d'adhésion élevée et susceptibles de transmettre des efforts non négligeables [MOL-08 ; SIK-09 et PLU-11].

1.4.2.4. Renforcement externe des structures en béton armé par collage de matériaux composites

Lors de ces dernières années, le renforcement par tôles d'acier est de plus en plus remplacé par le renforcement par matériaux composites (polymères renforcés en fibre PRF). La plupart des renforts composites utilisés dans le génie civil sont des composites carbone/époxyde, verre/époxyde ou hybride. Les performances mécaniques spécifiques, de ces matériaux, sont en effet supérieures à celles de l'acier, principalement la résistance à la traction [KRE-15]. L'utilisation des PRF offre plusieurs avantages parmi lesquels [MOL-08] :

- Rapport résistance/masse relativement élevé ;
- Résistance contre la corrosion ;
- Selon le type de fibre, de bonnes propriétés contre la fatigue et le fluage ;
- Adaptabilité aux formes géométriques les plus complexes ;
- Facilité et rapidité de la mise en œuvre de la technique, pouvant même être effectuée alors que l'ouvrage est en service.

Après quelques chantiers d'essais, cette technique fut employée par la société Sika en Suisse dès 1993, puis étendue en Allemagne dès 1995 et en Angleterre en 1996. Dès lors, les études sur l'utilisation de matériaux composites pour la réhabilitation se sont multipliées pour mieux comprendre les problèmes posés par cette nouvelle technique.

1.5. Méthodes de renforcement en cisaillement des poutres en béton armé-revue bibliographique et synthèse

1.5.1. Problématique du cisaillement dans les poutres en béton armé

Le cisaillement est caractérisé par une rupture de type fragile, ceci rend son apparition indésirable car une rupture fragile est toujours prématurée et surtout sans signe précurseur. Le cisaillement est un phénomène dont les mécanismes ne sont pas tout à fait maîtrisés à cause des différents paramètres. De ce fait, on constate des écarts entre les prédictions avancées par les normes et les résultats d'essais menés dans les laboratoires de recherche [BOU 05]. Malgré que le problème du cisaillement des poutres en béton armé renforcées par du FRP a été traité depuis plus de trois décennies [BER-92, CHA 95 et KHA-98], il est encore très loin d'être clarifié sous ses différents aspects du point de vue dimensionnement et comportement.

Aujourd'hui, une attention particulière doit être portée au dimensionnement en cisaillement des poutres en béton armé pour les nouveaux ouvrages. Cependant, la majorité des bâtiments et ouvrages d'arts des sociétés modernes ont été construits il y a déjà quelques temps avec des méthodes de dimensionnement en cisaillement souvent en deçà du niveau des normes actuelles. De ce fait, un réel besoin quant à la recherche sur l'évaluation et le développement de méthodes de renforcement à l'effort tranchant des éléments en béton armé

est attendu. Il existe une gamme de méthodes allant des méthodes mécaniques (tirants) aux méthodes les plus innovatrices avec l'utilisation de matériaux composites (EB, NSM et ETS).

1.5.2. Etat de l'art sur les méthodes de réparation/renforcement des éléments endommagés et non endommagés en utilisant les matériaux composites

Cette étude bibliographique fait un état de l'art des différents travaux rapportés sur le renforcement à l'aide du PRF en cisaillement. L'examen est présenté dans un ordre chronologique, pour permettre une meilleure compréhension de l'évolution des résultats de l'effort de recherche.

1.5.2.1. Renforcement en PRF collé en surface (EB)

Les matériaux composites collés en surface ont été largement utilisés pour augmenter la rigidité et la capacité portante des structures en béton. Les fibres sont utilisées avec des résines époxy/polyester qui, en se durcissant, forment un composite stratifié collé sur le substrat de béton. Ceci induit une augmentation du moment interne de la section renforcée et aussi sa résistance au cisaillement. Les contraintes de traction sont transmises aux fibres via son interface.

La méthode EB est actuellement la plus répandue des méthodes conventionnelles utilisant des matériaux composites. La figure I.6 montre le renforcement de structures au moyen de composites. Différentes configurations de renforcement en cisaillement en utilisant FRP sont classés comme enveloppement complet en FRP couvrant toute la section (c'est-à-dire, un renforcement complet, valable uniquement pour les sections rectangulaires), PRF en forme de U couvrant les deux côtés de la face tension (c'est-à-dire, chemisage en U) et PRF feuilles collées sur les deux côtés de la poutre (c'est-à-dire, une liaison latérale).

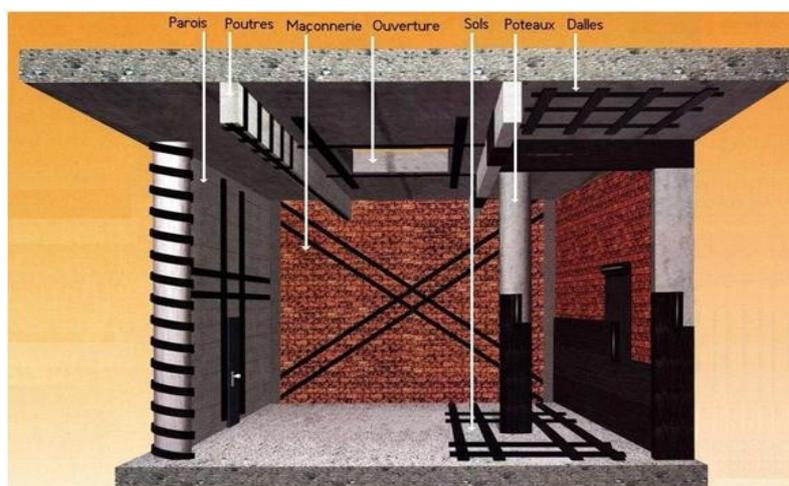




Figure I.6: Systèmes de renforcement a) Sika Carbo Dur b) Renforcement de structures BA par matériaux composites [NGO-16].

Plusieurs études expérimentales sont présentées ci-après sur l'utilisation des matériaux composites afin de réparer/renforcer des éléments en béton armé endommagés ou non.

Berset [BER-92] a présenté la première étude sur le renforcement en cisaillement à l'aide de PRF dont l'objectif visé par sa série de tests était d'analyser le comportement de poutres renforcées en cisaillement à l'aide de composite en PRF. Les tests ont été réalisés sur une série de six poutres rectangulaires ayant des dimensions de $102 \times 114 \times 600 \text{ mm}^3$ sollicitées en flexion 3-points en considérant deux paramètres : (i) l'épaisseur du renfort de PRF et (ii) l'influence des étriers. Le renfort de PRF a été collé en surface sur les côtés des spécimens à un angle de 45° (Figure I.7). Les gains en résistance obtenus sont entre 33% et 66% en fonction de l'épaisseur du renfort. Les résultats de cette étude ont montré que l'utilisation du PRF pouvait accroître la résistance en cisaillement et aussi en tenir compte de l'effet d'échelle puisque les spécimens étudiés étaient de dimensions réduites.

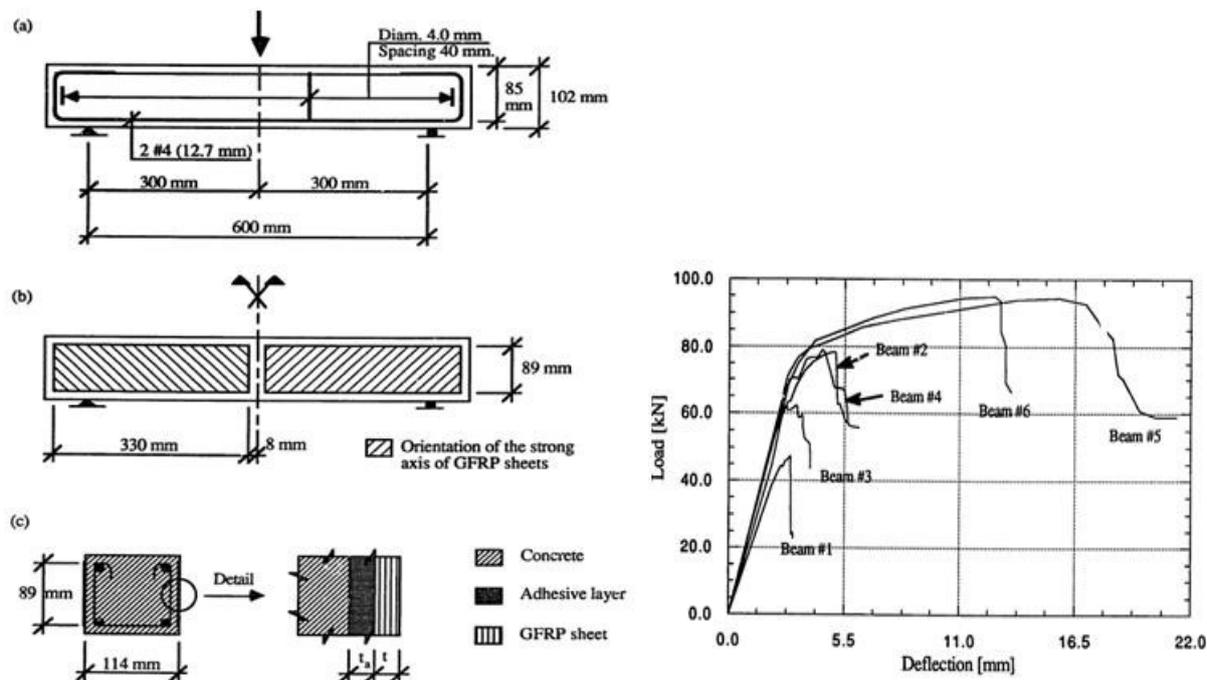


Figure I.7 : Géométrie de poutre renforcée [BER-92]

Khalifa et Nanni [KHA-00] ont réalisé des tests sur une série de six poutres avec une section Té : 150x405x3050 mm³, sans aciers transversaux, renforcées par différentes configurations de FRP par la méthode EB (Figure I.8). Les paramètres suivants sont étudiés : (i) Configuration de FRP (renforcement continu vs bandes discrètes) ; (ii) Surface de collage (deux axes vs forme-U) ; (iii) Combinaisons des directions de fibre (90°-0° en combinaison de direction de fibre vs 90° direction) ; (iv) Effet d’ancrage (forme-U avec ancrage vs forme-U sans ancrage).

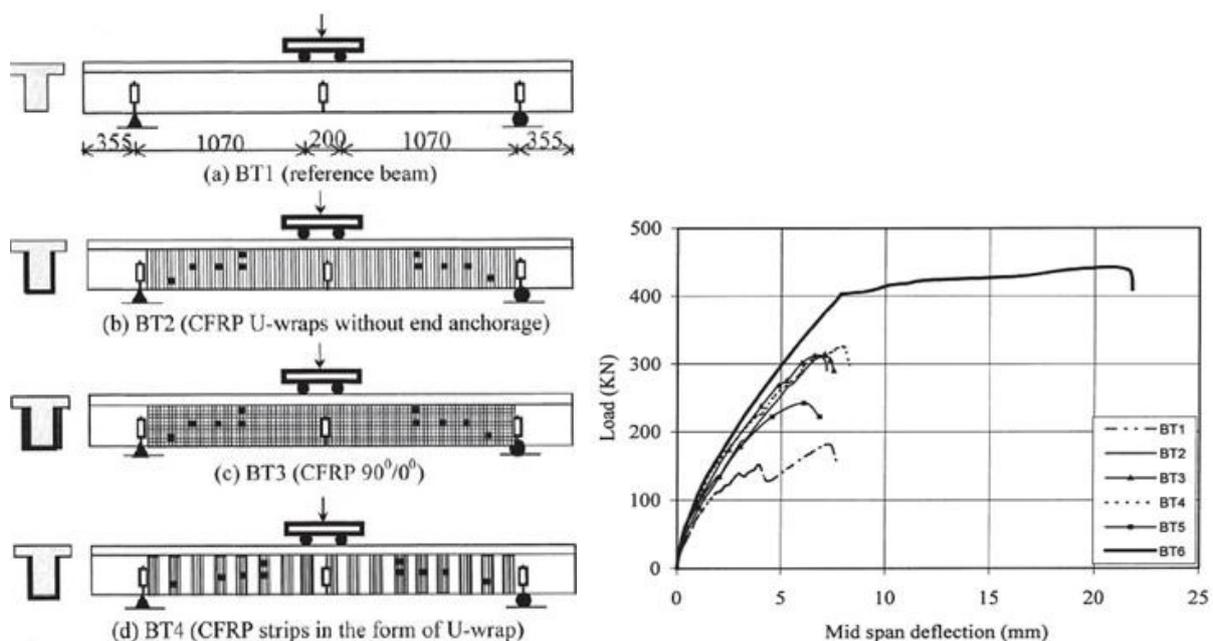
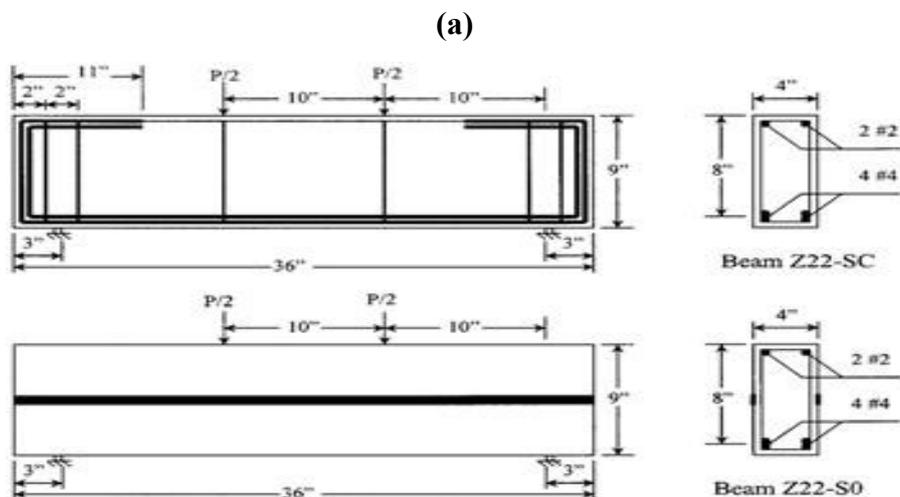


Figure I.8 : a) Configuration des spécimens b) Résultats expérimentaux [KHA-00].

Les résultats montrent que toutes les poutres atteignent la rupture par décollement du FRP. Grâce à la contribution du FRP, la résistance au cisaillement de la poutre est augmentée de l'ordre de 35% à 135% par rapport au cas de la poutre non renforcée. Pour les poutres avec le renforcement FRP en forme-U et l'ancrage, l'ancrage a démontré son avantage sur la résistance au cisaillement de la poutre, le mode de rupture a évolué d'une défaillance en cisaillement à une défaillance en flexion. Concernant l'effet de la configuration du renforcement, les Auteurs ont conclu que l'application du FRP sur les surfaces latérales uniquement donne le résultat le moins intéressant pour le renforcement au cisaillement.

Zhang *et al.* [ZHA-04] ont étudié le comportement de poutres profondes renforcées en cisaillement avec du PRFC. Un total de 16 poutres en béton rectangulaires avec des dimensions de $102 \times 203 \times 760 \text{ mm}^3$ ont été testées (Figure I.9a). Les objectifs de l'étude de recherche étaient d'évaluer l'influence du rapport a/d sur la performance en cisaillement par collage du composite PRFC afin de comparer les performances des différentes configurations du PRFC notamment: (i) continu ou discontinu (tissu et bandes), (ii) l'orientation des fibres (45 et 0 degrés) et (iii) l'application du PRF (en forme de U). Les poutres ont été testés en flexion 4-points avec un rapport de cisaillement $a/d=1,25$, et en flexion 3-points avec un rapport a/d de 1,88.



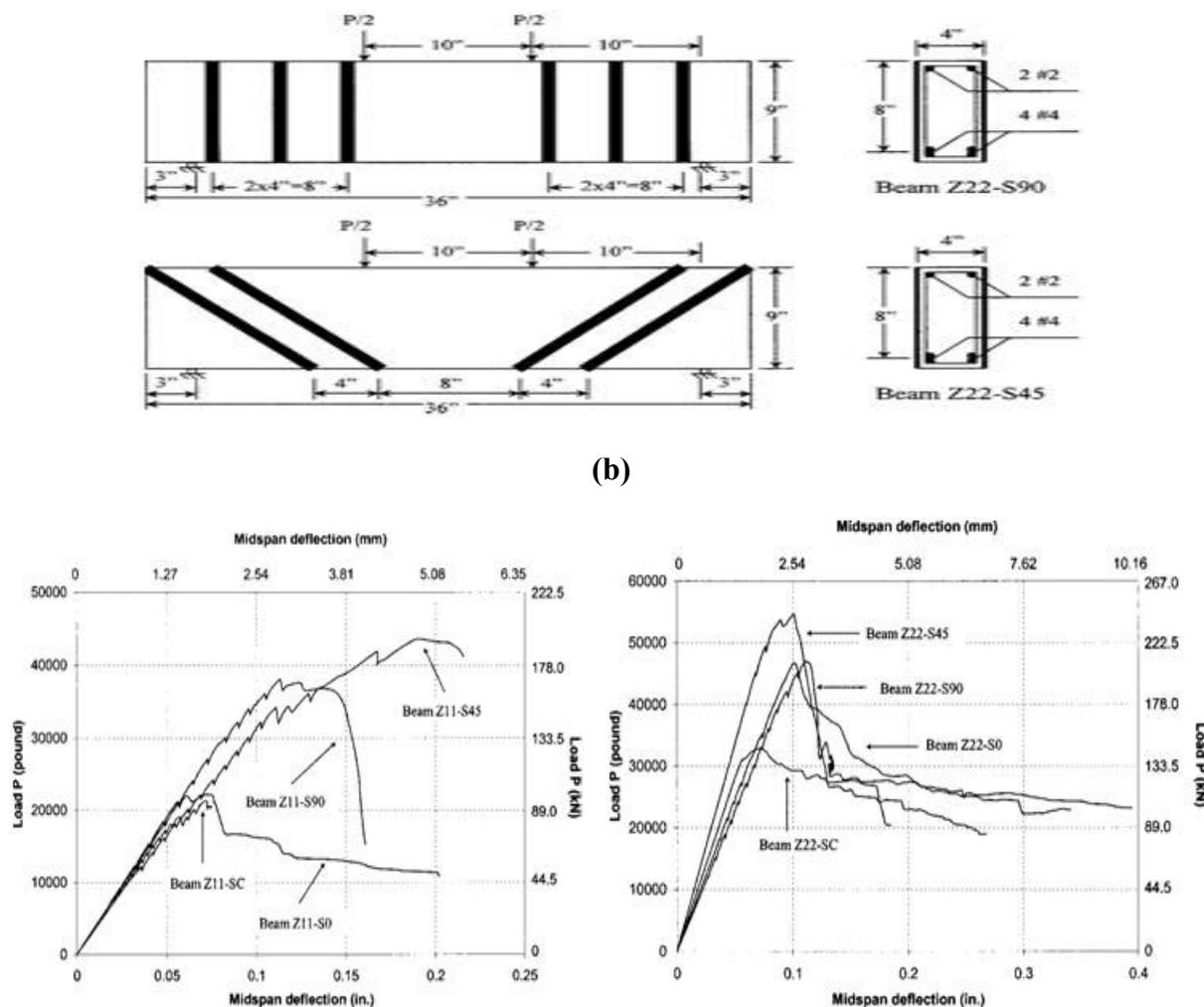


Figure I.9 : a) Configuration des poutres b) Résultats expérimentaux a) $a/d=1.25$, b) $a/d=1.88$ [ZHA-04].

Les résultats ont montré que, pour un rapport a/d donné, les gains de capacité dépendent fortement de la configuration. En effet, les poutres renforcées avec des bandes de PRFC inclinées à un angle de 45° ont enregistré des gains en capacité plus élevés par rapport aux bandes appliquées à 0° respectivement 200% et 179% et ceci pour un $a/d=1,89$. En ce qui concerne l'influence du rapport a/d , les résultats ont montré que les gains ont été plus importants pour $a/d=1,25$, par rapport à $a/d=1,88$ (Figure I.9b).

Bousselham [BOU-05] a réalisé 34 tests répartis en deux séries de tailles différentes dont la première constituée de 22 poutres en T de $152 \times 406 \times 4520 \text{ mm}^3$ et une deuxième série de 12 poutres en T de $95 \times 22 \times 3000 \text{ mm}^3$. Toutes les poutres ont été renforcées à l'aide des fibres en PRFC bidirectionnelles collées en U sur toute la longueur de l'âme des poutres. L'objectif visé lors de ces essais était d'évaluer le comportement des poutres renforcées en cisaillement en faisant varier : (i) le taux de PRFC, (ii) le taux d'acier transversal, (iii) le type de poutre (élançée ou profonde), et (iv) la taille des poutres. Ces essais ont montré que l'augmentation du taux de PRF n'était pas proportionnelle à sa contribution en termes de gain

en résistance et que cette contribution était influencée par le taux d'acier transversal et aussi par le type de poutres.

Attari et al [ATT-12] ont réalisé des essais sur un total de sept poutres de $100 \times 160 \times 1500 \text{ mm}^3$, elles sont armées de deux barres de HA10 inférieures et de deux barres HA8 supérieures, 13 cadres HA6 espacés de 12cm. Différentes configurations de renforcement en PRFV. Les résultats obtenus ont montré que le comportement de la majeure partie des poutres renforcées, s'est accompagné d'une amélioration significative de la rigidité (Figure I.10). Les poutres de la série A où les poutres sont renforcées par un renfort de fibre unidirectionnel en forme de U ont eu un meilleur comportement et une meilleure déformabilité. Les poutres de la série B renforcées par des tissus de fibres bidirectionnelles hybrides verre/carbone n'ont pas donné les résultats escomptés, du fait qu'elles n'ont pas eu un comportement ductile. Ainsi le tissu hybride bidirectionnel ou la direction des fibres perpendiculaires à l'axe de la poutre n'a pas amélioré le comportement des poutres.

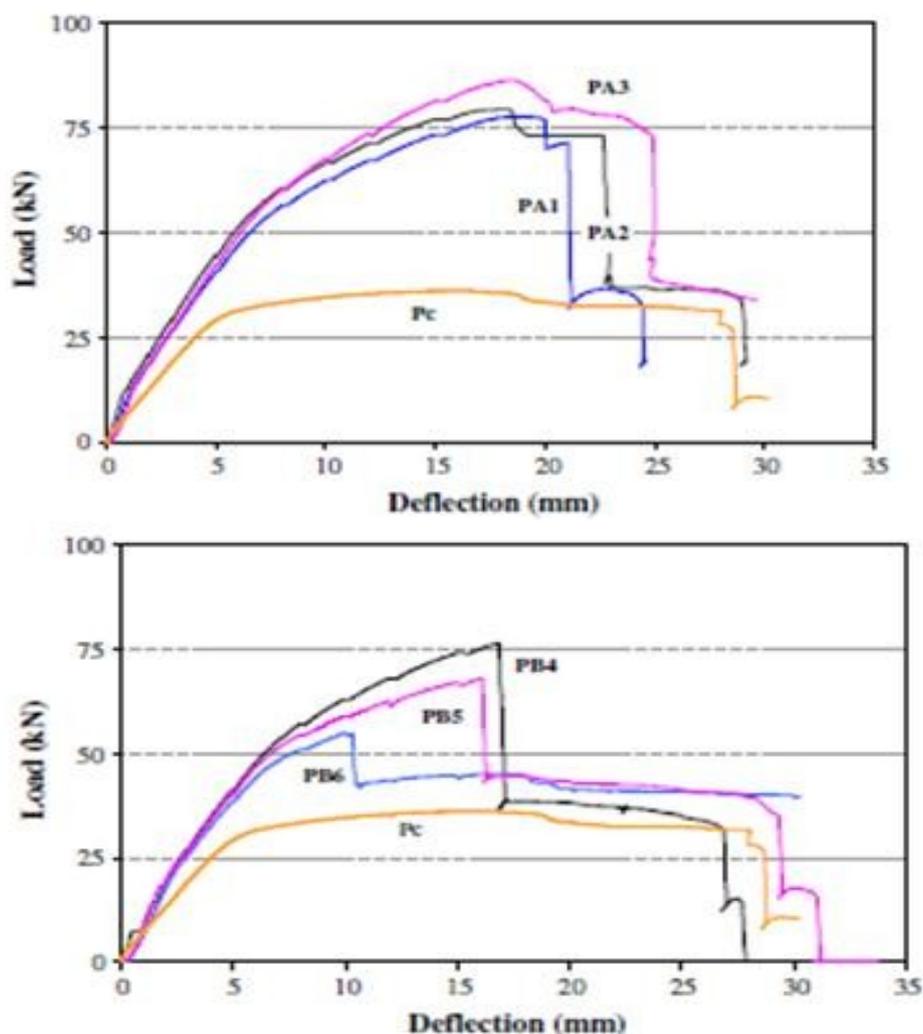


Figure I.10 : Résultats de la série A et B [ATT-12]

El-Saikaly *et al.* [ELS-15] ont réalisé 12 essais sur des spécimens ayant des dimensions de 152x406x4520 mm³. Le programme expérimental comportait trois séries munies de : (a) poutres sans étrier, (b) poutres avec étriers espacés de 260 mm et (c) poutres avec étriers espacés de 175 mm. Les trois séries comptaient : (i) un spécimen de contrôle, (ii) un spécimen renforcé à l'aide de tissu en U collé sur toute la longueur, (iii) un spécimen renforcé de bande en L et (iv) un spécimen renforcé de bande en L avec ancrages par cordage introduit à travers la semelle de la poutre en T. L'objectif visé par ces essais était de valider l'efficacité d'un nouveau système d'ancrages composé de cordes de CFRP introduites à travers la semelle, visant à reproduire les effets du tissu collé enveloppant entièrement le spécimen. Les résultats ont montré que ce système pouvait amener jusqu'à 96% en gain de résistance pour le spécimen qui ne contient pas d'armature transversale. Ceci indique qu'une meilleure performance est obtenue lorsque le décollement prématuré du renfort est contrôlé. Il a aussi été noté que l'angle de fissuration s'accroissait en présence d'acier transversal et du système d'ancrages.

Li et Leung [LI-15] ont réalisé des tests sur 12 poutres rectangulaires en flexion 3 points divisée en 6 séries distinctes. Chaque série est composée de 2 poutres : une référence et une renforcée. La poutre renforcée de chaque série est renforcée par la même configuration (des bandes de 60mm de largeur et avec un espacement de 150 mm) par collage externe. (Figure I.11).

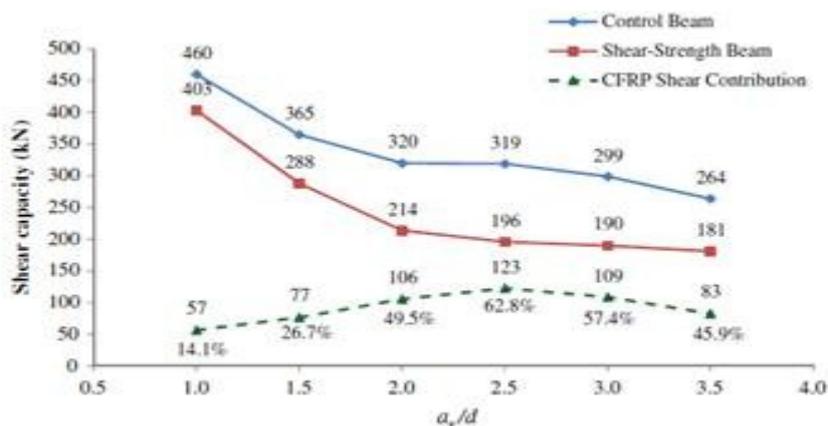
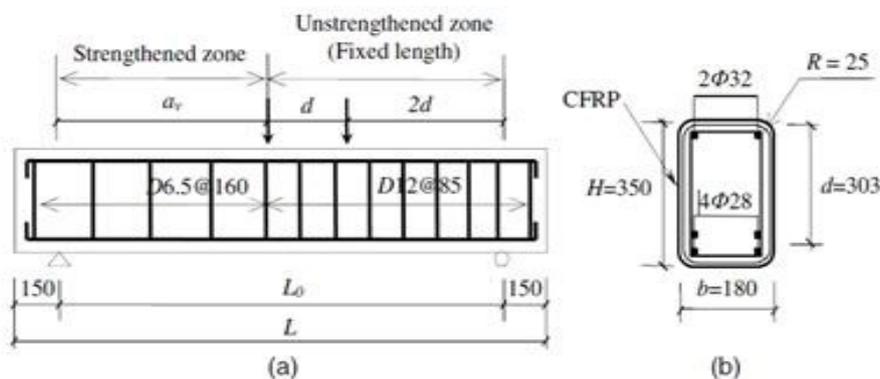


Figure I.11 : Détail de spécimens et la résistance au cisaillement avec la variation du rapport a/d [LI-15].

Les résultats montrent que la contribution au cisaillement du composite est croissante avec l'augmentation du rapport a/d mais qu'à partir de $a/d= 2.5$ la contribution du composite est diminuée.

I.5.2.2. Barres en PRF montées en surface dans des rainures (Near Surface Mounted)

Dans le cas de la méthode de collage externe, la ruine des poutres apparaît par le décollement du composite dans la plupart des tests. Le problème est que la surface de connexion entre béton et composite est insuffisante. Pour éviter le problème du décollement du FRP dans la méthode EB, la méthode NSM a été développée. Des rainures sont créées sur la surface de renforcement de la poutre, des bandes ou barres FRP sont mises dans les rainures et sont collées au béton par une résine époxy. Avec cette méthode, le FRP est lié avec le béton sur deux faces alors qu'une seule face est connectée dans la méthode EB, donc la liaison entre le FRP et le béton est augmentée et le décollement du FRP est limité. Dans cette méthode, les configurations de renforcement est le ratio de renforcement et l'inclinaison de barres NSM (Figure 1-12). Le problème de décollement du composite est limité dans la méthode NSM, mais les expérimentaux ont montré une séparation de la couche du béton de protection sur la zone renforcée dans le mode de rupture des poutres renforcées.

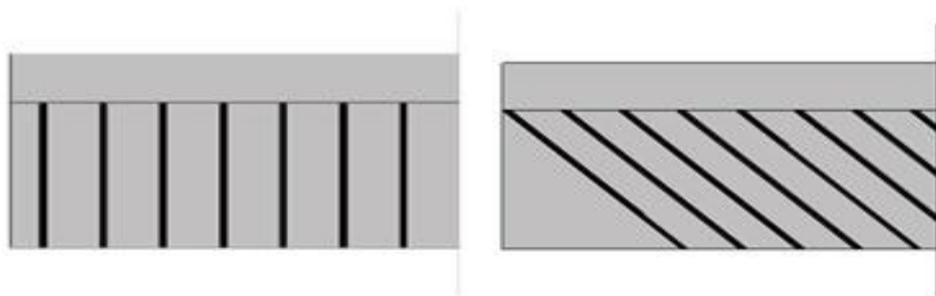


Figure I.12 : Renforcement au cisaillement par NSM : a) Poutre renforcée par des barres NSM verticales b) Poutre renforcée par des barres NSM inclinées

Un examen des études expérimentales sur le renforcement au cisaillement à l'aide d'une tige NSM en FRP des poutres en béton armé est rapporté comme suit:

Rizzo et De Lorenzis [RIZ-09] ont mené un programme de recherche sur le renforcement en cisaillement de poutres en béton armé avec la même technique. Un total de neuf poutres en béton armé de dimensions $200 \times 210 \times 2000 \text{ mm}^3$ ont été testés pour analyser l'influence des paramètres, à savoir le type de renforcement NSM (des barres rondes et des bandes), l'espacement et l'inclinaison de l'armature NSM, et les propriétés mécaniques de l'époxy de la rainure de remplissage sur le comportement et le mode de rupture structurel. Toutes les poutres ont été conçues pour rompre en cisaillement. Des barres rondes en PRFC

ont été utilisés comme armature de cisaillement dans des rainures remplies avec de l'époxy (Figure I.13).

Les résultats ont montré que le renforcement NSM a produit une augmentation de la résistance au cisaillement qui était plus que 106% en l'absence d'étriers en acier, et encore significative en présence d'une quantité limitée d'armatures transversales. Dans l'ensemble, l'augmentation de la capacité de cisaillement était d'environ 16% pour la poutre renforcée à l'aide de la méthode (EB) dont le stratifié est en forme de U collé à l'extérieur, et variait entre 22% et 44% pour les poutres renforcées avec un renfort en NSM.

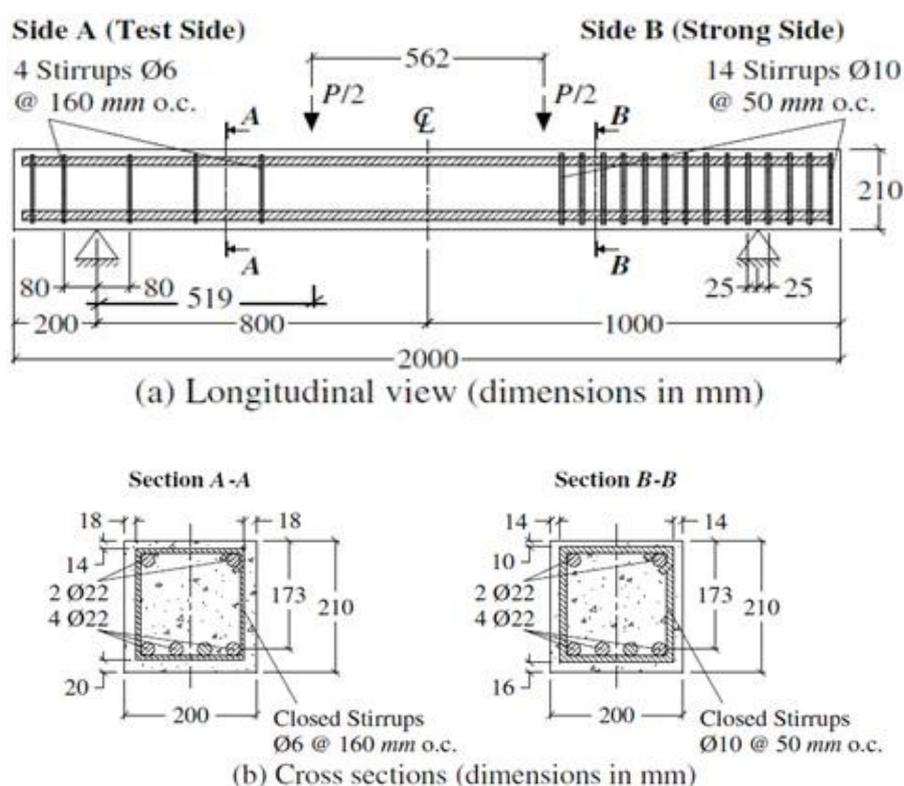


Figure I.13 : Géométrie détaillée des spécimens [RIZ-09].

Dias et Barros [DIA-12] ont fait des essais expérimentaux sur une série de poutres avec la même section en T, la hauteur totale est de 400 mm, la largeur des membrures est de 450 mm, l'épaisseur des membrures et du corps sont de 100 mm et 180 mm respectivement. La hauteur effective d est de 360 mm. La campagne se compose de trois groupes : 4 poutres de références (avec ou sans aciers transversaux), 12 poutres avec renforcement CFRP (9 poutres avec méthode NSM et 3 poutres avec méthode EB). Les essais sont réalisés par chargement en flexion 3 points et toutes les poutres sont conçues pour un endommagement en cisaillement (Figure I.14). Les paramètres suivants sont étudiés : (i) Le ratio d'aciers transversaux (espacement), (ii) Le ratio de FRP (espacement, angle).

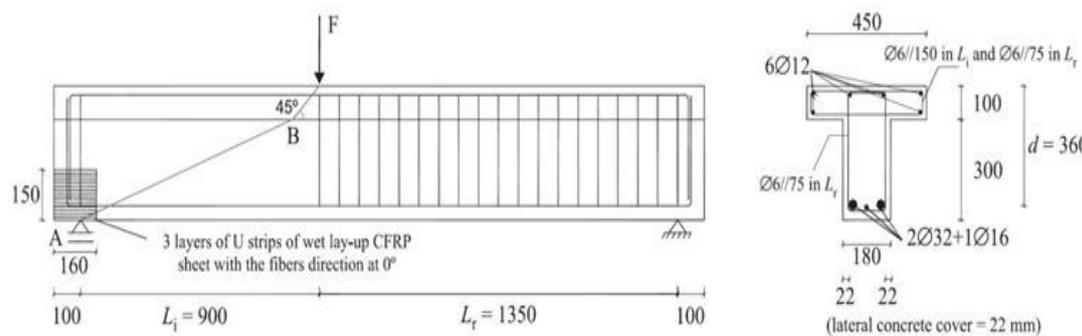


Figure I.14 : Géométrie des tests [DIA-12].

Les résultats confirment que la méthode NSM est plus efficace que la méthode EB, parce que la méthode NSM offre une plus grande capacité en terme de chargement maximal 30.3% et 10.4% respectivement.

En conclusion, pour la méthode NSM, les dimensions des rainures, l'espacement entre les rainures, la taille et la qualité des barres sélectionnées ainsi que la profondeur d'ancrage dans la poutre vont avoir un impact sur les résultats obtenus.

1.5.2.3. Renforcement avec la technique ETS

Dans la méthode NSM, le mode de rupture par décollement du support béton subsiste, donc pour éliminer ce problème dans la méthode NSM et par rapport au problème de décollement du FRP dans la méthode EB, la méthode "Embedded through-section" (ETS) a été développée depuis quelques années. Dans cette méthode, des trous sont créés dans le corps de la poutre dans la zone de renforcement et les barres sont fixées dans les trous par de la résine époxy. Elle nécessite également moins de temps et d'équipements pour l'installation que les stratifiés collés en surface ou les rainures pratiquées sur la surface du béton (figure I.15).



Figure I.15.: Poutre renforcée avec la méthode ETS Tirée de [CHA-11].

Jusqu'à présent, très peu d'études expérimentales sont menées sur l'utilisation des tiges en PRF (ETS) pour le renforcement en cisaillement des poutres en béton armé. Un examen des études expérimentales sur le renforcement au cisaillement réalisé avec cette technique est décrit ci-dessous.

Barros et Dalfré [BAR-13] ont testé deux séries de poutre, A et B, composées des poutres avec une section rectangulaire de $150/300 \times 300 \text{ mm}^2$ une longueur totale de 2450 mm. Les poutres sont chargées en flexion 3 points et sont renforcées par des aciers longitudinaux pour avoir la rupture en cisaillement (Figure I.17). Chaque série se compose d'une poutre de référence sans renforcement en cisaillement, et une poutre avec un système de renforcement en cisaillement suivant : (i) Aciers transversaux de $\text{Ø}6 \text{ mm}$ avec espacement de 300 mm ; (ii) Barres renforcés ETS à 45° ou 90° par rapport de l'axe longitudinal de la poutre, avec espacement de 300/225 mm

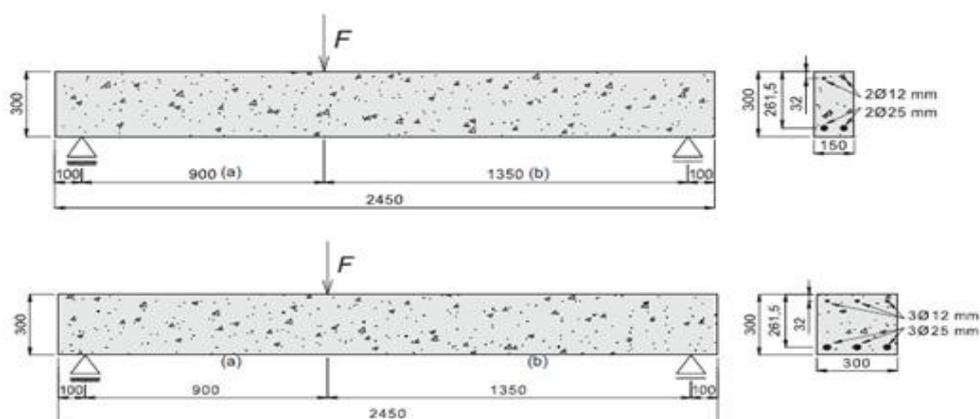


Figure I.16: Géométrie des poutres [BAR-13].

Sur la base des résultats de la poutre référence, il est montré que la poutre renforcée par les aciers transversaux et la poutre renforcée par la technique ETS présentent une augmentation de la capacité portante de 51% et 48% (série A), et de 14% et 17% (série B) ainsi des augmentations en déflexion de 110 et 74% (série A) et de 25 et 36% (série B), respectivement ont été obtenues. Les barres ETS diagonales présentent plus d'efficacité que les barres ETS verticales (Figure I.17).

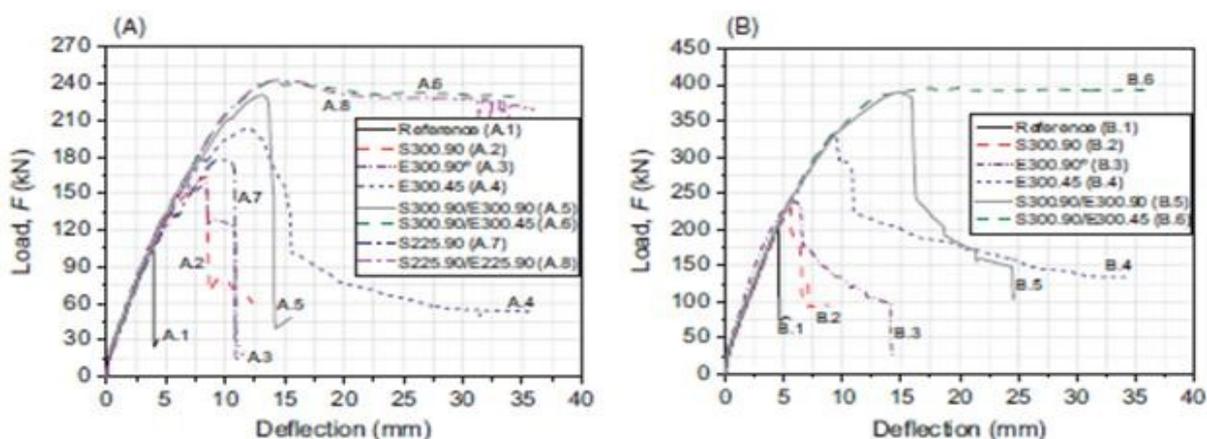


Figure I.17: Résultats des tests pour la série A et B [BAR-13].

Matteo Breveglieri et al. [BRE-14] ont exploré les potentialités de la technique du renforcement de cisaillement des poutres en béton armé à l'aide de la méthode ETS. Un programme expérimental a été réalisé, composé de poutres en béton armé de section en T afin d'étudier l'influence de l'inclinaison des armatures transversales des barres (ETS) sur l'efficacité du renforcement en cisaillement. L'étude a également examiné l'interaction de barres (ETS) et étriers en acier existants. Une augmentation de la résistance au cisaillement jusqu'à 109% et 136% dans les poutres avec et sans étriers internes, respectivement, a été obtenue. Les barres (ETS) inclinées ont fourni une augmentation de la résistance au cisaillement plus élevée que les barres (ETS) verticales.

Qin et al. [QIN-15] ont réalisé des essais sur neuf poutres en T ayant des dimensions de 125x360x2700 mm, armées d'étriers de 8 mm de diamètre et espacés de 275 mm. L'objectif de ces essais était d'étudier l'influence de la corrosion de l'armature sur la contribution de deux méthodes de renforcement en cisaillement : (i) le tissu en PRF collé sur la surface (EB) en forme de U et (ii) une tige de renfort en PRF insérée par forage dans l'âme de la poutre (ETS). Trois niveaux de corrosion ont été analysés pour chacun des trois groupes : (a) 0% de corrosion, (b) 7% de corrosion et (c) 12% de corrosion. Les résultats obtenus suite au chargement ont montré que plus le niveau de corrosion augmente, plus la contribution du renfort sur le gain de résistance au cisaillement diminue. Cependant, il faut noter que lorsque le niveau de corrosion se situe à 7%, cette réduction n'est pas significative. De plus, les contraintes enregistrées sur le système de renfort ETS sont supérieures à celles obtenues sur le renfort EB qui a cessé de contribuer suite à un décollement prématuré, tandis aucun signe de décollement n'a été observé sur les spécimens renforcés avec la méthode ETS.

Teo et al. [TEO-17] ont réalisé des essais sur un total de cinq poutres destiné à étudier expérimentalement l'interaction entre le renforcement en armatures transversales et renforcement par cisaillement (EB). Pour ce faire, quatre poutres ont été renforcées à l'extérieur avec des PRF avec différents systèmes de renforcement (Figure I.18). Leur influence et leur interaction avec les étriers transversaux internes dans la résistance au cisaillement ont été discutés en fonction des modes de rupture, de déflexion et de contrainte (acier et PRFC).

Les résultats obtenus indiquent non seulement une augmentation de 48.2% de la résistance en cisaillement ultime de la poutre renforcée avec le tissu continu en PRFC en forme de U par rapport à la poutre de contrôle mais aussi la rigidité. L'ajout du PRFC extérieurement préserve l'intégrité des étriers transversaux internes et assouplit sensiblement la contrainte dans les étriers transversaux, en particulier pour le renforcement en U. Avec du tissu continu en PRF et un système en forme de U, une plus grande contribution du PRF à la résistance au cisaillement peut être attendue (Figure I.19).

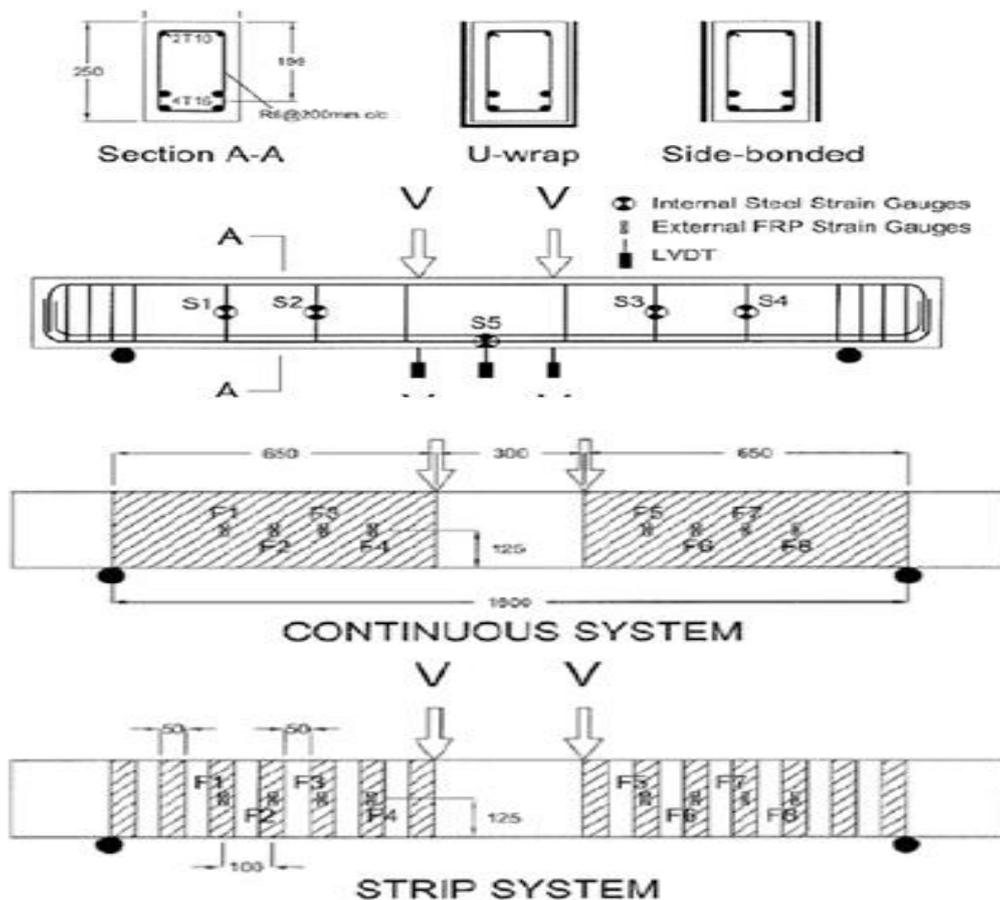


Figure I.18: Géométrie détaillée des poutres [TEO-17].

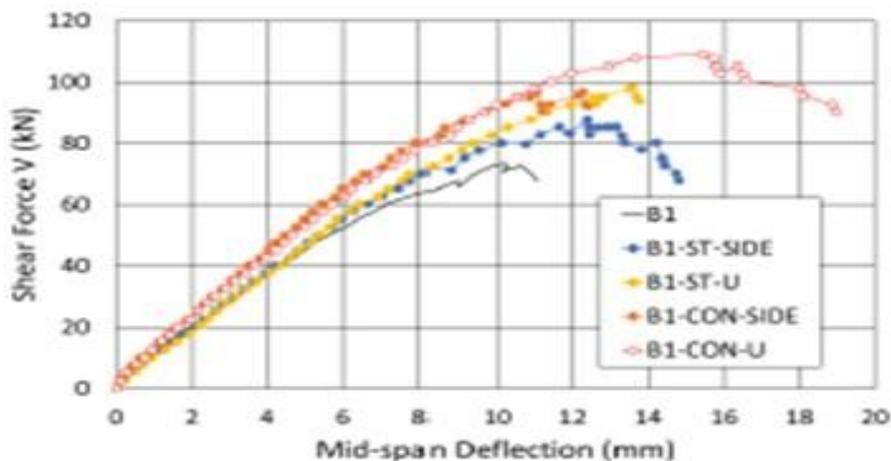


Figure I.19: Résultats des tests [TEO-17].

1.6. Comportement en cisaillement à l'aide de PRF

Le comportement des structures en béton armé (BA) à l'effort tranchant est encore aujourd'hui considéré comme une problématique lorsqu'il est question de prédiction. Bien que plusieurs études aient été menées dans les dernières décennies afin de comprendre le comportement en cisaillement, il est encore difficile d'évaluer exactement la façon dont

réagissent les structures en BA, souvent vieillissantes, face aux contraintes qui en découlent. Cette partie présentera l'état des connaissances à ce jour en lien avec ce sujet en mettant en revue : (i) les comportements observés sur les poutres en béton armé, (ii) les comportements des poutres ayant été renforcées et (iii) les modèles de calculs utilisés dans les différentes normes et codes en vigueur, pour la conception des ouvrages en BA réhabilités en cisaillement à l'aide de PRF.

1.6.1. Comportement en cisaillement de poutres en BA (sans renfort)

Les fissures engendrées par les efforts de cisaillement sont en général causées par les contraintes de traction qui en découlent et qui excèdent la faible résistance en traction du béton. Notons que plusieurs paramètres peuvent influencer les propriétés des fissures qui sont observées. Par exemple : les dimensions de la poutre, le rapport a/d , le taux d'armature longitudinale, les conditions d'appui et la présence ou non d'armature transversale. Ces paramètres auront comme effet de changer le type, l'angle, la position ainsi que l'étendue et l'importance des fissures. Ces particularités influenceront aussi le mode de rupture qui sera observé lorsque les poutres sont chargées jusqu'à la rupture.

1.6.1.1. Fissuration

Les fissures apparaissent dans une poutre en BA à l'endroit où la contrainte de cisaillement atteint la résistance du béton en traction. La figure I.20 présente les différents types de fissures qui sont généralement observées sur les poutres en béton armé. Dans une poutre soumise à l'effort tranchant, on voit apparaître deux types de fissures :

- Des fissures verticales, notamment à mi-portée, sont dues à l'action du moment fléchissant. Ces fissures apparaissent en premier lieu à l'endroit où le moment est maximum, principalement au centre de la travée ou au droit des appuis dans le cas d'une poutre continue. Ces fissures de flexion s'inclinent davantage à mesure qu'on s'approche des appuis en raison de l'effort tranchant qui s'accroît, ces fissures se transforment peu à peu en fissure de cisaillement/flexion;
- Des fissures diagonales (obliques) au niveau des appuis sont dues à l'effet combiné du moment fléchissant et de l'effort tranchant, se propagent en débutant au centre de l'âme des poutres en s'étendant vers le haut et le bas suivant une inclinaison variant généralement entre 35° et 45° [CHO-12].

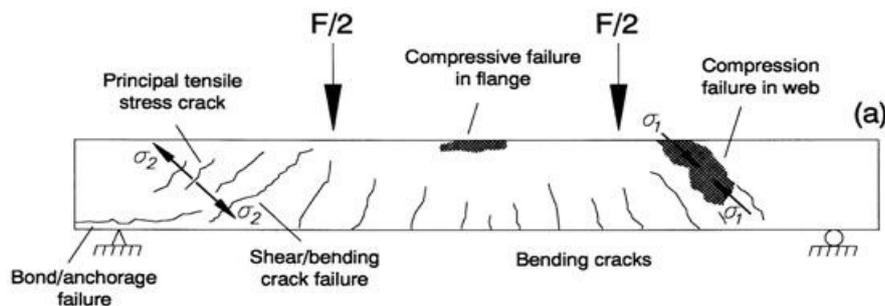


Figure I.20 : Types de fissures dans une poutre en béton armé [TAL-03].

1.6.1.2. Mode de rupture

La rupture d'un élément est atteinte lorsque l'un des matériaux qui le composent dépasse sa résistance et que les autres ne suffisent plus à pallier à l'augmentation de contrainte due au transfert du matériau rompu. Plusieurs paramètres peuvent influencer le mode de rupture qui peut être observé : le type et le point d'application de la charge, les dimensions et la géométrie des éléments, et le taux et les propriétés mécaniques des différents matériaux utilisés.

1.6.1.3. Type de poutre :

C'est le facteur prédominant qui est caractérisé par le rapport a/d . Ce paramètre d'influence implique la position de la charge ainsi que la dimension du spécimen, où :

- a : représente la distance entre l'appui et le point d'application de la charge, aussi appelée longueur ou portée de cisaillement ;
- d : la hauteur effective de la poutre.

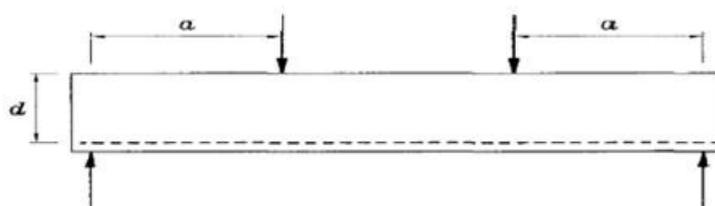


Figure I.21 : Portée de cisaillement.

La portée en cisaillement (a) est clairement définie pour un essai de flexion en trois ou quatre points, comme l'illustre la figure I.21. On distingue à l'aide de ce paramètre deux types de poutres : les poutres profondes ($a/d < 2,5$), et les poutres élancées ($a/d \geq 2,5$). Les modes de rupture observés selon ce paramètre ont été étudiés en distinguant quatre types de poutres [BOU-05]. Le tableau II.1 présente les modes de rupture observés en fonction des types de poutres.

Tableau II.1 Mode de rupture d'une poutre en BA (sans renfort) en fonction du rapport a/d

Rapport a/d	Mode de rupture possible
$1 \leq a/d < 2.5$	<ul style="list-style-type: none"> • perte d'ancrage aux extrémités des barres longitudinales tendues.
$a/d < 1$	<ul style="list-style-type: none"> • perte d'adhérence; • glissement des armatures longitudinales tendues; • cisaillement des barres d'armatures tendues (effet goujon); • écrasement du béton et prolongement des fissures inclinées.
$2.5 \leq a/d < 6$	<ul style="list-style-type: none"> • cisaillement le long des fissures inclinées; • écrasement du béton et Plastification de l'acier longitudinale.
$a/d \geq 6$	<ul style="list-style-type: none"> • flexion

1.6.1.4. L'effort axial

L'effort axial peut être de traction ou de compression. Il est établi que le béton offre une excellente résistance en compression et une moins bonne en traction. C'est pour cette raison que les poutres en béton armé contiennent des barres d'acier dans la zone tendue. Un effort de traction sur le béton a pour effet de le fragiliser et diminuer sa cohésion en entraînant une diminution de sa résistance en cisaillement.

1.6.1.5. Taux d'armatures longitudinales

Le taux d'armature longitudinale contribue à la résistance au cisaillement. Jusqu'à un certain point, l'effet de goujon des barres longitudinales permet d'accroître la résistance au cisaillement et contribue à réduire l'ouverture des fissures de cisaillement. Les barres transversales ont pour effet de reprendre la charge de traction axiale. Donc plus le taux d'acier transversal est élevé, moins les chances d'obtenir un mode de rupture par cisaillement seront élevées, si le renforcement longitudinal n'est pas correctement dimensionné, la rupture en flexion survient après celle en cisaillement.

1.6.1.6. Taux d'armatures transversales

Les armatures transversale retardent l'apparition des fissures inclinées et améliorent nettement la résistance à l'effort tranchant. Aussi l'espacement entre les différents étriers augmente la capacité portante de la zone de cisaillement de la poutre.

1.6.1.7. Effet d'échelle (dimensions des poutres)

L'effet d'échelle est un paramètre qui influence de façon importante le comportement des poutres de béton armé. L'influence de la dimension des spécimens à l'étude pouvait réduire la résistance en cisaillement jusqu'au tiers en comparaison avec des spécimens de taille réduite. Plusieurs travaux de recherche ont démontré que plus le rapport l/h augmente plus la résistance de la poutre en béton armé diminue, où :

- l : la longueur de la poutre ;
- h : la largeur de la poutre. Ceci est dû à une plus grande ouverture des fissures diagonales dans les poutres de plus grandes dimensions.

1.6.2. Comportement en cisaillement de poutres en BA renforcées de PRF

Les recherches réalisées sur les poutres renforcées en cisaillement à l'aide de PRF montrent clairement qu'il est bénéfique d'utiliser ces méthodes de renforcement. Tout comme les poutres de béton armé non renforcées, les types de fissures et les modes de rupture qui peuvent être observés varient selon certains paramètres d'influence résultant de la conception des éléments lors de la construction initiale et des particularités liées au type et à la configuration du renfort utilisé.

1.6.2.1. Modes de rupture

Les modes de rupture qui peuvent être observés sont similaires à ceux des poutres non renforcées. En plus de ceux observés sur les spécimens non renforcés, on remarque plusieurs autres modes de rupture différents comme (i) l'écrasement du béton dans la bielle de compression, (ii) la fracture du renfort, (iii) le décollement du renfort à l'interface béton/ PRF (Figure I.22).

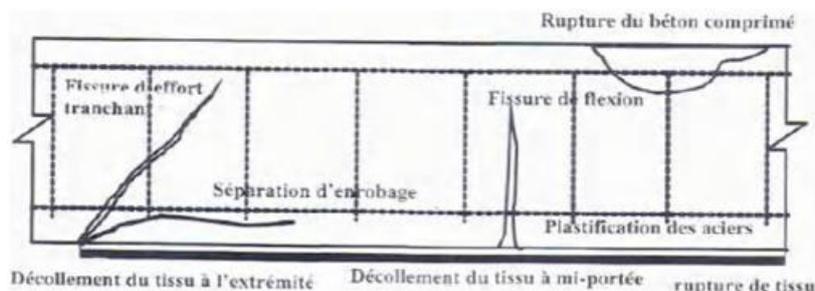


Figure I.22 : Modes de rupture des poutres renforcées.

1.6.2.2. Rapport a/d

Qu'il s'agisse d'une poutre profonde ($a/d < 2,5$) ou d'une poutre élancée ($a/d \geq 2,5$), le mode de rupture observé diffèrera en fonction de ce paramètre. Il a été démontré par Khalifa et Nanni (1999) [KHA-02] qu'un accroissement de résistance en cisaillement de poutres renforcées était observé avec l'augmentation du rapport a/d . De ce fait, les possibilités d'obtenir une rupture en cisaillement se trouvent réduites en présence de poutres élancées renforcées à l'aide de PRF. Le tableau II.2 présente les modes de rupture observés en fonction du rapport a/d [BOU-05].

Tableau II.2 Mode de rupture poutre en BA (avec PRF) en fonction du rapport a/d tiré de [BOU-05].

Rapport a/d	Modes de rupture observés
$a/d < .5$	• rupture en cisaillement accompagnée de la fracture du renfort;
$2.5 \leq a/d < 3.2$	• rupture en cisaillement accompagnée de la fracture du renfort; • décollement du renfort;
$a/d \geq 3.2$	• décollement du renfort.

1.6.2.3. Taux d'armature transversale

Il a été démontré que le taux d'armature influençait le comportement des poutres renforcées en cisaillement. Bousselham et Chaallal *et al.* [BOU-08, CHA-02] indiquent que lorsque le taux d'acier transversal augmente, la contribution du PRF diminue. Ceci montre que l'acier et le renfort travaillent conjointement dans la reprise des efforts de cisaillement. Ainsi, le mode de rupture sera influencé par la présence ou non et par le taux d'armature transversale de l'élément pour reprendre les efforts axiaux de traction verticale dans la zone de cisaillement.

1.6.2.4. Taux de renfort en PRF

Il a été démontré dans plusieurs recherches, [BOU-05, CHA-02 et TAL-03], que le taux de renfort avait une influence sur la résistance en cisaillement. En effet, l'augmentation du taux de PRF par l'application de plusieurs couches ou par la réduction de l'espacement entre les bandes de renfort augmente la résistance en cisaillement des poutres en béton armé. Ce paramètre agit sur les fissures de cisaillement en réduisant l'ouverture de ces fissures par l'augmentation du taux de PRF. Les travaux de Benyoucef *et al.* [BEN-06] qui ont porté sur la prédiction du cisaillement interfacial ont montré que l'augmentation de l'épaisseur de la couche d'adhésif réduit la concentration des contraintes sur le béton ainsi que l'adhérence à l'interface béton/PRF permet au renfort de reprendre les efforts de traction axiale et verticale.

1.6.2.5. Effet d'échelle

Tout comme sur les poutres non renforcées, l'effet d'échelle a une influence sur la résistance au cisaillement des poutres renforcées à l'aide de PRF. Le gain de résistance au cisaillement observé lors d'essais sur des spécimens de dimensions variables, diminue avec l'augmentation de la hauteur utile (d). Ce phénomène a aussi été validé par Godat *et al.* [GOD-10] qui affirment que les contraintes enregistrées sur le PRF démontraient une plus grande contribution sur les spécimens de petite taille que sur ceux de grande taille. L'effet d'échelle est donc un paramètre capital qui devrait être considéré lors de l'étude des comportements des poutres renforcées en cisaillement à l'aide de PRF.

I.7. Modèles et méthodes de calcul de type réglementaire des poutres sollicitées en flexion et en cisaillement des poutres

Dans cette section un résumé de la théorie du calcul de la résistance ultime du au moment fléchissant et l'effort tranchant des poutres en béton armé renforcées /non renforcées sera présenté en accord avec les calculs réglementaires des éléments de structures en béton armé renforcées par des matériaux composites.

Les normes de conception des ouvrages en béton armé existent pour protéger et assurer la sécurité publique. Elles sont en effet relativement conservatrices et s'attardent à utiliser diverses équations empiriques et probabilistes pour traduire des concepts parfois encore mal compris ou des démarches relativement plus élaborées ou rigoureuses. Cette façon de faire est fort valide afin de demeurer du côté sécuritaire de la structure et de respecter les états limites ultimes, ce qui permet d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage. Les normes sont régulièrement révisées et mises à jour afin de considérer l'évolution des connaissances scientifiques.

Les codes utilisés pour le calcul des structures en BA non renforcées (l'Eurocode 2 et le BAEL 91) [EC2-04 et BAE-91] qui sont des normes réglementaires respectivement dans l'Union Européenne et en France et les règles de l'ACI 08 utilisées en Amérique [ACI-08].

La théorie du calcul réglementaire des poutres en BA renforcées par le collage d'une plaque en composite sur la face tendue (§1.6.3.) a également été considérée selon la Fédération Internationale du Béton (FIB) [FIB-07] et l'Association Française de Génie Civil (AFGC) [AFG-11]. Dans les paragraphes ci-dessous, sont présentées les méthodes de calcul de type réglementaire concernant les poutres sous sollicitation de flexion et d'effort tranchant, ainsi une comparaison entre les résultats expérimentaux et ces méthodes sera effectuée dans le chapitre III.

I.7.1. Méthodes de calcul concernant la sollicitation en flexion

Le calcul théorique pour étudier le comportement en flexion est basé sur les équations d'équilibre et de la relation entre les constituants (béton, acier et composite).

I.7.1.1. Moment fléchissant ultime des poutres non renforcées

La comparaison des règles européennes [EC2-04], françaises [BAE-91] et américaines [ACI-08] pour le calcul du moment fléchissant ultime (noté M_u) des poutres en béton armé soumises aux ELU est présentée. Les principales différences entre les codes sont :

- les valeurs limites des déformations unitaires des matériaux,
- la valeur de la résistance en compression du béton (f_{cd}),
- le coefficient λ (définissant la hauteur utile de la zone comprimée)
- le coefficient η (définissant la résistance effective).

Les équations pour déterminer la valeur de f_{cd} , les coefficients λ et η sont présentées à la Figure I.23. Les symboles définis dans l'EC2 pour expliquer les méthodes de base des 3 codes sont utilisés.

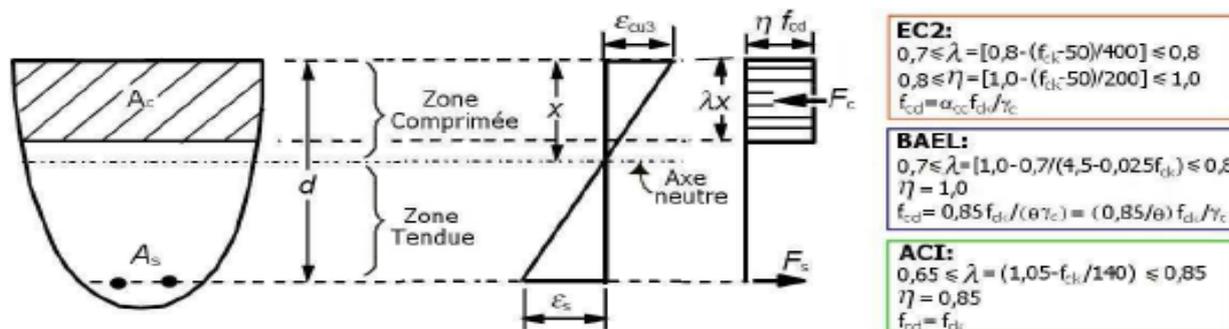


Figure I.23 : Diagramme des déformations de Navier. Diagramme simplifié des forces équivalentes. Valeurs λ , η et f_{cd} pour l'EC2, le BAEL et l'ACI.

Méthode EUROCODE 2

Pour déterminer le moment résistant ultime de sections droites en béton armé, l'EC2 s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- Les contraintes dans le béton comprimé se déduisent d'un des diagrammes contrainte déformation (Figure I.24),
- Les contraintes dans les armatures du béton armé se déduisent des diagrammes de calcul (Figure I.25).

Les valeurs des contraintes-déformations du béton dépendent de la classe de résistance du béton. Pour la détermination de la résistance à la rupture de la poutre, la résistance caractéristique en compression du béton (f_{ck}) est remplacée par sa résistance moyenne en compression (f_{cm}) mesurée sur un cylindre à 28 jours de mûrissement. La déformation ultime ϵ_{cu} est égale à 0,35%.

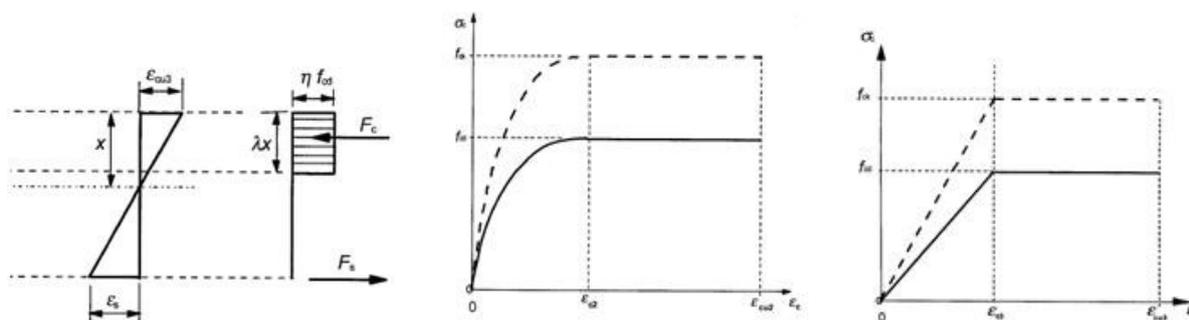


Figure I.24 : a) Diagramme rectangulaire simplifié b) Diagramme parabole rectangle c) Diagramme bilinéaire

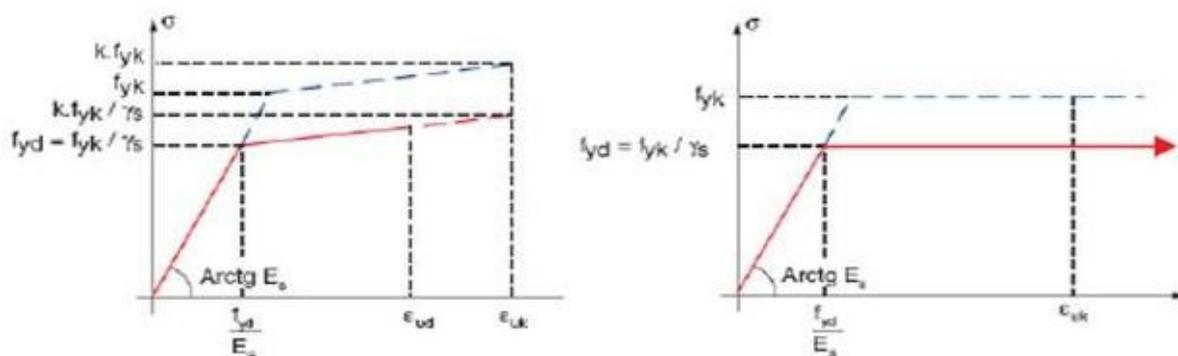


Figure I.25 : Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers a) à palier incliné b) palier horizontal [EC2_04].

En flexion simple, l'axe neutre et la fibre moyenne de la section réduite homogène sont confondus, ce qui s'exprime par l'équation d'équilibre des efforts (Figure I.26). Le calcul du moment aux ELU se fait selon le principe des trois pivots.

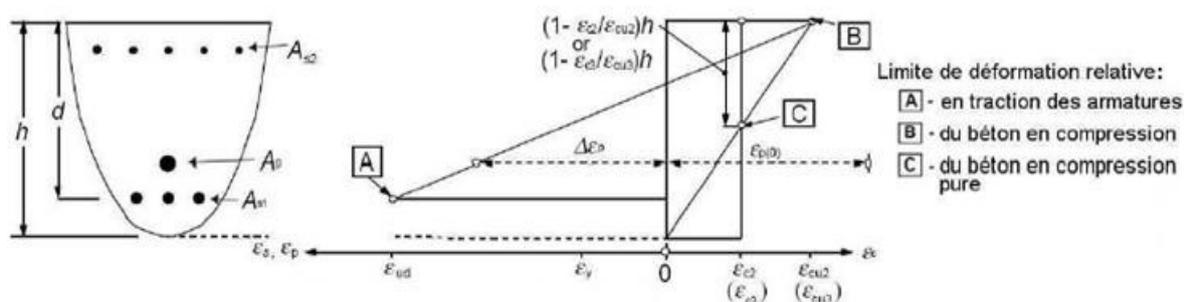


Figure I.26 : Diagramme des déformations à l'état-limite ultime [EC2-04].

Principe de calcul

L'équilibre des moments par rapport à la position des armatures tendues, nous donne :

$$M = f_{cd} \cdot \lambda x \cdot b(d - \lambda x) \quad (1-1)$$

On peut alors résoudre cette équation et trouver x par une méthode itérative. Une fois x connu, on peut déterminer l'ELU atteint.

Si $x < 0,259d$; c'est le pivot A. La contrainte dans les aciers tendus σ_s vaut f_s/γ_s , où f_s est la limite d'élasticité des aciers et γ_s un coefficient pris égal à 1,15.

La position $x = 0,259d$ correspond à une déformation des aciers de 1% et du béton en fibre supérieure de 0,35% dans le sens contraire.

Si $0,259d \leq x < h$, c'est le pivot B, f_s vaut $E_s \epsilon_s$, où ϵ_s est déterminée par l'équation de compatibilité la reliant à la déformation du béton en fibre supérieure, fixée à 0,35%.

D'après l'équation d'équilibre des efforts, on a $F_s = -F_c(d-x)$.

On en déduit l'aire cherchée qui doit vérifier $A_s \geq F_s / \sigma_s$.

La méthode de l'EC2 se démarque de la méthode du BAEL en utilisant pour le calcul le pivot B car il considère l'hypothèse de déformation de l'armature tendue est illimitée alors que le BAEL limite cette déformation à 1%.

Les coefficients partiels relatifs aux matériaux correspondent à $\gamma_c=1,5$ pour le béton et $\gamma_s=1,15$ pour l'acier. Le coefficient α_c tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression du béton et des effets défavorables résultant de la manière dont la charge est appliquée. La valeur recommandée par l'EC2 de α_c est de 1,0.

Méthode BAEL

Le calcul du moment fléchissant vis-à-vis des ELU se fait selon la règle des trois pivots schématisée à la Figure I.27.

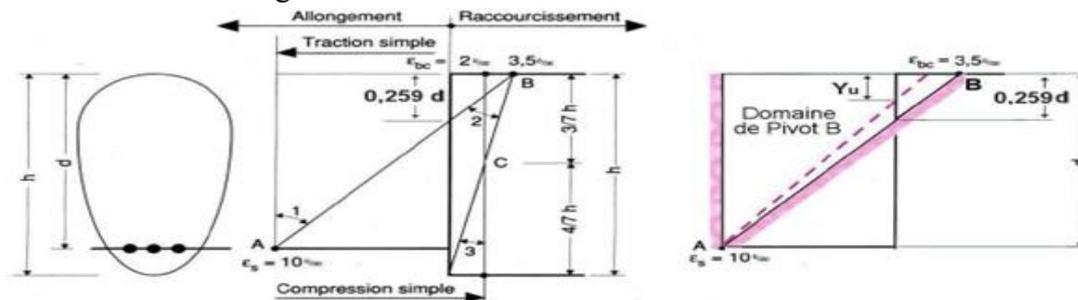


Figure I.27 : Définition de trois pivots et domaine du pivot A [BAE_91].

Le BAEL utilise, également, un coefficient de 0,85 qui affecte la résistance du calcul du béton pour prendre en compte le cas où une contrainte maintenue constante est appliquée. La comparaison du f_{cd} de l'EC2 et du f_{cd} du BAEL, montre que le facteur α_c de l'EC2 est comparable à $0,85/\theta_{(BAEL)}$ du BAEL.

Méthode ACI [ACI-08]

La méthode ACI détermine le moment fléchissant ultime d'une poutre en béton armé. Il faut réaliser l'équilibre des forces équivalentes des zones tendue et comprimée, en estimant une valeur approximative de x et en vérifiant les déformations des barres en acier.

1.7.1.2. Méthodes de calcul concernant la sollicitation de flexion des poutres renforcées

Modèle FIB [FIB-07]

La ruine idéale des poutres renforcées provient de la plastification parfaite des armatures tendues associée à la rupture du béton comprimé, le tissu étant encore intact. Autrement dit, la poutre renforcée fonctionne en action composite parfaite. Mais la rupture prématurée due à la perte d'action composite, comme le décollement de tissu ou la séparation d'enrobage du béton, se produit assez fréquemment. La méthode de calcul FIB distingue ces deux cas [WU-04].

Action composite parfaite

Pour calculer la résistance d'une poutre renforcée en action composite parfaite, il faut déterminer la position de l'axe neutre x en utilisant la condition d'équilibre des forces dans la section (Figure I.28):

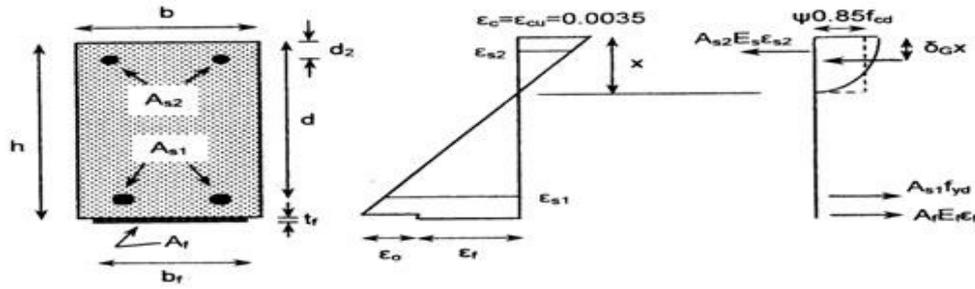


Figure I.28 : Analyse de la section en flexion à l'ELU: (a) géométrie, (b) distribution des déformations et (c) distribution des contraintes [WU-04].

$$0.85\psi f_{cd} b x + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} = A_{s1} f_{yd} + A_f E_f \varepsilon_f \quad (1-2)$$

Avec $\psi = 0.8$ (hypothèse conventionnelle du béton armé) et les conditions suivantes :

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{x-d_2}{x} \quad (\text{Déformation des armatures comprimées}) \quad (1-3)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h-x}{x} - \varepsilon_0 \quad (\text{Déformation du composite}) \quad (1-4)$$

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

La capacité d'une poutre renforcée au moment fléchissant est alors la suivante :

$$M_{Rd} = A_{s1} f_{yd} (d - \delta_G x) + A_f E_f \varepsilon_f (h - \delta_G x) + A_{s2} E_{s2} \varepsilon_{s2} (\delta_G x - d_2) \quad (I-5)$$

$$\delta_G = 0.4$$

Perte d'action composite

Pour une poutre renforcée, la perte d'action composite provient du décollement du composite dû aux fissures de flexion, du décollement aux extrémités du composite. Les méthodes de calcul qui tiennent comptes de ces ruptures potentielles sont présentées dans le bulletin FIB [FIB-07].

Modèle AFGC [AFG-11]

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

$$\varepsilon_{fd} = \text{Min}\left(\frac{f_{fu}}{E_f}; 0.85\%\right) \quad \text{avec } f_{fd} = \frac{\alpha_f J_{fd}}{\gamma_{fd}} \quad \text{dans le cas des stratifiés in situ}$$

carbone/époxy et $\gamma_{fd} = 1.6$

En plus des deux pivots A et B du BAEL91, la notion de pivot D, qui correspond à l'atteinte de l'allongement ultime de calcul du composite f_{ud} , est introduit dans ce calcul pour les poutres renforcées (Figure I.29). Ici, $s_0 e$ est la déformation des armatures au moment du renforcement.

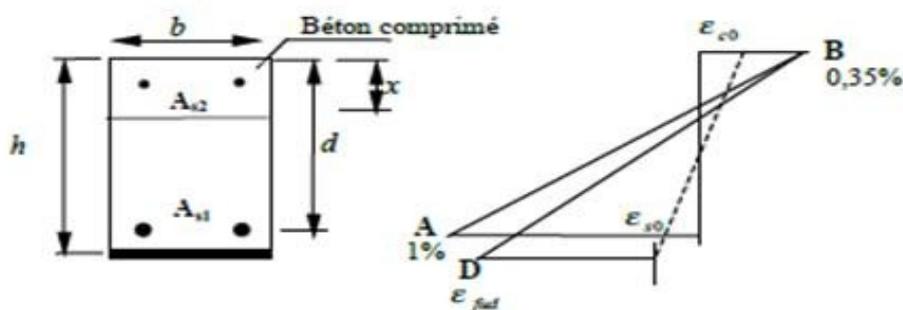


Figure I.29 : Diagramme des pivots (A, B et D) [AFG-11].

L'expression du moment fléchissant résistant correspondant au diagramme de déformations AB est la suivante:

$$M_{cu} = 0.8 x b f_{cu} \cdot (d - 0.4x) \quad (1-6)$$

Avec $f_{cu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_c}$ représente la résistance de calcul du béton à la compression, fonction de la résistance caractéristique f_{cj} , et avec $\gamma_c = 1,5$ pour les combinaisons fondamentales et θ un coefficient en fonction de la durée d'application des charges.

Le moment maximal repris par les armatures tendues supposées plastifiées et celui repris par le composite sont les suivants :

$$M_s = A f_{yd} Z_d \quad (\text{armatures}) \quad (1-7)$$

$$M_f = A_f E_f \varepsilon_{fd} Z_f \quad (\text{composite}) \quad (1-8)$$

Avec $Z = d - 0.4x \approx 0.9d$, $Z_f = h - 0.4x \approx d$

$$\varepsilon_{fd} = \min\{1.10 * (1\% - \varepsilon_{s0}); \varepsilon_{fd}\} \text{ et } f_{yd} = \text{limite d'élasticité de l'armature}$$

Le moment ultime de la poutre renforcée est alors :

$$M_u = \text{Min} \{M_{cu} ; M_s + M_f\}$$

Le deuxième cas concerne la droite BD, les armatures sont plastifiées, la déformation des armatures tendues ε_{sc} doit vérifier, avec ε_{sc} la déformation élastique limite de l'acier d'armature et le coefficient de sécurité $\gamma_s = 1.15$:

$$\varepsilon_{sc} = \frac{f_{yk}}{E_s \gamma_s} = 0.217\% < \varepsilon_{fu,d} < 1.10 * (1\% - \varepsilon_{s0}) \quad (1-9)$$

Le moment ultime de la poutre renforcée est $M_u = \text{Min} \{M_{cu} ; M_s + M_f\}$

1.7.2. Modèles et Méthodes de calcul réglementaire de résistance à l'effort tranchant des poutres renforcées

Il existe pas mal de modèles qui ont été proposés pour le calcul de la résistance en cisaillement des poutres en béton armé, mais ici nous allons s'intéresser sur les modèles dont

les poutres contiennent de l'armature transversale, aussi auxquels les codes de béton armé se réfèrent le plus souvent. La plupart des codes de béton armé se basaient exclusivement sur l'analogie du treillis à 45° proposée il y a plus d'un siècle, par l'ingénieur suisse Ritter en 1899 et l'ingénieur allemand Morsch en 1909 pour le calcul des étriers dans les poutres en béton armé. Elle consiste à assimiler à un treillis une poutre en béton armé, fissurée, soumise à l'effort tranchant (Figure I.30).

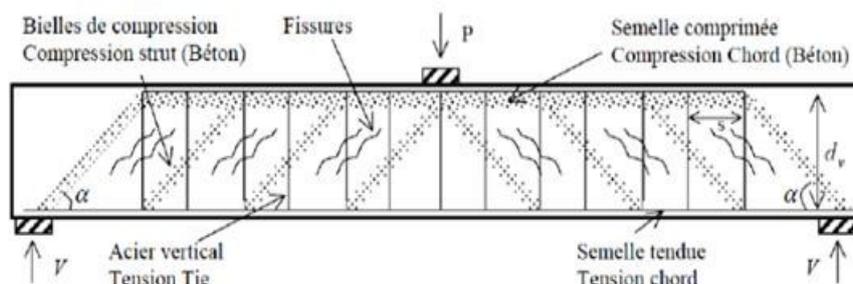


Figure I.30 : Analogie du treillis.

Les règles de calcul utilisées par les différents codes dans le calcul de la résistance au cisaillement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement proposent une approche utilisant la contribution de chacun des matériaux. Ainsi, la résistance totale en cisaillement (V) est donnée par la sommation de V_c pour la résistance en cisaillement du béton, V_s pour la résistance de l'acier transversal et de V_f pour celle du renfort de PRF [HAM-10].

$$V = V_c + V_s + V_f \quad (1.10)$$

1.7.2.1. Contribution du béton et de l'acier à la résistance à l'effort tranchant

Pour les trois codes précédents, la formule pour calculer la contribution des armatures transversales V_s est presque identique. Bien que les formules de calcul de V_c soient différentes, les résultats ne présentent pas de grandes différences. Les différences résident essentiellement dans le calcul de la contribution du tissu de composite à l'effort tranchant V_f .

Méthode Eurocode : [EC2-04]

L'Eurocode2 propose deux méthodes de vérification à l'effort tranchant: la méthode dite standard et la méthode dite du treillis à angle variable. Pour la première méthode, l'expression de la contribution du béton à reprendre l'effort tranchant est déterminée à partir d'une équation empirique, elle tient compte de l'effet d'échelle, de l'effet goujon et de l'effort normal et l'influences de la résistance du béton. Dans l'EC2, les contributions du béton et de l'acier sont les suivantes :

$$V_{cd} = C_{rdc,k} \cdot K(100\rho f_{ck})^{1/3} \cdot b_w d \quad (1-11)$$

$$V_{wd} = \frac{A_t}{S_t} \cdot f_{ywd} \cdot 0.9d(\cos \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (1-12)$$

$$\text{Avec } C_{rdc,k} = \frac{0.18}{r_c} \quad r_c = 1 \quad \text{et } K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

A_t : la section des armatures transversales, S_t : l'espacement des cadres, f_{ywd} : la résistance à la traction de l'acier des cadres, b_w : la largeur de la section, d : hauteur utile de la section, α : l'angle entre la direction de cadres et l'axe horizontal de la poutre, θ : l'angles des bielles de béton avec la fibre moyenne (45°), ρ_t : le taux de renforcement longitudinal, f_{ck} : résistance caractéristique à la compression de béton.

Méthode BAEL 91 : [BAE-91]

Le BAEL91 est basé sur le modèle du treillis à 45° , dont il faut vérifier :

$$\frac{A_t}{b_w S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad (1-13)$$

$$\text{Cette formule conduit, avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_w d} \quad (1-14)$$

$$\frac{A_t f_e 0.9 d (1 + \cot \alpha) \sin \alpha}{\gamma_s S_t} + 0.3 f_y k b_w d \geq V_u \quad (1-15)$$

avec A_t la section des armatures transversales, S_t l'espacement des cadres, f_e la limite d'élasticité de l'acier des armatures transversales, f_{tj} la résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours, d la hauteur utile de la section, b_w la largeur de la section, l'angle entre la direction des cadres et l'axe horizontal de la poutre, et $k=1$ dans le cas de la flexion simple.

➤ Pour la contribution du béton :

$$V_c = 0.3 f_{tj} k b_w d \quad (1-16)$$

➤ Pour la contribution de l'armature transversale :

$$V_s = 0.9 A_t f_e d (1 + \cot \alpha) \sin \alpha / S_t \quad (1-17)$$

Avec $k = 1$ dans le cas de la flexion simple, pour $\alpha = 90^\circ$, la contribution de l'armature transversale dans le BAEL 91 conduisent à la même valeur de celle dans l'EC2.

Méthode Américaine ACI : [ACI-08]

La norme Américaine ACI-440 est basée sur le model du treillis à 45° pour le calcul des armatures transversale, plus une contribution empirique du béton. La résistance des structures en B.A. à l'effort tranchant est calculée comme suit [KHA-02, HAM-10]:

$$V_R = \frac{\sqrt{f_{ck}} b_w d}{6} + \frac{A_t f_{yk} d}{S_t} \quad (1-18)$$

Avec A_t la section des armatures transversales (disposition verticale), S_t l'espacement des cadres, f_{ck} la résistance caractéristique du béton à la compression (en MPa), f_{yk} la résistance caractéristique des armatures transversales (en MPa).

Méthode Française AFGC : [AFG-11]

Dans les recommandations de l'Association Française de Génie Civil, le principe de calcul se réfère au modèle du treillis de Ritter-Morsch. La résistance à l'effort tranchant du béton et des aciers s'expriment ainsi :

- La contribution du béton à la reprise de l'effort tranchant est donnée par l'expression suivante :

$$V_c = 0.3f_{t28}bd \quad (I-19)$$

- La contribution de l'armature transversale à reprendre l'effort tranchant est donnée par l'expression suivante :

$$V_s = 0.9A_s f_e d / \gamma_s S_t \quad (I-20)$$

1.7.2.2. Contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant

Dans la littérature, il n'existe pas actuellement des règles aussi précises et reconnues que celles concernant le dimensionnement des barres d'acier dans les poutres en béton armé. Plusieurs auteurs ont proposé des modèles de calcul pour estimer la résistance apportée par le composite à l'effort tranchant. Des recommandations ont toutefois été formulées à partir des formules empiriques par des groupes de travail afin de pouvoir estimer V_f telles que on la fédération international de béton (FIB), de l'association française de Génie civil (AFGC), à partir des résultats de la littérature à l'exception des spécimens renforcées/réparées par ETS car cette technique n'est couverte par aucune norme.

Méthode AFGC

Dans les recommandations de l'Association Française de Génie Civil [AFG-11], la résistance à l'effort tranchant apportée par des tissus composites est calculée avec la formule suivante, dans le cas de bandes verticales d'espacement S_t :

$$V_f = \alpha_f \frac{2t_f b_f f_{fd} \min(9d, (h_f - l_{anc}, v_u))}{S_f} \quad (I-21)$$

Méthode de la FIB

$$V_f = 0.9 \epsilon_{fd, \theta} E_{fu} \rho_f b_w d (\cot \vartheta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (I-22)$$

avec E_{fu} le module d'Young du tissu latéral, ρ_f le taux de renforcement du tissu latéral

$\rho_f = \frac{2t_f b_f}{b_w S_f}$ $\epsilon_{fd, \theta}$ est une valeur de calcul de la déformation du composite latéral, déterminée à

partir de la déformation effective du tissu latéral ε_{fu} lors des ruptures, avec un coefficient de réduction $\varepsilon_{fd,\theta} = 0.8 \varepsilon_{fu}$.

Pour un renforcement latéral continu, $b_f = s_f$, et lorsque $\theta = 45^\circ$ et $a = 90^\circ$, on a :

$$V_f = 0.9 \varepsilon_{fd,\theta} E_{fu} 2t_f d \quad (1-23)$$

I.8. Conclusions

I.8.1. Mise en contexte du problème

Après une brève description des différentes dégradations des structures en béton armé, suite à des agents agressifs, des contraintes excessives appliquées en service et ensuite, les techniques de réparation utilisées depuis plusieurs années en utilisant les matériaux composites ont été exposées et en dernier les différentes méthodes de calcul de type réglementaire pour la détermination du moment fléchissant ultime et de l'effort tranchant ultime d'une poutre en béton armé renforcée/non renforcée ont été brièvement expliquées. La synthèse bibliographique a révélé que le problème du cisaillement des poutres en béton armé renforcées par du FRP a été traité depuis plus de trois décennies, il est encore très loin d'être clarifié sous ses différents aspects du point de vue dimensionnement et comportement.

La problématique de la rupture par cisaillement des poutres est un domaine que beaucoup de chercheurs ont essayé de clarifier et de trouver des solutions du au fait que la rupture par cisaillement est plus dangereuse que celle due à la flexion. C'est pourquoi, les sujets de recherche portant sur le cisaillement sont plus importants, à notre avis, du fait que les ruptures par cisaillement sont souvent désastreuses.

L'intérêt de cette étude est d'observer les modes de rupture dus à l'effort tranchant sur les poutres profondes en béton armé considérés comme un élément majeur dans la superstructure des ponts. En effet, il y a eu peu de recherches sur la réparation/renforcement des poutres profondes en béton armé à l'aide du PRF, où la résistance au cisaillement des poutres est une fonction de plusieurs variables telles que la portée de cisaillement par rapport à la profondeur (a/d), les renforts en composites, résistance à la compression du béton, la zone de chargement et la largeur du support. Mais très peu de données sont disponibles dans la littérature concernant le comportement de poutres préchargées puis réparées par composite, sous chargement statique.

Les principaux résultats des études de recherche montrent que :

- Les performances des poutres renforcées/réparées en cisaillement en utilisant la méthode (ETS) sont beaucoup plus supérieures à celles des poutres renforcées/réparées avec des méthodes de renforcement PRF (EB) et (NSM).

- L'utilisation du composite en fibre de verre PRFV; meilleur marché que la fibre de carbone; en forme de U en continu pour le renforcement /réparation à l'aide du tissu en U est un moyen efficace pour éviter le décollement du composite en zone tendue. Le PRFV pourrait être considéré comme solution de rechange, puisqu'il est relativement plus déformable.

La méthode du composite noyé dans la section ETS a été une source d'inspiration. En plus, cette technique servira de référence pour évaluer l'intérêt du comportement d'une nouvelle méthode Stirrups in Critical Region (SCR) qui sera expliquée en détail dans le chapitre II pour la réparation en cisaillement des poutres. Cette nouvelle technique de réparation adoptée dans cette thèse constitue une nouveauté dans le domaine de réparation à l'effort tranchant des poutres en béton armé par matériaux composites.

Notre contribution s'intéresse d'une part aux essais statiques, conduits sur des poutres de type profond armé/non armé, préchargées/non préchargées, puis renforcées/réparées sollicitées en flexion 4-points de telle sorte que la rupture par cisaillement soit prédominante, et d'autre part apporter des améliorations aux modes de rupture par cisaillement qui demeurent toujours un problème préoccupant. Le présent travail a pour but d'apporter une contribution pour élucider le phénomène de l'effet du type de poutre en béton armé renforcées/réhabilitées en cisaillement à l'aide de deux méthodes notamment le collage du composite en forme de U et la technique SCR.

1.8.2. Méthodologie générale

Pour cela, les principaux objectifs ou fondamentaux visés par ce travail pour mener à bien cette étude suivent la méthodologie suivante :

La première partie est réservée à l'étude expérimentale dans le but d'étudier : Dans un premier temps le renforcement des poutres profondes en béton ordinaire et armé sollicitées en flexion 4-points par des matériaux composites en fibre de verre. Ceci dans le but de déterminer l'influence de l'orientation des fibres ainsi le nombre de plis de composites sur le comportement et les modes de rupture. Dans un second temps, étudier l'influence de l'effet du niveau de préchargement sur l'efficacité de la réparation des poutres préchargées au préalable et aussi l'aspect théorique couvrant les points suivants : moments de flexion ultimes et l'effort tranchant dans le but de comparer les résultats obtenus expérimentalement avec ceux obtenus théoriquement.

La deuxième partie de cette étude est consacrée à la modélisation numérique du comportement des poutres profondes en béton armé/non armé sollicitées en flexion 4-points. En appui de la campagne expérimentale, une large étude numérique sera mise en œuvre, diverses simulations, basées sur des hypothèses de modélisation différentes, seront réalisées à l'aide du logiciel de calcul des structures ANSYS version 14.5. L'utilisation des modèles

numériques aide à prédire et développer une bonne compréhension du comportement à moindre coût.

Le chapitre suivant présente la démarche suivie et le protocole expérimental pour les essais de flexion.

2ème Chapitre

Méthodologie adoptée et
matériels utilisés

Chapitre 2

Méthodologie adoptée et matériels utilisés

II.1. Introduction

L'état des connaissances concernant le comportement en cisaillement des poutres en béton armé (BA) et non armé (BNA), renforcées/réparées à l'aide de matériaux composites collés en surface, montre clairement que des travaux expérimentaux supplémentaires sont nécessaires pour l'amélioration des méthodes de dimensionnement et de leur fondé scientifique. C'est ce qui explique pourquoi le volet expérimental occupe une place importante dans cette recherche. A la suite de l'étude bibliographique sur les comportements et les calculs des poutres BA, ce chapitre présente les démarches utilisées lors des essais et le protocole expérimental suivi.

Chapitre II : Méthodologie adoptée et matériels utilisés

Le protocole expérimental contient les notations de toutes les poutres utilisées, les moments fléchissants et les charges ultimes à l'effort tranchant déterminés en suivant les méthodes recommandées par le BAEL 91. Les procédés de construction des poutres et les caractéristiques des matériaux utilisés sont présentés dans ce chapitre. La construction des poutres a été réalisée au laboratoire de Génie Civil et Hydraulique (LGCH). Le calcul de la proportion des constituants du béton, le coffrage, le ferrailage et le bétonnage ainsi que le mûrissement des poutres sont présentés. Un total de 18 poutres profondes rectangulaires BA et BNA ont été construites. Tout d'abord, les comportements des matériaux utilisés (le béton, les armatures et le composite), et les instrumentations utilisées, le mode de chargement adopté lors des essais sont présentés.

La méthodologie expérimentale est conduite sur des poutres profondes ($a/d=1.3$) en BA et BNA sollicitées en flexion 4-points non préchargées/préchargées puis renforcées/réparées par deux types de composites bidirectionnelles (TFV1) et unidirectionnelles (TFV2) constitués de fibres de verre et d'une résine polyester. Le premier type de renforcement/réparation utilisé dans notre étude, continu en forme de U collé extérieurement pour les poutres préchargées/non préchargées. Le deuxième type de réparation est consacré à la technique développée au laboratoire (SCR) qui consiste à insérer des bandes dans les trous préalablement percés dans la zone de cisaillement pour les poutres ayant subies deux niveaux de préchargement (40 et 80%).

Dans le but d'étudier le comportement des poutres en béton armé réparées/renforcées par les matériaux composites, des poutres sollicitées en flexion simple ont été considérées en s'inspirant des travaux d'autres auteurs [Li-01, WU-03, ESF-07, OBE-11, ATT-12, SEN-14].

L'essai de flexion sous chargement statique a été retenu car les structures se trouvent la plupart du temps soumises à ce type de chargement. La flexion 4-points a été considérée vu qu'il existe d'une part peu de travaux et d'autre part la flexion 4-points produit un état de flexion pure entre les deux appuis supérieurs ce qui produit un endommagement souhaité par cisaillement.

L'idéal pour réaliser une étude sur le comportement du béton armé est de pouvoir utiliser des poutres à l'échelle réelle, mais la puissance des machines d'essais du laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique (LGCH) ne permet pas de caractériser de telles poutres. La problématique du cisaillement dans une poutre en béton armé est bien présente au niveau du dimensionnement de cette recherche. La construction des poutres a été réalisée au laboratoire. Un total de 18 poutres profondes rectangulaires en béton armé a été construit.

II.2. Synthèse de quelques éléments bibliographiques permettant de définir la campagne d'essai

L'étude bibliographique menée au chapitre I nous a tout d'abord enseigné que les essais sur des poutres BA renforcés par des matériaux composites PRF ont été réalisés sur des poutres présentant divers paramètres d'étude telle que le rapport a/d , la résistance du béton, le taux des armatures longitudinales ou transversales et la quantité et le type de composites utilisé.

La première étape a consisté à travailler sur le dimensionnement des poutres. Un grand nombre d'auteurs [BUY-02, RAB-03, ASH -04, BOU-06, ESF-06, ROU-11, OBE-11, BEN-13, JIA-13] utilisent des structures à l'échelle réelle ce qui peut conduire à des longueurs de poutre supérieures à 2 m. D'autres [CHA-95, TOU-97, PER-04, WU-04, KER-12] utilisent des modèles réduits en suivant des règles de similitude géométrique pour définir leurs éprouvettes. Néanmoins, une recherche bibliographique sur les poutres en béton armé (BA) renforcées par des matériaux composites (Tableau II.1) a mis en évidence que des petites poutres sont aussi utilisées pour étudier leur renforcement/réparation par des matériaux composite [CRO-06].

La charge du bâti de flexion de la presse d'essai est limitée à 150 kN. Le chargement est appliqué symétriquement par rapport au milieu de la poutre, et la portée en cisaillement est un tiers de celle de la poutre égale à 200 mm. Pour ces raisons, les poutres choisies dans nos études expérimentales sont des poutres profondes $100 \times 180 \times 730 \text{mm}^3$.

Tableau II.1 : Recherches sur des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites testées en flexion.

Dimensions (mm)	Arm long	Arm trans	Renforcement en composites	Résine t (mm)	f _{c28} (MPa)	Références
114x102x750	2HA12.7	Φ4/40	PRFV en U	Epoxy t= 0,64 t= 1,57	42,9	[BER-92]
150x230x2240	3HA40/2HA20	Φ20/75	PRFC en U, zone tendue	Epoxy	55	[ROU-11]
100x160x1300	2HA10/2HA8	Φ6/120	HFRC	Epoxy t=2	30	[BEN-13]
150x300x1960	2HA12/HA8 2HA18/2HA10	Φ8/100 Φ8/400	PRFC	Epoxy t=1,2	40	[OBE-11]
150x250x1700	2HA10/2HA8	Φ6/100	PRFC en U (bandes) verticales et diagonales PRFV		22,8	[JIA-13]
150x300x1700	2HA14/2HA8	Φ6/150		31,3		
150x200x2000	2HA12/2HA10 2HA16/2HA10	Φ8/80 Φ8/60	PRFC		25	[ESF-06]
200x150x700	4R35 ou 4R37	Φ6/100	PRFC	Epoxy t=0,43	23	[WU-04]
150x400x4520	4HA25/6HA10	Φ8/50	PFRC en U (bandes, plaques) verticales bidirectionnelles (0/90)	Epoxy t=0,06 t=0,107 t=0,214	25	[BOU-06]
100x180x730	3HA20/2HA6	Φ6/12	PRFC	Epoxy t=1,2	35	[PER-04]
130x200x120	3HA12/3HA8	Φ6/12	PRFC	Epoxy t=1,2	30	[KER-12]
80x60x640/960/1280	2HA8/2HA6	Φ6/130	PRFC Tige en PRFV_ PRFC	Epoxy t=0,43	21	[CRO-06]
100x180x730	2HA8/2HA6	Φ6/110	PRFV en U Bidird (30/60) et SCR (torons/bandes) en PRFV(uni/bidirec)	Polyester t=0,43	28	Travail actuel

1 PRFC : composite en fibres de carbone

2 PRFV : composite en fibres de verre

3 SCR: Stirrups in critical region..

II.3. Protocole expérimental

II.3.1 Description du programme d'essai des poutres renforcées/réparées

Les poutres ont été conçues pour répondre à des exigences dont le but est de réaliser un programme d'étude global sur le cisaillement des poutres profondes renforcées/réparées par collage de matériaux composites en PRFV. Toutes les étapes de la confection des poutres des trois phases ont été réalisées au laboratoire de Génie Civil & Hydraulique (LGCH). Le dosage du béton des poutres a été réalisé suivant les proportions des constituants du béton (Tableau II.6), la fabrication des poutres a suivi les étapes suivantes notamment le coffrage, le ferrailage et le bétonnage et le mûrissement. Pour cette campagne d'essais un total de 16 poutres profondes rectangulaires BA et BNA a été construit.

Après avoir déterminé les dimensions des poutres, le programme expérimental a été conduit en trois phases :

- La première phase a consisté à mettre à l'épreuve des poutres en béton ordinaire (BNA), puis renforcées en cisaillement à l'aide du PRFV en forme de "U", collées à l'aide d'une colle polyester.
- La deuxième phase d'essais expérimentaux a été effectuée sur des poutres BA non préchargées puis renforcées en cisaillement à l'aide du PRFV en forme de "U", collées sur les parois à l'aide d'une colle polyester.
- La troisième phase a été effectuée sur des poutres BA préchargées à 40, et 80% de leur charge ultime puis réparées en cisaillement à l'aide de deux types de composites continu en forme de "U" et la technique SCR imprégnés dans une résine polyester.

Ces éprouvettes sont réparties en 4 groupes de la manière suivante :

- ✓ Un premier groupe constitué de 3poutres BNA dont 2 éprouvettes sont renforcées.
- ✓ Un deuxième groupe constitué d'une poutre BA saine dite de "contrôle".
- ✓ Un troisième groupe constitué de 6 poutres BA puis renforcées dont 4 sont renforcées par un pli suivant les 4 directions 0/90, 20/70, 30/60, +45/-45 et puis les 2 autres sont renforcées par 2 et 3 plis suivant la direction optimale.
- ✓ Un quatrième groupe constitué de 6poutres préchargées à 40% et 80% de leur charge ultime qui par la suite seront réparées par collage du composite en forme de U et SCR.

Les poutres réparées ont été chargées une seconde fois pour évaluer l'effet de la réparation sur le niveau d'endommagement.

Le deuxième groupe a permis d'estimer la performance de ces deux techniques de réparation en le comparant avec les résultats du 3 ème, et 4ème groupe.

II.3.2. Notations des poutres

Il est important, dans un premier temps, de définir les notations utilisées pendant cette étude afin de pouvoir commenter les résultats plus aisément, une référence est donnée à chacune des poutres testées. La référence est présentée selon un enchaînement de paramètres séparés par un tiret. Le tableau II.2 illustre les configurations adoptées soit 3 poutres BNA, une poutre de contrôle et 2 poutres renforcées à l'aide des matériaux composites constitués de fibres de verre et d'une résine polyester (NF_(0/90), ainsi que 13 poutres en BA soit 1 poutre de contrôle, 6 poutres (NP_/90), (NP_20/70), (NP_30/60), (NP_+45/-45), (NP_2U), et (NP_3U) renforcées qui n'ont pas subi d'endommagement, 4 poutres préalablement endommagées à 40 et 80% de leurs charges ultimes et puis réparées à l'aide du tissu TFV1/polyester en forme de U (40_2U, 40_3U, 80_2U, et 80_3U). et 2 poutres réparées à l'aide des torons en tissu TFV1 et TFV2/polyester (40_SCR_TFV1, et 80_SCR_TFV2).

Tableau II. 2 : Notations des éprouvettes.

		Renforcement	Niveau d'endommagement	
1ère phase	EP_SF	--		
	EP_SF_1c	1 pli TFV1		
	EP_controle	--		
2ème phase	EP_NP_U(0/90)	1 pli TFV1	Poutres non préchargées	
	EP_NP_U(20/70)	1 pli TFV1		
	EP_NP_U(30/60)	1 pli TFV1		
	EP_NP_U(+45/-45)	1 pli TFV1		
	EP_NP_2U	2 plis TFV1		
	EP_NP_3U	3 plis TFV1		
3ème phase	EP_40%_2U	2 plis TFV1	Poutres préchargées à 40%	
	EP_40%_3U	3 plis TFV1		
	EP_80%_2U	2 plis TFV1	Poutres préchargées à 80%	
	EP_80%_3U	3 plis TFV1		
	EP_40%_SCR	Torons (TFV1)	en	Poutres préchargées à 40%
	EP_80%_SCR	Bandes (TFV2)	en	Poutres préchargées à 80%

II.3.3. Dimensionnement des poutres

Les poutres sont dimensionnées selon les règles de BAEL 91. Les éprouvettes sont des poutres profondes ($a/d=1.3$). Elles sont longues de 730 mm, avec une section de 100 mm de largeur et de 180 mm de hauteur (Figure II.1). La portée est de 620 mm. Le renforcement inférieur est constitué de deux barres haute adhérence ordinaires de 8mm de diamètre. Deux autres barres lisses ordinaires d'un diamètre de 6mm ont été utilisées pour le renforcement supérieur. L'enrobage utilisé est de 15mm, cette dimension respecte les recommandations de

Chapitre II : Méthodologie adoptée et matériels utilisés

l'Eurocode 2. Des cadres sont disposés verticalement tous les 110mm suivant l'axe longitudinal des poutres. Ils sont constitués de barres d'acier lisses d'un diamètre de 6mm. Le taux de renforcement des armatures longitudinales et transversales est respectivement de 0,39% et de 0,62%.

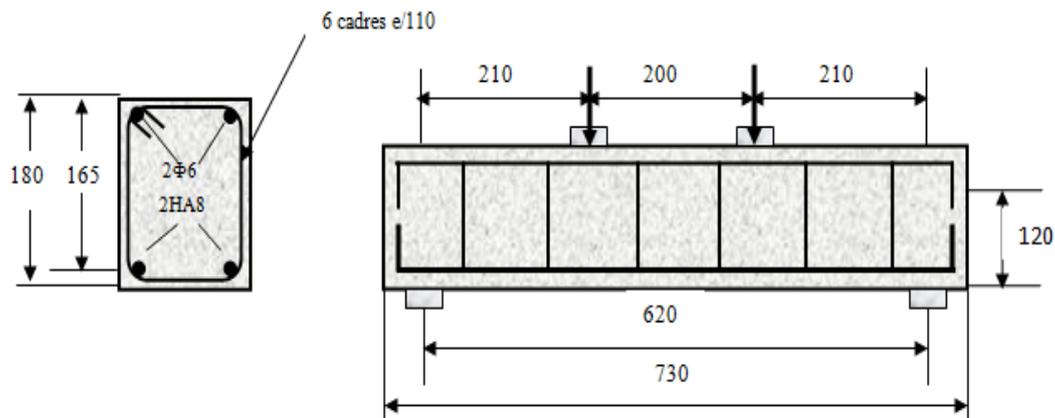


Figure II.1 : Schéma de disposition de la poutre sur le banc d'essai conformément à la norme ASTM 78-00.

Une vérification vis-à-vis de l'état limite ultime a été effectuée de manière à ce que la rupture ait bien lieu suivant le mode souhaité qui est l'effort tranchant. En utilisant le règlement BAEL91 [BAE-92], la résistance ultime au moment fléchissant et celle à l'effort tranchant correspondant aux essais ont été calculées. Ces valeurs sont données dans le Tableau II.3. La valeur estimée de la résistance ultime au moment fléchissant est de l'ordre de 84,5 kN alors que celle estimée à l'effort tranchant est de 61,4 kN. La résistance à l'effort tranchant des éprouvettes sans renforcement est alors inférieure à celle du moment fléchissant. C'est-à-dire que la rupture statique de poutres de contrôle sera due à l'effort tranchant.

Tableau II.3 : Taux de renforcements en armatures et charges ultimes de la poutre de contrôle.

	Armatures tendues HA8	Armatures transversales HA6	Flexion	Effort tranchant
Taux de renforcement	0.61%	0.34%		
Charge ultime (kN)			84.6	61

II.3.4. Caractéristiques des matériaux

II.3.4.1. Béton

Dans le but de mieux formuler le béton, une caractérisation physique de ses constituants a été réalisée.

Le sable : Le sable utilisé est un sable de la région Annaba. Les tableaux II.4 et II.5 rassemblent les résultats des tamisât du sable et du gravier respectivement.

Tableau II.4 : Tamisât du sable.

Ouverture des mailles (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât %
5	1	0.1	99.9
4	4	0.5	99.5
2,8	10	1.5	98.5
1,4	20	3.5	96.5
1	15	5.0	95
0,71	25	7.5	92.5
0,25	740	81.5	18.5
0.125	140	95.5	4.5
0.063	30	98.5	1.5
0.045	5	99.0	1
0.025	5	99.5	0.5

Le gravier : Les graviers utilisés proviennent des carrières de la région, deux granulométries ont été utilisées 5/15

Tableau II.5 : Tamisât du gravier.

Ouverture des mailles (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât %
16	0	0	100
14	0.5	0.5	99.5
11.2	45.5	46	54
8	33.5	79.5	19.5
4	20	99.5	0.5
2.8	0.5	100	0

Les courbes granulométriques sont présentées sur la figure II.2.

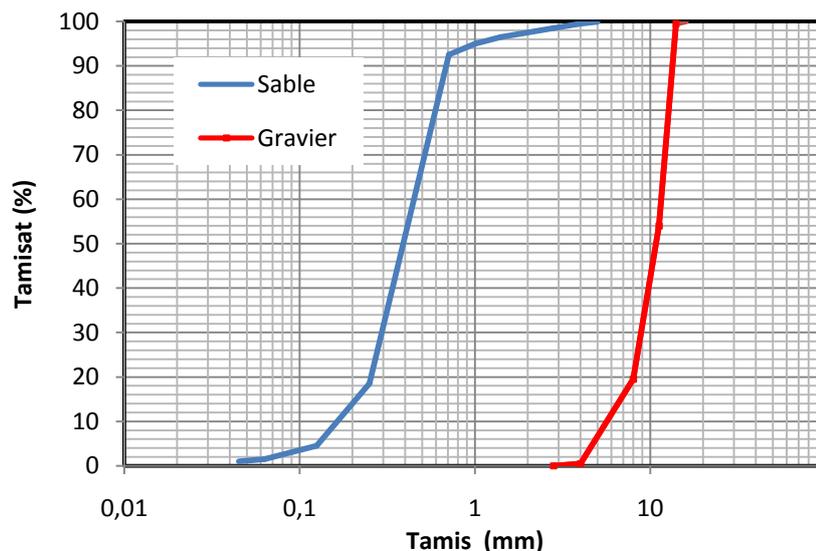


Figure II.2 : Analyse granulométrique.

La formulation a été faite en utilisant la méthode de Dreux Gorisse pour une valeur de résistance de ciment de 45 MPa. Afin d'obtenir la classe de résistance à la compression souhaité 28MPa. La composition du béton est détaillée dans le Tableau II.6.

Tableau II.6.: Compositions du béton (Unité: kg /m³).

Composition	Sable	Gravillon	Eau	Ciment
Masse (kg)	884	1581	208	400

Pour la caractérisation du béton de compression, des éprouvettes cylindriques ont été confectionnées pendant chaque coulée de béton. La taille du cylindre respecte la norme de NF EN 12390-1, soit des éprouvettes normalisées 160x320 mm². Les éprouvettes cylindriques ont été prélevées de chaque gâchée, démoulées et conservées dans les mêmes conditions que les poutres pour contrôler la résistance à la compression du béton le jour d'essai. Afin de limiter la dispersion des résultats l'ensemble des poutres est issue de la même gâchée. Le béton est mélangé sur place à l'aide d'un malaxeur d'une capacité de 300 l (Figure II.3).



Figure II.3: Malaxeur.

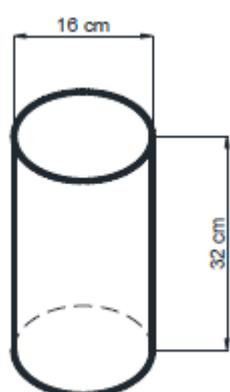


Figure II.4: Epreuves cylindriques 160x320 mm.

Les tests de compression du béton à 28 jours ont été réalisés au laboratoire (LGCH), conformément à la norme ASTM C39-96 (figure II.4). Les résultats de ces essais donnent une résistance à la compression variant entre 26.8 et 31.2 MPa (Tableau II.7). La figure II.5 présente les courbes contrainte-déformation obtenues à partir des essais de compression simple réalisés sur 3 éprouvettes. Sur la base de 3 corps d'épreuves (Figure II.4), la résistance en compression moyenne à 28 jours égale à 28.2 MPa.

Tableau II.7 : La résistance à la compression du béton.

Eprouvettes	Résistance caractéristique à la compression (en MPa)	Résistance moyenne (en MPa)	Ecart type
	31.24		
Cylindriques	28.24	28.2	2.2
	26.84		

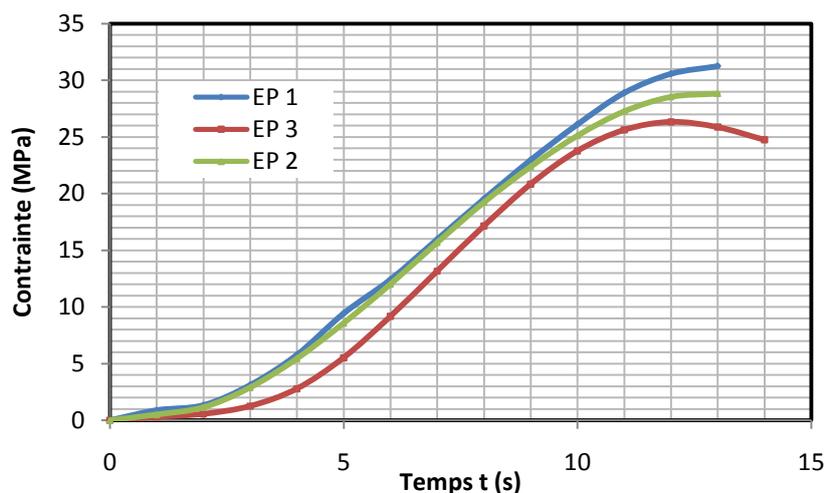


Figure II.5 : Contraintes/temps des éprouvettes cylindriques du béton.

La résistance à la traction du béton, dans cette étude, a été calculée selon le modèle William et Warnke. Les résistances du béton en compression, en traction et le module d'élasticité longitudinal sont calculées selon les équations (2-1), (2-2) et (2-3):

$$f_c = \frac{4F}{\pi d^2} \quad (2.1)$$

$$f_t = 0.62\sqrt{f_{c28}} \quad (2.2)$$

$$E = 4100f_{c28}^{1/2} \quad (2.3)$$

Les propriétés mécaniques de ce béton sont alors les suivantes:

La résistance moyenne en compression uni axiale :	$f_{cm} = 28 \text{ MPa}$
La résistance moyenne en traction uni axiale :	$f_{tm} = 3.28 \text{ MPa}$
Le Module d' Young :	$E = 22000 \text{ MPa}$

II.3.4.2. Armatures

La nuance de l'acier utilisé pour le renfort dans la zone tendue est Fe E 400. Des cadres constitués par des barres d'acier lisses de nuance Fe E 235. Les caractéristiques mécaniques des armatures utilisées fournies par le fabricant sont les suivantes [KER-12]:

FeE235 ($\Phi 6$)

- La limite d'élasticité: $f_y = 235 \text{ MPa}$
- Le module d'Young : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

FeE400 (HA8)

- La limite d'élasticité: $f_y = 400 \text{ MPa}$
- Le module d'Young : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

II.3.4.3. Matériaux composites

Les matériaux composites utilisés dans cette étude sont deux types constitués de fibres de verre et d'une résine polyester

La série A:

Le premier type de composites est constitué d'un tissu bidirectionnel en fibre de verre E avec une masse surfacique de 500 g/m^2 (TFV1), utilisé suivant deux configurations à savoir la forme en U continue sur une longueur de 510mm et de hauteur ($2/3h$) égale à 120mm et les torons. Les torons sont au nombre de 15 de longueur 1300 mm et dont la masse totale est de 39,7 g (Figure II.6).

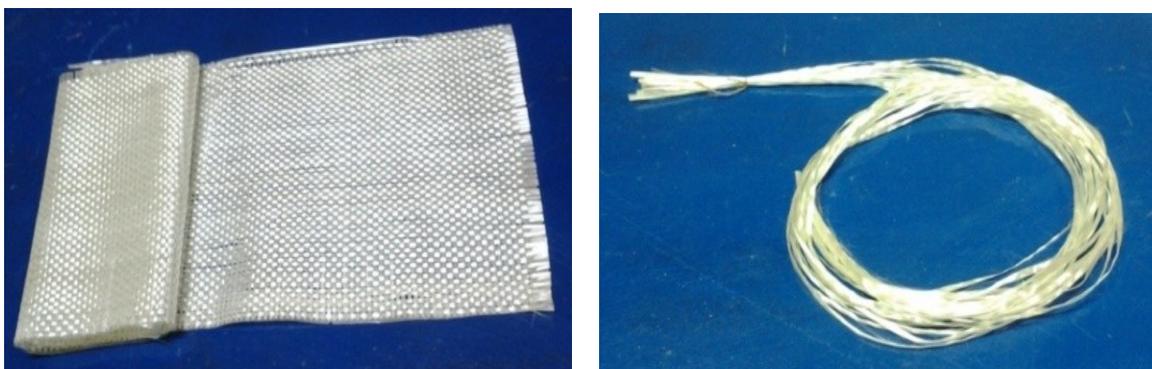


Figure II.6 : Tissu de fibre de verre bidirectionnel.

La série B :

La série B est constituée de fibres de verre unidirectionnelles de masse surfacique de 600 g/m^2 (TFV2), de largeur 25 mm, de longueur 1500 mm et de masse 18,23 g (Figure II.7).



Figure II.7 : Tissu de fibre de verre unidirectionnel.

Les PRF utilisés dans cette étude sont des composites composés d'une matrice polyester. Des essais de caractérisation du matériau composite (TFV1) ont été effectués selon

la norme ASTM D3171 par [BOU-11a]. Le Tableau II.8 montre les propriétés mécaniques du tissu en fibre de verre TFV1 de la série A.

Tableau II.8 : Caractéristiques mécaniques du tissu en fibres de verre *E*/polyester TFV1

Caractéristiques	Fibre de Verre/polyester
Module d'Young (GPa)	8,5
Densité surfacique de la fibre (g/m ²)	500
Déformation transversale (%)	3,2
Déformation longitudinale (%)	6,4
Contrainte à la rupture (MPa)	171

Quand au tissu unidirectionnel TFV2, les caractéristiques sont obtenues à partir de la loi des mélanges : $E_{frp} = \nu_m.E_m + \nu_f.E_f$ afin d'homogénéiser l'ensemble les proportions volumiques, celles-ci sont prises comme suit : $\nu_m = 0.67$ et $\nu_f = 0,33$.

Tableau II.9: Caractéristiques mécaniques du tissu en fibres de verre *E*/polyester TFV2

Tissu (série B)	Module d'Young (GPa)	Contrainte à la rupture (MPa)
TFV2 (Série B) 33%F	26,3	1141

- Résine

Préparation de la résine polyester

La colle est une résine synthétique destinée à imprégner les deux tissus TFV1 et TFV2 et à assurer la liaison avec le support à renforcer. La résine polyester utilisée constituée de trois composants (la résine; le durcisseur et l'accélérateur) voir Figure II.8. Leur préparation est facile, on verse une quantité suffisante de la résine puis on rajoute un certain pourcentage (de 1% à 2%) de durcisseur. Le mélange résine/durcisseur est mixé jusqu'à l'obtention d'une couleur rose, et ensuite on rajoute une autre fois certain pourcentage (de 1% à 2%) de l'accélérateur et de nouveau on mixe jusqu'à ce que le mélange change leur couleur une deuxième fois (vert foncé). Les caractéristiques mécaniques en traction (après un durcissement de 7 jours) de la colle sont les suivantes :

- ↳ Résistance à la rupture: $R = 29,36 \pm 2,87$ (MPa)
- ↳ Module d'Young : $E = 12,14 \pm 2,040$ (GPa)

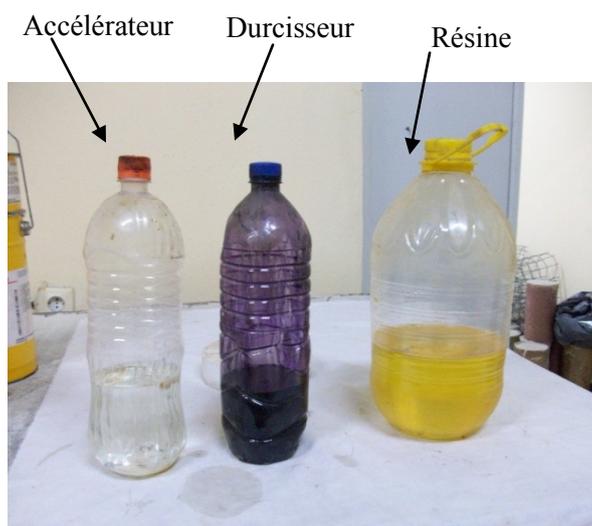


Figure II.8. : Constituants de la résine polyester.

II.3.5. Préparation des corps d'éprouvettes et les instrumentations des essais

II.3.5.1. Machines des essais

Cette partie détaille les protocoles et les machines utilisées pour les deux types d'essais mécaniques qui ont été réalisés : essais de compression et essais de flexion. Les essais en compression ont été réalisés au laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université de Guelma(LGCH), pour déterminer la résistance caractéristique en compression du béton mesurée après 28 jours de mûrissement ainsi que les essais en flexion

Essai de compression

Les essais de compression ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques et cubiques en béton, en suivant la norme française NF P18-406. L'essai est réalisé avec une presse par écrasement d'une éprouvette cylindrique de béton placée verticalement (Figure II.9) et dont les faces du cylindre, en contact avec la presse, ont été surfacées pour garantir un chargement uniforme. La capacité maximale du chargement de la presse est de 1200 kN.



Figure II.9 : Machine de l'essai de compression.

Machine d'essai de flexion

Il s'agit d'une machine hydraulique classique (*Controlab*) équipée d'un vérin hydraulique pouvant fournir jusqu'à 150 kN en flexion et pilotée par un ordinateur. La machine se compose d'une traverse inférieure mobile et d'une tête supérieure qui permet de mettre en place la poutre (Figure II.10).



Figure II.10 : Machine d'essai de flexion.

Chapitre II : Méthodologie adoptée et matériels utilisés

Les essais ont été réalisés sur un dispositif de flexion quatre points conformément à la norme ASTM 78-00, la charge appliquée était du type statique avec une vitesse de 200 mm/s. Les valeurs des forces ont été mesurées en utilisant le capteur de la machine d'essai. Le dispositif de réalisation de l'essai a été défini de façon à réaliser une flexion quatre-points. Les moments et les efforts tranchants extérieurs sollicitant la poutre sont schématisés sur la Figure II.11.

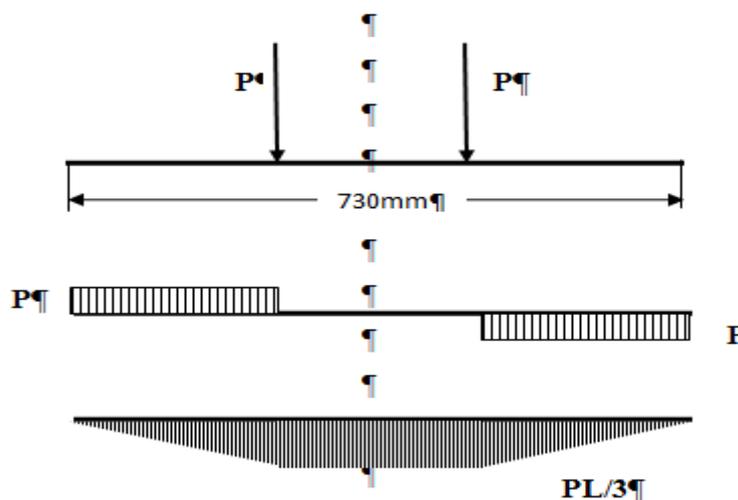


Figure. II.11 : Diagramme des moments fléchissants et de l'effort tranchant.

Les investigations expérimentales, conduites sur des poutres de type profond de telle sorte que la rupture par cisaillement soit prédominante, sont donc nécessaires afin d'étudier profondément en termes de gain, la contribution du composite.

II.3.5.2. Modes de fabrication

Ferrailage : Le ferrailage utilisé est détaillé dans la (Figure II.12). Les éprouvettes de 730 mm de longueur, possèdent six cadres. Ainsi, aussi bien les armatures principales et secondaires ont été coupées, mises en forme conformément au calcul et placées pour garantir la résistance estimée.

Coffrage : les moules sont démontables, constitués de planches de bois (Figure II.13), ont été imprégnés par un agent démoulant pour faciliter l'extraction des éprouvettes après la prise du béton. Tous les moules ont la même section transversale de 100x180 mm et une longueur de 730 mm.

Bétonnage : Le mélange des constituants a été fait dans un malaxeur à axe vertical. Le volume de chaque gâchée est de 90,27 l (pour une seule poutre de $(100 \times 180 \times 730) \text{ mm}^3$). La durée de malaxage est de 7 minutes (4 à sec et 3 minute humide). La mise en place du béton dans les moules a été faite en 2 couches, chacune vibrée pendant 45 secondes (Figure II.14). En plus des éprouvettes pour les essais de flexion, trois éprouvettes cylindriques de caractérisation (16/32) ont été coulées pour l'essai de compression.

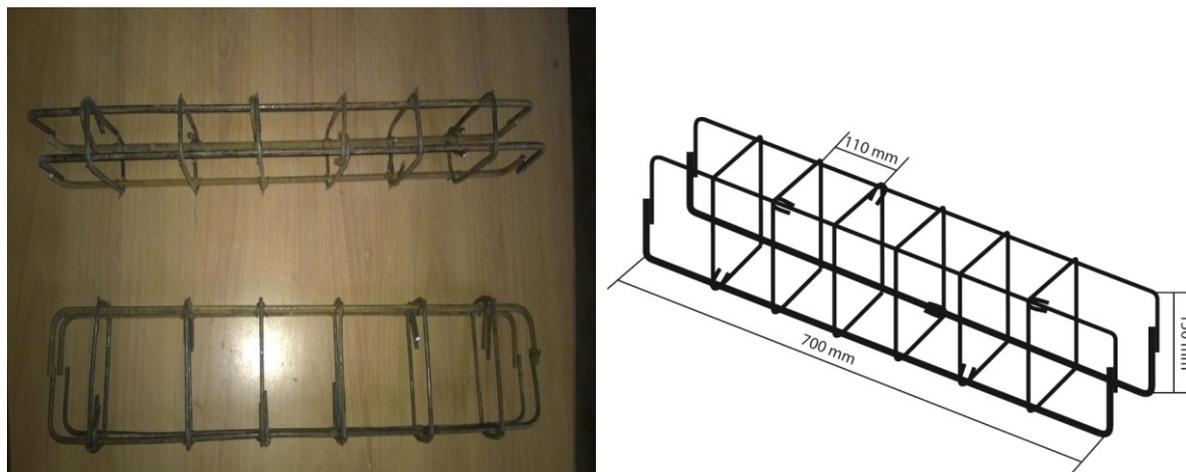


Figure II.12 : Illustration des armatures des éprouvettes.



Figure II.13 : Coffrage des éprouvettes.



Figure II.14 : Bétonnage des éprouvettes.

Chapitre II : Méthodologie adoptée et matériels utilisés

Murissement : Après 24 h de séchage, le coffrage a été retiré et les éprouvettes ont été mises en mûrissement. La cure du béton a été réalisée en conservant les spécimens sous une couverture humide en jute (Figure II.15).



Figure II.15 : Processus de cure sous jute humide

II.3.6. Préchargement des poutres

L'utilisation des spécimens préchargés a pour but de simuler les conditions réelles d'application des PRF, généralement sur des éléments qui présentent des signes de dégradation avant renforcement. Cette étude porte essentiellement sur l'analyse de l'influence du degré de fissuration sur la charge ultime des éprouvettes réparées. Dans ce but, Un programme de pré chargement suivant deux niveaux a été appliqué sur six poutres en BA avant le collage du composite (PRFV) en forme de U et celui des torons. Pour cela, les poutres ont été préchargées par des essais en flexion 4 points jusqu'à 2 niveaux différents d'endommagement (40 et 80%) puis réparées. Ces deux niveaux sont choisis de manière à s'assurer que nous sommes bien dans L'ELS. Après le préchargement des éprouvettes, une première réparation a été effectuée à l'aide d'un mortier de ciment et une deuxième avec la résine.

II.3.7. Méthodes de réparation

II.3.8.1. Mise en œuvre des renforts

II.3.8.2. Réparation en U

L'usage de tissus latéraux empêche l'évolution des fissures d'effort tranchant. De plus, ils fonctionnent comme un ancrage pour les tissus situés en surfaces tendues. Le composite

Chapitre II : Méthodologie adoptée et matériels utilisés

contribue donc à la résistance aux efforts tranchants. Le composite est collé sous forme de U, c'est-à-dire sur les faces latérales et en zone tendue, deux couches de résine sont nécessaires pour coller une couche de TFV1: la première couche a pour rôle de faire pénétrer la résine au mieux dans les anfractuosités du support et assure ainsi une bonne imprégnation des surfaces. La deuxième couche de résine, appliquée après mise en place du tissu sur la première couche, est destinée à achever l'imprégnation du TFV1.

Pour toutes les poutres renforcées/réparées, le renfort en FRP est un tissu en fibres de verre TFV1, bidirectionnel, dont la configuration est en forme de U et appliqué en continu sur une longueur de 580mm et de hauteur égal à 2/3 de la hauteur totale de la poutre,. Le choix d'un renfort continu, quant à lui, permet de couvrir une grande surface et donc d'intercepter toutes les fissures diagonales qui apparaissent; contrairement à un renfort discontinu [BOU 06].

Une réparation préalable au mortier tout en reconstruisant la section complète ou nécessaire pour permettre l'application convenable du matériau composite. Les points suivants montrent les étapes de la réhabilitation du renfort en forme de U :

- Nettoyage de la poutre (enlèvement du recouvrement de béton détachable)
- Préparation du mélange polyester (la matrice) et application sur la surface de béton à recouvrir avec l'aide d'un pinceau standard.
- Dépôt de la fibre de verre en tissu sur la surface de béton et s'assurer du contact continu du tissu aux parois de la poutre en évacuant avec les mains l'air entre la paroi et la fibre.
- Application de la seconde couche.

La figure II.16 montre le renforcement de la poutre par collage du composite TFV1 en forme de U.

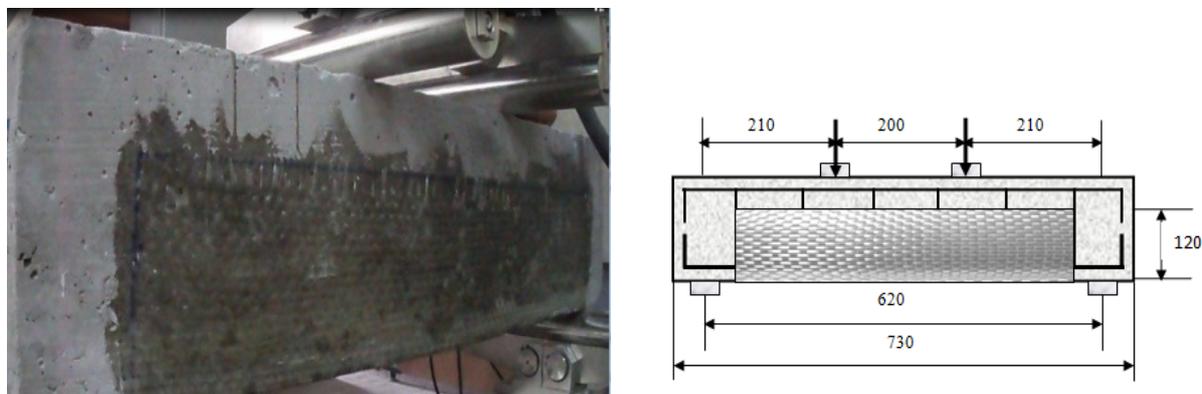


Figure II.16 : Renforcement en U.

II.3.8.3. Réparation par la méthode SCR

Des dispositions particulières seront cependant nécessaires à la localisation des barres d'armatures existantes des éléments renforcés avant d'entreprendre le perçage. En premier les positions sont tracées là où les composites sont collés, il pourrait être parfois difficile d'effectuer le perçage nécessaire à l'insertion des torons/bandes sans croiser l'acier des armatures existantes (Figure II.17). Avant de commencer le perçage du trou, il faut que la mèche soit perpendiculaire à la surface du bloc. Le bloc de béton est fixé de telle sorte à ce qu'il n'y aura pas de déplacement horizontal ou vertical.

Deux perçages de trou ont été effectués de chaque côté au niveau des fissures diagonales du béton en le traversant de part en part à l'aide d'une perceuse électrique dans l'atelier de Mécanique de l'Université de Guelma. Le procédé de perçage a été effectué en conformité avec la norme CSA/S806-02 [CSA-09] recommandée pour la méthode ETS. La norme recommande aussi le perçage de trous plus grands que le diamètre des torons à l'intérieur du béton pour fournir assez de place pour la colle. Un nettoyage a été effectué sur chaque trou dans le but d'enlever les résidus de poussière qui s'y trouvent. Outre ces précautions, l'exécution et la préparation de ce système pourraient s'avérer avantageuses.



Figure II.17 : Réalisation des trous à l'aide d'une perceuse électrique.

Pour appliquer le système réparation par la méthode SCR, les étapes suivantes ont été réalisées (Figures II.18 et 19) :

- Perçage des poutres de chaque côté au niveau des fissures diagonales du béton en le traversant de part en part (Figure II.17);

Chapitre II : Méthodologie adoptée et matériels utilisés

- La position des rainures a été tracée sur la surface de la poutre dont la taille des rainures est de 25 mm de largeur et 5 mm de profondeur. Les trous sont par la suite nettoyés de la poussière et des débris de béton (Figure II.18 a);
- Avant l'insertion du tissu en verre une réparation à l'aide du mortier a été faite (Figure II.18 b);
- Le tissu unidirectionnel de densité surfacique de 600g/m^2 est découpé au format $1500\times 25\text{mm}$ et $1000\times 25\text{mm}$ puis inséré dans les rainures préalablement imprégnées avec la résine époxy. Ensuite le remplissage des trous par des fibres coupées et imbibées de résine est effectué (Figure II.19 a et b).

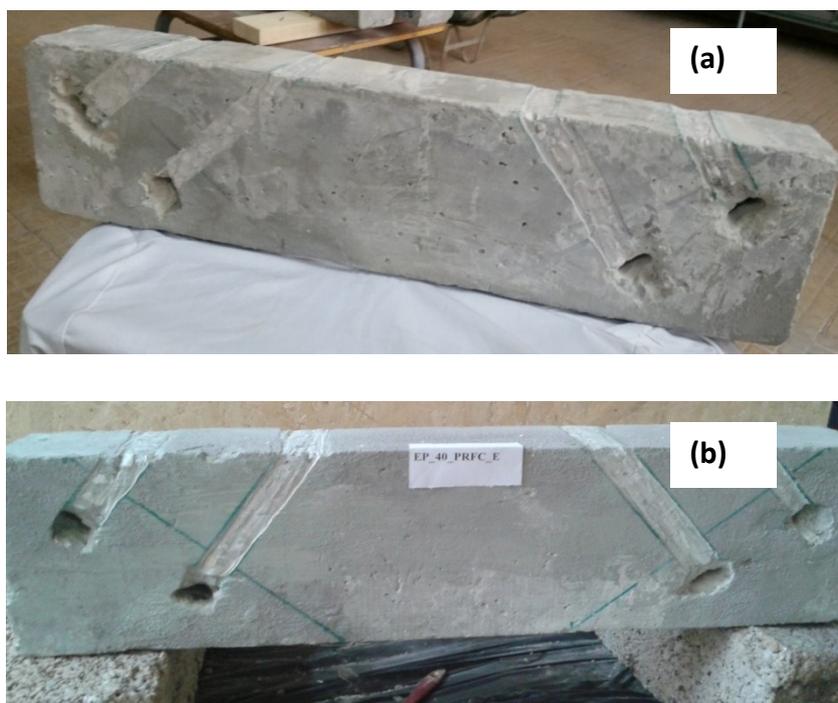


Figure II.18 : Préparation pour la réparation par SCR :
(a) Poutre percée (b) Réparation par le mortier et rainurage.

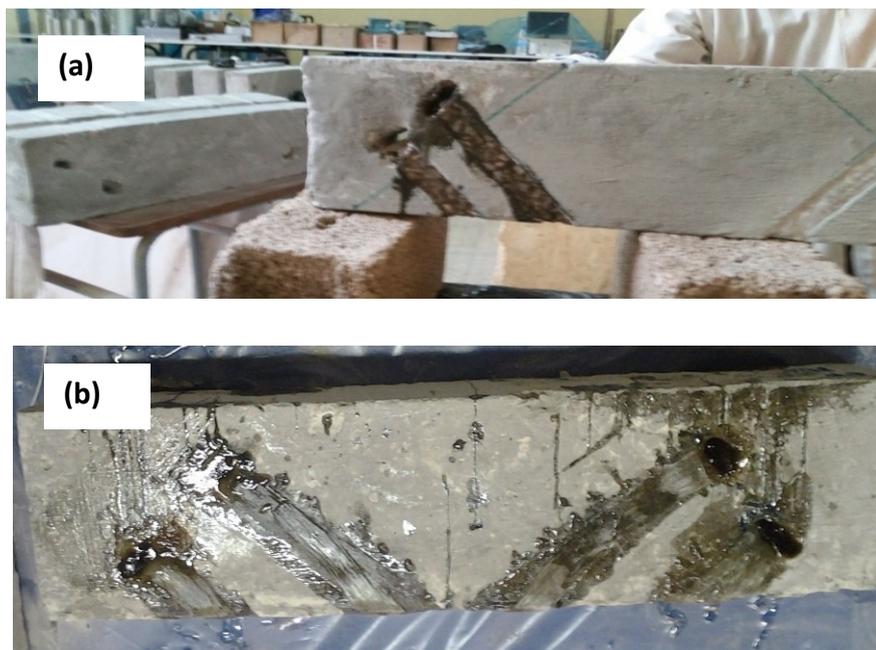


Figure II.19 : Etapes de la réparation :

- (a)** Imprégnation des rainures à l'aide de la résine **(b)** La pose du tissu et remplissage des trous par des fibres coupées et imbibées de résine.

II.3.8. Instrumentation

Pour atteindre les objectifs de l'étude, une instrumentation est installée au cours des essais de flexion et suivie très attentivement. Des jauges ont été installées dans la section tendue et comprimée du béton à mi portée et aussi dans des endroits stratégiques et propices pour intercepter le profil de fissures, ont été collées sur la surface de la poutre dans les zones où les fissures diagonales doivent théoriquement apparaître pour capturer la déformation maximale du composite durant toutes les étapes de charge.

Les jauges de déformation utilisées sont de type KYOWA de 120Ω de résistance et de 30 mm de longueur. Le détail des positions des jauges sur le béton et le composite est présenté sur la Figure II.20 a et b. Afin d'analyser les déformations des poutres, les jauges étaient reliées à un pont de Wheatstone qui enregistre toutes les déformations en temps réel tout au long du chargement. Ainsi, les données recueillies ont été analysées et comparées afin de comprendre le comportement des poutres renforcées/réparées mis à l'essai.

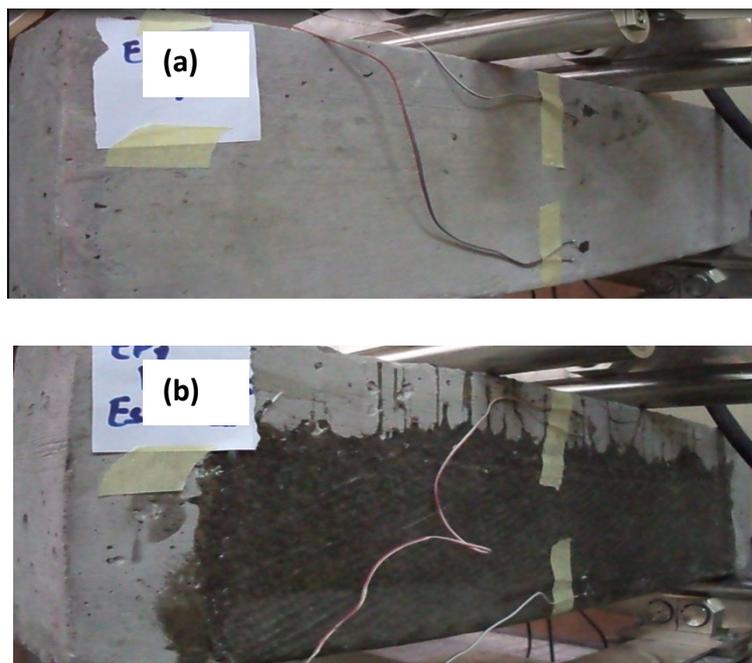


Figure II.20 : Jauges de déformation dans le béton et le composite :
 (a) Poutre de contrôle (b) Poutre renforcée/réparée.

II.3. Conclusion

Dans ce deuxième chapitre les démarches de la partie expérimentale ont été présentées. Seize poutres rectangulaires (BA) et (BNA) ont été construites dont les dimensions sont $100 \times 180 \times 730 \text{ mm}^3$ pour les essais de flexion. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans cette étude sont également présentées. Les essais seront classés comme suit :

- ✓ Des essais de caractérisation du béton en compression à 28 jours;
- ✓ Des essais préliminaires pour déterminer le mode de rupture de la poutre de contrôle afin de choisir le type de renforcement/réparation le plus adapté aux besoins de cette étude et les deux niveaux de préchargement;
- ✓ Enfin, une description de la technique du renforcement/réparation adoptée dans cette étude. Les poutres ont été renforcées/réparées en utilisant deux méthodes : La première consiste à un collage du tissu en matériaux composites en fibres de verre (TFV1) en forme de U. La deuxième méthode qui y est exposée est nouvelle, utilisant des matériaux composites sous forme de bandes ou des torons (TFV1 et TFV2) insérées dans les trous percés dans la section fissurée de la poutre de façon à stopper les fissures de cisaillement.

Des essais jusqu'à la résistance ultime pour étudier le comportement des poutres renforcées/réparées seront abordés dans le chapitre qui suit.

3^{ème} Chapitre

Analyse des résultats
expérimentaux sous charge
statique

Chapitre 3

Présentation et analyse des résultats expérimentaux

III.1. Introduction

Afin d'étudier le comportement ultime de ces poutres, des essais statiques sont réalisés sur des poutres préchargées ou non, renforcées/réparées. Les charges ultimes et les modes de rupture des poutres profondes renforcées/réparées par à l'aide de matériaux composites selon différents modes de renforcement/réparation sont alors étudiés.

Dans ce chapitre, les résultats obtenus des essais réalisés sur l'ensemble des poutres sont présentés et discutés de manière à déterminer les caractéristiques principales du comportement complexe des poutres profondes, testées en flexion 4-points sous chargement statique, notamment de contrôle et ainsi les restes des poutres avant et après réparation.

Les analyses des résultats réalisées sont présentées et regroupées selon l'état des poutres de contrôle à savoir, béton non armé (BNA), béton armé (BA) et aussi celles qui sont renforcées/réparées BNAR et BAR suivant le type de réparation utilisée notamment le collage du tissu en composite TFV1 en forme de U et la réparation à l'aide de deux types de composite TFV1 et TFV2 par la technique SCR. Par ailleurs, les résultats des essais des poutres BA et BAR sont aussi validées dans ce chapitre par rapport aux résistances théoriques (moment fléchissant et effort tranchant ultime) issues des méthodes présentées dans le chapitre I (voir § I.7).

III.2. Résultats des essais des poutres non préchargées renforcées par un matériau composite en forme de U

III.2.1. *Comportement des poutres non armées puis renforcées par collage de matériaux composite en forme de U*

Dans ce paragraphe, nous allons étudier le comportement des poutres non ferrillées (sans renforcement en armatures) et puis renforcées par collage du composite TFV1 en forme de U sous chargement statique en flexion 4-points, du point de vue comportement global (charge/déplacement), et des modes de rupture. Les poutres et les dispositifs d'essais sont présentés dans le chapitre 2 (Voir. §II-2).

III.2.1.1. Comportement charge/déplacement

La Figure III.1 représente le comportement global charge/déplacement de la poutre de contrôle BNA et des deux poutres BNAR à l'aide du tissu bidirectionnel TFV1 en fibres de verre en forme de U sollicitées en flexion 4-points. L'évolution du déplacement en fonction de la charge de la poutre BNA distingue trois phases. :

- La première phase linéaire correspond au comportement élastique du béton ;
- La deuxième phase quasi linéaire traduit l'apparition et le développement de l'endommagement au sein du volume du matériau au fur et à mesure que la charge augmente ;
- Enfin, la troisième phase est très courte, là où le développement rapide des fissures conduit à la rupture des poutres où le matériau n'a plus de résistance.

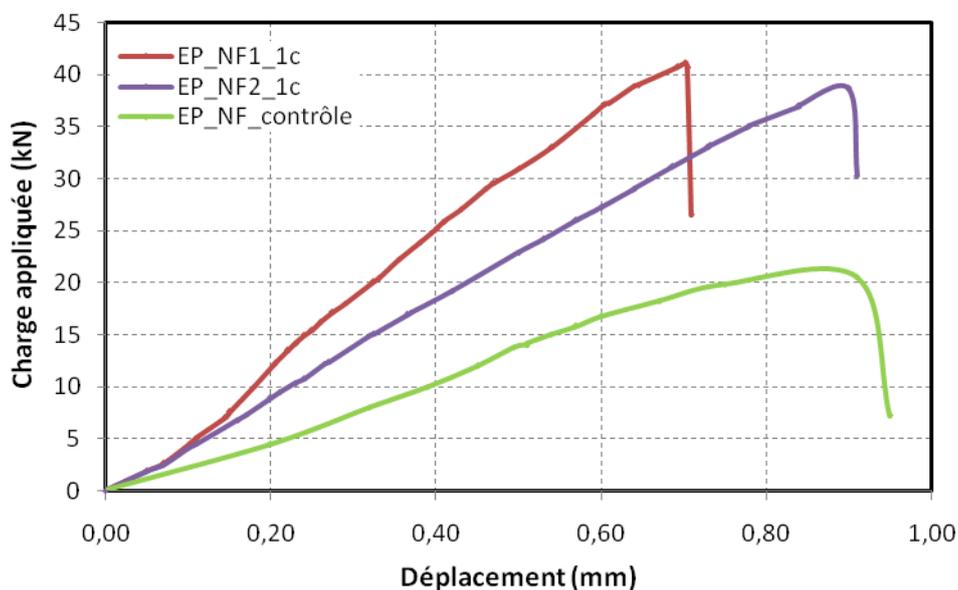


Figure III.1 Comportement charge/déplacement de la poutre de contrôle et des poutres renforcées par TFV1 en forme de U.

Les poutres renforcées BNAR présentent un comportement similaire à celui observé pour la poutre de contrôle BNA. Cependant, en comparaison avec la poutre BNA, les poutres

BNAR présentent un comportement plus rigide avec une réduction d'une valeur moyenne de la flèche de l'ordre de 14%. Les charges de rupture et les déplacements à mi portée pour la poutre BNA sont de l'ordre de 20,50 kN et 0,91 mm et une moyenne 39,7 kN et 0,8 mm pour la poutre BNAR. A partir de ce qu'il a été observé, une importante augmentation de 93% en charge a été constatée.

III.2.1.2. Mode de rupture

La rupture intervient brutalement pour les poutres BNA et celles renforcées BNAR suite à une insuffisance en traction.

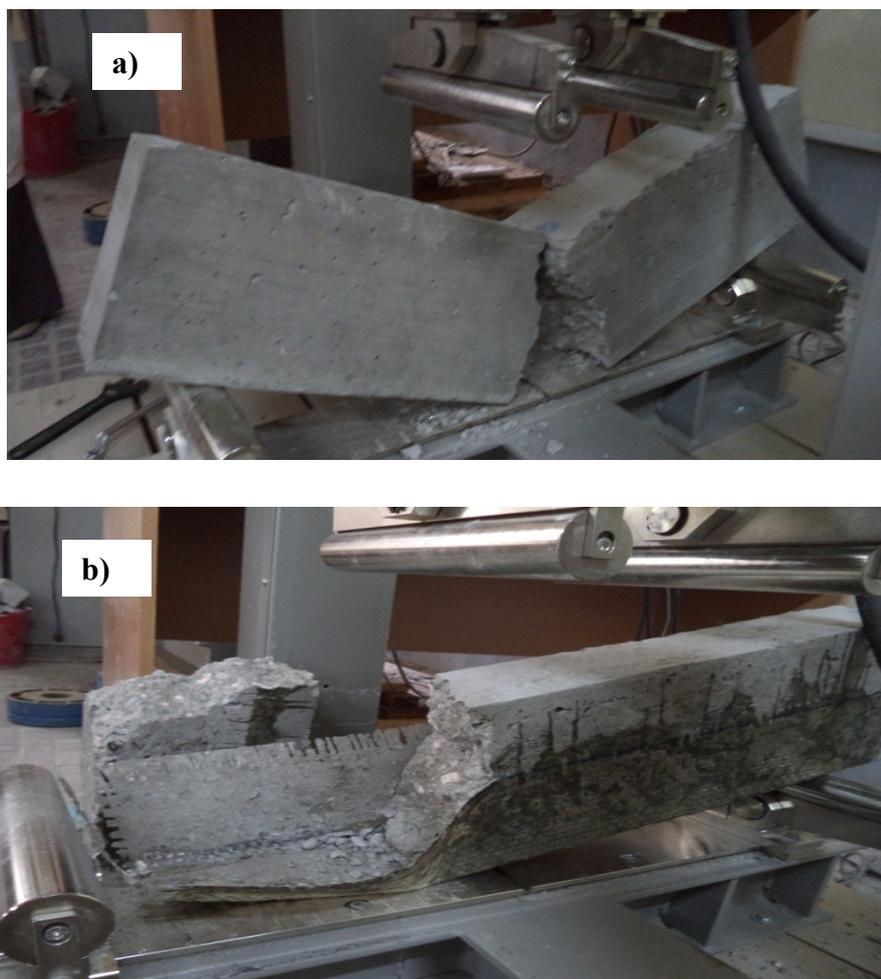


Figure III.2: Modes de rupture des poutres

(a) de contrôle BNA (b) renforcée BNAR.

Cette rupture s'est produite quand la contrainte a atteint la contrainte maximale de traction et évidemment dans la zone où règne le moment de flexion maximum suivi d'un décollement du composite pour les poutres renforcées comme le montre les figures III.2 a et b.

III.2.2. Comportement de la poutre de contrôle

La poutre de contrôle, testée jusqu'à sa résistance ultime, constitue une référence du point de vue déplacement, déformation, mode de rupture, valeur du moment résistant ultime, de l'effort tranchant pour le reste des essais. La poutre de contrôle BA a été examinée d'une part pour déterminer son comportement mécanique avant la réhabilitation et d'autre part pour déterminer la charge de préfissuration des poutres préchargées puis réparées par la suite.

III.2.2.1. Comportement charge/déplacement

Le comportement global des poutres profondes (contrôle) sans renforcement mis à l'essai, sollicitées en flexion à 4-points, est représenté par la courbe charges/déplacements sur la Figure III.3. D'après cette courbe, l'évolution charge/déplacement est composée de trois phases :

- Dans la première phase OA, la relation entre l'évolution de la charge et le déplacement est linéaire jusqu'à 30 kN correspondant à un comportement quasi-élastique et une section non fissurée ;
- Dans la deuxième phase AB commence l'apparition des fissures dans la partie basse de la poutre. Le béton dans cette zone est fissuré lorsque la contrainte atteint la limite de résistance en traction ;
- Finalement, la troisième phase BC commence avec l'initialisation de la rupture qui se traduit par une plastification des armatures transversales de la section la plus sollicitée et la rupture de la poutre est atteinte pour une charge maximale de 87.6 kN pour un déplacement égal à 1.27 mm.

Cette analyse est tout à fait classique du comportement d'une poutre profonde en béton moyennement armée et sollicitée en flexion 4-points.

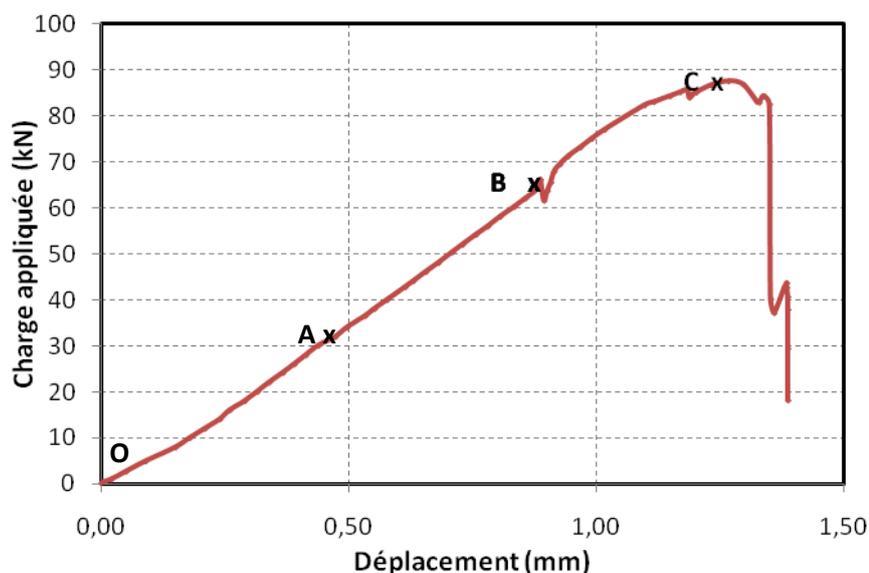


Figure III.3 : Comportement global charge/déplacement de la poutre de contrôle.

III.2.2.2. Modes de rupture

L'endommagement de la poutre a commencé avec deux fissures. Ces fissures sont nées au voisinage de l'appui inférieur et se sont propagées vers le point d'application du chargement supérieur avec une inclinaison d'environ 37° par rapport à la face inférieure de la poutre. Parmi ces deux fissures, une seule s'est élargie jusqu'à atteindre le point de chargement d'où la rupture de la poutre est obtenue seulement d'un seul côté. Ce comportement est similaire non seulement à celui reporté par Croston [CRO-06] dans le cas des petites poutres de laboratoire mais aussi dans le cas des poutres de tailles réelles montrées dans les travaux de [BOU-06; ALS-13 et BAG-14], ceci est un comportement typique d'une poutre profonde. Comme prévu par le design ($a/d=1.3 < 2$), la Figure III.4 illustre que la poutre de contrôle sollicitée en flexion 4-points a subi une rupture par cisaillement, compte tenu du type de fissuration et de la forme de la courbe force/déplacement. Il est possible d'en déduire que l'endommagement final de la poutre est dû à l'effort tranchant.

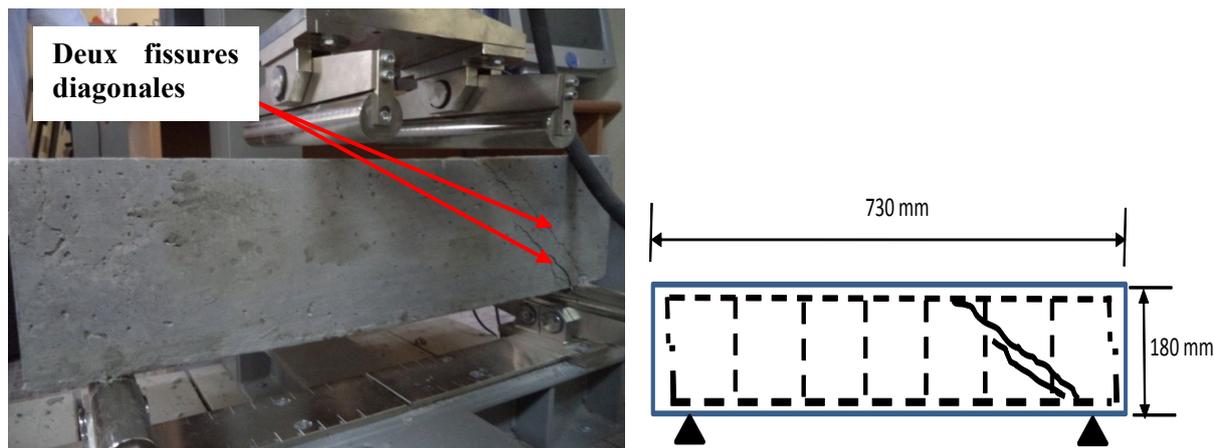


Figure III.4 : Endommagement de la poutre de contrôle.

Il est à noter que la rupture des poutres par cisaillement n'est pas souhaitée, par son caractère fragile elle pourrait avoir des conséquences catastrophiques sur la sécurité des structures et de ses occupants. C'est pour cette raison que des renforcements/réparations ont été entrepris dont le but non seulement de maîtriser la rupture des poutres à l'effort tranchant mais aussi de trouver des solutions qui permettront d'atténuer ce mode de rupture.

III.2.3. Comportement des poutres non préchargées puis renforcées

III.2.3.1. Influence de l'orientation des fibres du composite TFV1 sur la charge ultime et le mode de rupture

Le comportement global des poutres non préchargées puis renforcées par collage du composite bidirectionnel TFV1 en forme de U dont les directions des fibres (0/90), (20/70), (+45/-45) et ceux par (+30/-60), sollicitées en flexion 4-points jusqu'à la rupture, est représenté dans la Figure III. 5. Le comportement charge/déplacement des poutres renforcées se déroule en trois phases :

- La première phase, c'est la phase élastique linéaire qui correspond au début du chargement jusqu'à 20 kN, ces courbes sont pratiquement confondues.
- Une seconde phase quasi linéaire, correspondant au comportement du béton et c'est dans cette phase qu'a lieu la formation des micros fissures et l'initiation des craquelures qui annoncent le début du décollement du composite. Celles-ci augmentent sous chargement croissant jusqu'à un certain niveau lié à l'épaisseur du renfort. Cependant, en comparaison avec la poutre de contrôle, celles renforcées ont présenté un comportement plus rigide dépendant du type d'orientation adoptée.

- En troisième phase, toutes les courbes représentées sont typiques d'un essai de cisaillement, similaires à celle de la poutre de contrôle.

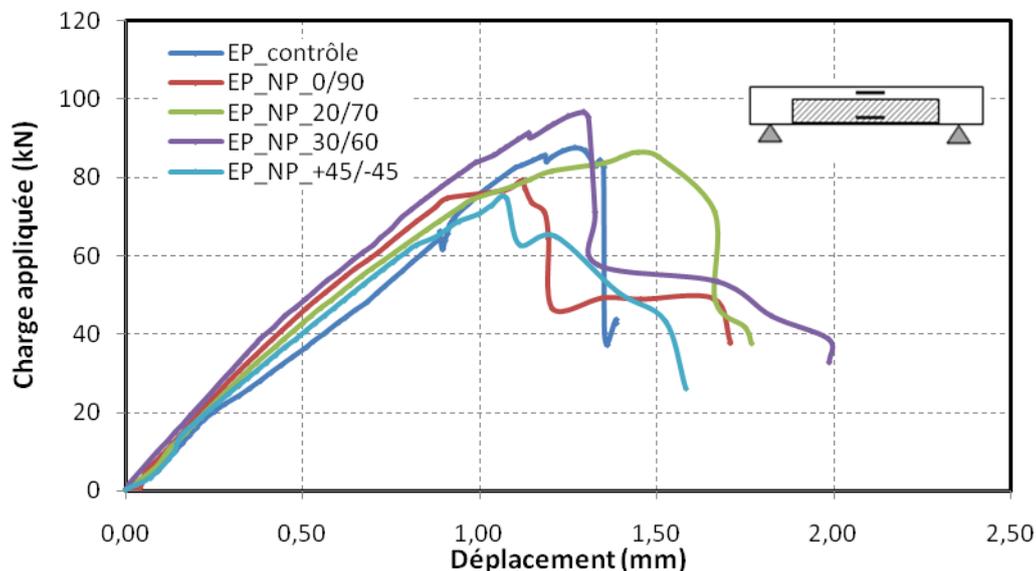


Figure III.5 : Courbes charge/déplacement obtenues des poutres non préchargées en fonction des orientations (0/90,20/70,30/60 and +45/-45).

L'analyse des résultats montre que la rigidité des poutres est augmentée par le collage du composite. La charge ultime de la poutre de contrôle est égale à 87,6 kN avec un déplacement égal à 1,27 mm. En présence du renforcement, la meilleure performance a été obtenue pour la poutre renforcée (30/60) comparativement avec les autres orientations (voir Figure III.5 et le Tableau III.1), cette orientation des fibres a donné le meilleur comportement dans le cas de confinement des éprouvettes cylindriques reportée dans les travaux de Bouchelaghem *et al.* [BOU-11]. A cet effet, cette orientation a été choisie pour être adopter dans la suite de ce travail. Toutes les autres poutres de la série A ont été réparées en utilisant le collage externe avec deux ou trois plis de TFV1 en employant seulement l'orientation (+30/-60). Ceci a permis d'avoir une charge ultime égale à 96,8 kN pour un déplacement de 1,25 mm, soit une augmentation seulement de 10,5%, accompagné d'une baisse du déplacement d'environ 1,6% par rapport à la poutre de contrôle.

En conclusion, les résultats expérimentaux d'optimisation de l'orientation des fibres, ont montré que la meilleure orientation est 30 degrés du au fait que la fissure dans la poutre de contrôle est inclinée à 34 degrés d'une part et d'autre part l'orientation des fibres du composite doit être perpendiculaire aux fissures afin de les freiner (Figure III.6). De ce fait, l'orientation des fibres a une grande influence sur le comportement des poutres du à la

différence de la rigidité qui caractérise la première phase des courbes. Cependant, le gain en charge n'est pas notable, ainsi, le composite en forme de U n'apporte pas une amélioration adéquate vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant pour les poutres profondes et ceci est en bon accord avec les travaux de Li [LI-15] pour $1 < a/d < 1,5$ et aussi de Bouselham et Chaalal pour $(a/d=1.5)$ [BOU-06b].

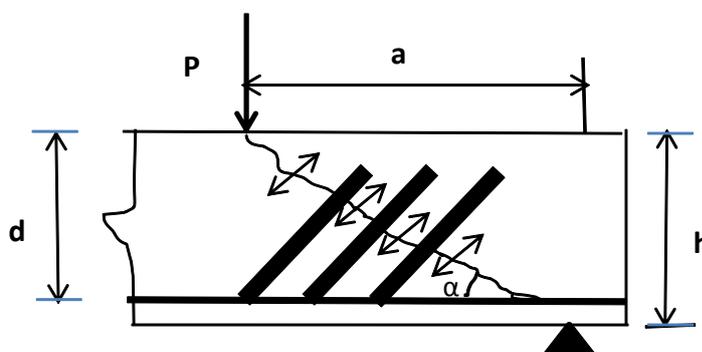


Figure III.6 : Direction des fissures de cisaillement.

La ductilité en déplacement est exprimée par le rapport du déplacement ultime de l'éprouvette et le déplacement à la fin de la phase élastique ($\approx 40\% f_r$). Les déplacements des poutres renforcées (EP_NP_30/60), (EP_NP_20/70), (EP_NP_-45/+45) et (EP_NP_0/90) correspondants aux charges ultimes sont respectivement égales à : 1,25; 1,45 ; 1,08 et 1,13 mm et les déplacements correspondants à la fin de la phase élastique sont 0,3 ; 0,44 ; 0,44 et 0,43 mm.

L'analyse du Tableau III.1 montre que la ductilité des poutres renforcées est plus grande que celle de la poutre de contrôle, soit des augmentations respectives de 46 et 35% pour les poutres (EP_NP_30/60) et (EP_NP_20/70).

Tableau III.1 : Ductilités en déplacement des poutres

	Charge ultime (kN)	Déplacement élastique	Déplacement ultime	Ductilité en déplacement	Gain en ductilité (%)
Poutre de Contrôle	87,6	0,52	1,27	2,44	
(EP_NP_30/60)	96,8	0,35	1,25	3,27	46
(EP_NP_20/70)	86,4	0,44	1,45	3,29	35
(EP_NP_-45/45)	74,7	0,44	1,08	2,45	1,6
(EP_NP_0/90)	76,8	0,43	1,13	2,63	7,8

Le suivi de l'endommagement montre qu'il a débuté avec des fissures d'un seul côté de la poutre au niveau de l'appui inférieur, de même type qu'un endommagement d'une poutre profonde en BA testée en flexion 4-points. Ensuite, une des deux fissures s'est propagée, dû aux efforts tranchants, vers l'appui de chargement en produisant ainsi le décollement du tissu composite vers l'extrémité (Figure III.7). La présence du composite TFV1 en forme de U en face tendue augmente la résistance en flexion. Pour cette raison, la rupture de poutres profondes renforcées n'est plus due au moment fléchissant, mais provoquée par l'effort tranchant. La poutre renforcée s'est rompue par effort tranchant et aussi par écrasement du béton de compression. Le renforcement des poutres par collage d'un composite en forme de U n'a pas modifié le mode de fissuration fragile due aux fissures diagonales. Ceci sera confirmé par les résultats de calcul de type réglementaires (Voir §. III. 3).



Figure III.7 : Endommagement de la poutre renforcée par TFV1 (EP_NP_30/60).

III.2.3.2. Influence du nombre de plis du composite TFV1 en forme de U.

Les comportements locaux des poutres non préchargées puis renforcées par deux et trois représentés par les courbes d'évolution de la charge en fonction des déformations (dans la zone tendue et comprimée), indiquent que le béton et le renfort passent par trois phases (Figure III.8) :

- Dans la première phase, correspondant au début du chargement, la contribution du renfort est pratiquement nulle ;

- La vitesse des déformations est ralentie ce qui se traduit par une pente plus faible que celle de la première phase. Les déformations enregistrées en zone tendue sont plus importantes qu'en zone comprimée liées à l'épaisseur du renfort (Figure III. 8) ;
- La déformation subit des perturbations suivie par une chute provoquée suite au décollement local du renfort lors de la dernière phase.

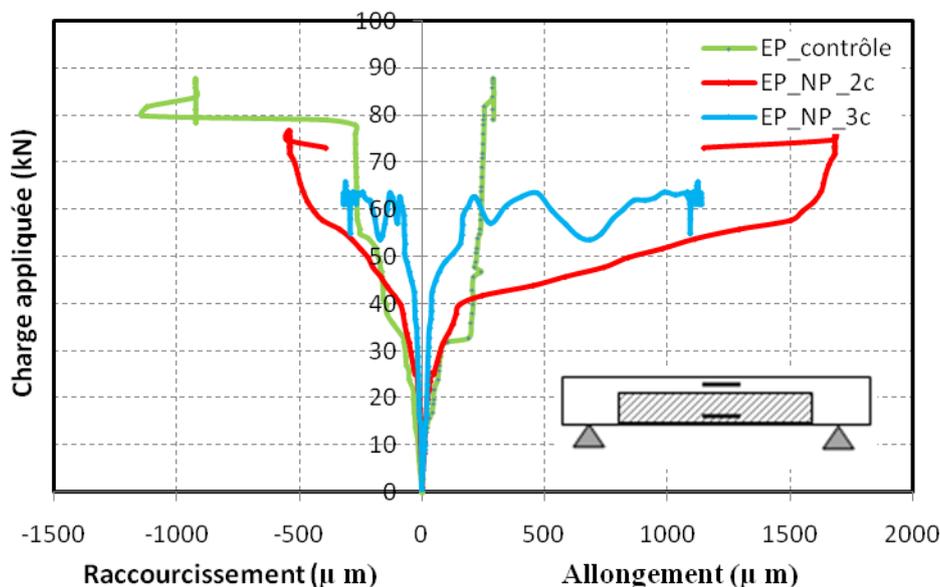


Figure III.8 : Courbes charge/déformation des poutres non préchargées puis renforcées par un, deux et trois plis de tissu TFV1.

L'histogramme présenté en Figure III. 9 illustre la charge ultime en fonction du nombre de plis de renforcement. L'ajout de deux ou trois plis supplémentaires en TFV1 a conduit à des diminutions de la résistance respectivement de l'ordre de 12,5 et 27,6 % (Figure III.8 à 10). La chute de la résistance est due à la perte de l'action du composite suite à son décollement au niveau des extrémités. L'élément de renforcement (composite) n'a pas atteint sa pleine capacité suite au décollement du composite provoquant ainsi des ruptures prématurées.

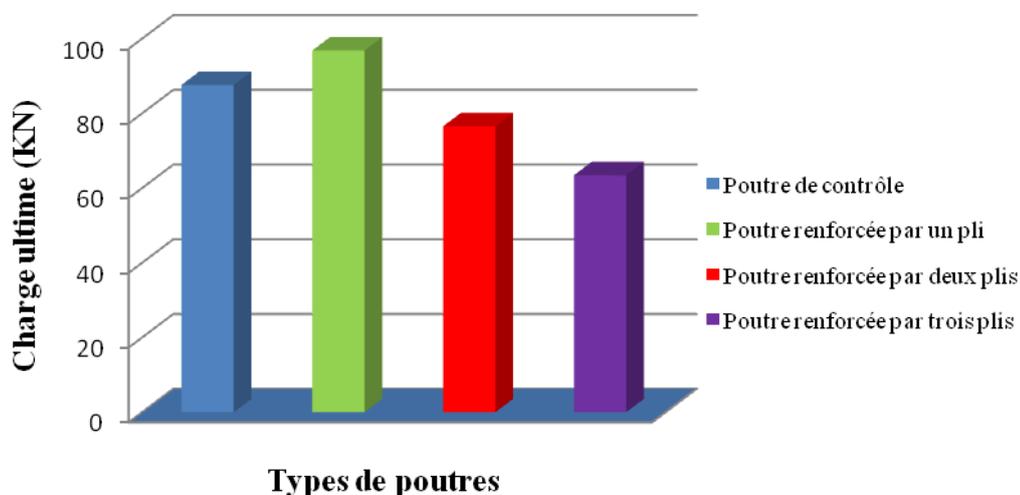


Figure III.9 : Histogramme illustrant les charges ultimes des poutres en fonction du nombre de plis du composite.

L'analyse des déformations montre que le taux d'amélioration de la déformation ultime des poutres renforcées par deux et trois plis est nettement plus élevé que celui de la poutre de contrôle (Fig. III.9). La déformation de la zone tendue a atteint 1,69 mm pour la poutre renforcée par deux plis (EP_NP_2c) et 1,12 mm seulement pour la poutre renforcée par trois plis (EP_NP_3c). Des augmentations importantes en déformation de l'ordre de 479 et 286% sont enregistrées respectivement pour les poutres renforcées à l'aide de deux et trois plis comparativement à une poutre de contrôle dont la déformation est seulement 0,29 mm. La déformation maximale diminue avec l'augmentation de l'épaisseur du renfort, ceci confirme les résultats obtenus par Bousselham *et al* [BOU 06].

Le comportement charge/déplacement des poutres renforcées par TFV1 dont le nombre de plis variant de un à trois (Figure III.10), est similaire à celui de la poutre de contrôle dans les deux premières phases. Cependant, en troisième phase le comportement est différent pour les poutres renforcées à l'aide de deux et trois plis seulement.

Les résultats des charges et des déplacements atteints à la rupture pour chaque série obtenus lors des tests, ainsi le gain/perte en capacité de cisaillement et en déplacement des poutres renforcées par TFV1, sont regroupés dans le Tableau III.2.

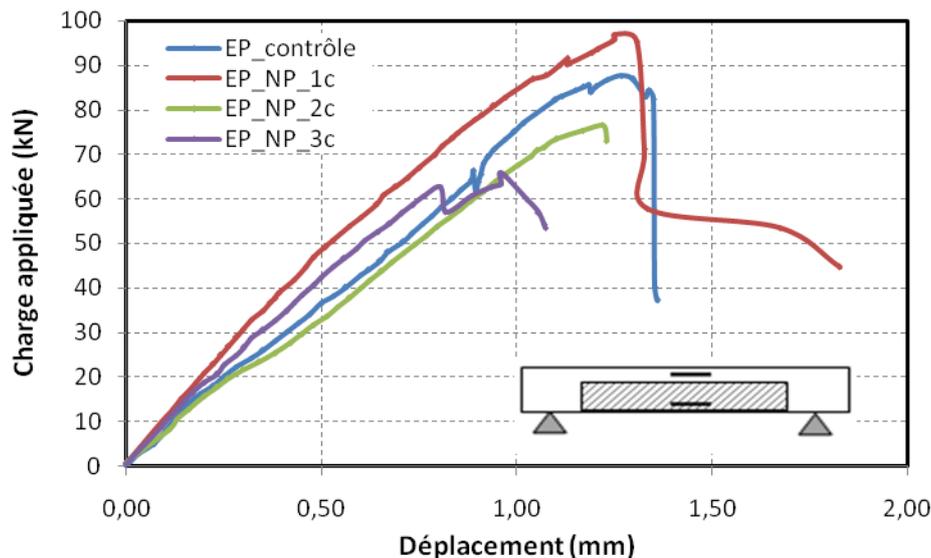


Figure III.10 : Charge/déplacement des poutres renforcées par TFV1.

L'analyse des résultats montre, une augmentation de 10,5% en charge ultime, accompagné d'une baisse du déplacement d'environ 1,6 % pour la poutre renforcée par un pli par rapport à la poutre de contrôle. Cependant, les charges et les déplacements ultimes atteints des poutres renforcées par deux et trois plis sont respectivement égales à 76,5, 63,4 kN et 1,22, 0,96 mm, soit des réductions respectives de 14,5; 38% en charge et 4; 33% en déplacement, donc nettement inférieurs à ceux de la poutre de contrôle surtout celle qui est renforcée par trois plis. Ce qui confirme les travaux d'AlSayed *et al*, et de Bousselham [BOU-06 et ALS-11].

Tableau III.2 : Résultats des comparaisons entre les charges ultimes et les déplacements de la poutre de contrôle et des poutres renforcées

Poutres	Charge ultime (kN)	Déplacement (mm)	Gain/Perte en charge de la poutre renforcée (%)	Gain/Perte en déplacement de la poutre renforcée (%)
EP_contrôle	87,6	1,27	1	
EP_NP_1c	96,8	1,25	+10,5	-1,6
EP_NP_2c	76,5	1,22	-12,5	-4
EP_NP_3c	63,4	0,96	-27,6	-32

Le mode de rupture des poutres renforcées avec différents nombre plis est similaire à celui observé pour la poutre de contrôle (rupture par cisaillement), due à l'effort de tranchant avec le décollement partiel du composite (délaminage). Durant l'évolution de l'essai des observations liées à la rupture peuvent être rassemblées comme suit : Deux fissures sont apparues pour les poutres renforcées par un ou deux plis, ensuite elles se sont propagées vers le point d'application de la charge, suivies aussi d'un écrasement du béton comprimé (Figs. III.11a, b et d). Par contre, une seule fissure apparaît pour la poutre renforcée par trois plis due à l'épaisseur du composite (Figure. III.11c). En effet, de nombreux bruits de craquement ont été entendus dans les poutres dus au décollement local conduisant à un délaminage composite/béton ce qui explique la diminution de la charge ultime.

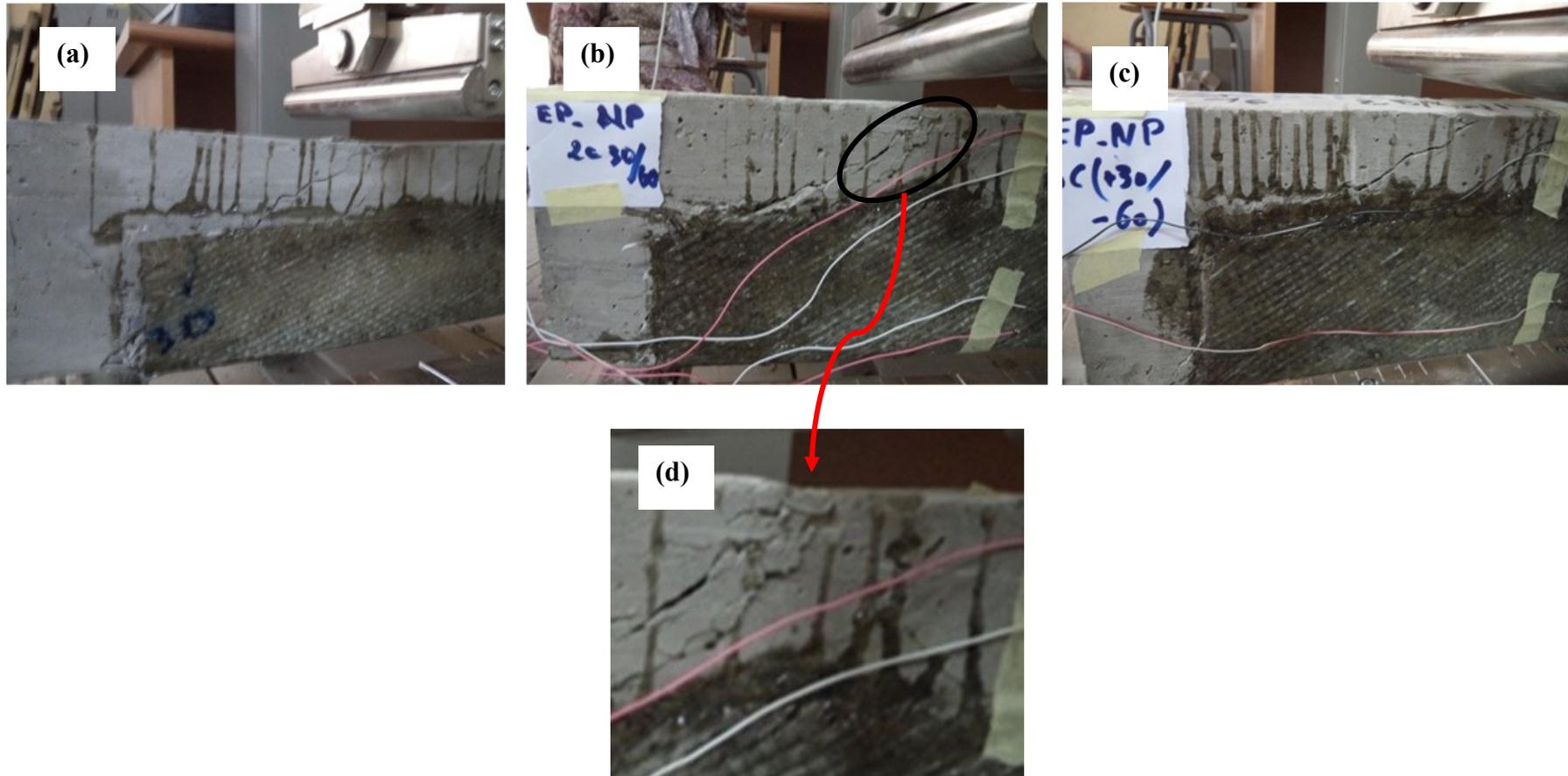


Figure III.11 : Modes de rupture des poutres renforcées par le tissu TFV1

(a) Un pli (b) Deux plis (c) Trois plis et (d) rupture du béton en zone comprimée.

III.3. Résultats des essais des poutres préchargées/réparées par composite en forme de U et par la technique SCR

Peu de données sont disponibles dans la littérature concernant le comportement de poutres profondes préchargées puis réparées par matériaux composites en cisaillement, sous chargement statique. Pour cela, des études expérimentales sont effectués sur des poutres, testées en flexion 4-points sous chargement statique jusqu'à la rupture. Deux niveaux de préchargement, par rapport à la charge ultime, ont été adoptés, pour ce faire huit poutres dont quatre on subi un préchargement à 40% et le reste à 80%. Afin d'étudier l'influence du l'efficacité des modes de réparations, ces poutres sont réparées par deux types de matériaux composites : TFV1 en forme de U et TFV2 sous forme de torons ou bandes en utilisant la technique SCR (voir § II.3.8.3).

La procédure de préchargement consiste à produire des défauts et des fissures notamment des dégradations des propriétés mécaniques du matériau dans les poutres qui vont par la suite être réparées pour montrer l'importance et l'efficacité des deux techniques de réparation des ouvrages en béton utilisées à l'aide de matériaux composites. Les études précédentes de [WAN-06 ; ZHA-06 ; SHA-01 ; KRE-12] ont montré que la réparation des poutres élancées préchargées a une influence sur la capacité portante, mais pas de façon significative par rapport au renforcement des poutres saines. Cependant, il est donc utile de procéder à ce type d'essais avec les poutres profondes pour étudier les effets qui peuvent avoir lieu ainsi que leurs endommagements résultant.

III.3.1. Comportement global des poutres BA préchargées à 40% et 80% puis réparées par TFV1 en forme de U

Les figures III.12 et 13 montrent les charges/déplacements des poutres préchargées à deux niveaux différents (40 et 80%) de la charge ultime dans l'état de service fissuré et la phase plastique du béton puis réparées. Le comportement global des poutres préchargées à deux niveaux est similaire à celui enregistré pour les poutres non préchargées puis renforcées par deux et trois plis.

D'après les Figures III.12 et 13 et le Tableau III. 3, la réparation par l'utilisation d'un matériau composite TFV1 collé sur la surface en forme de U a donné, des réductions en charge de l'ordre de 15,1% et 19,2% et en déplacement 28,3% et 33,7% respectivement pour deux et trois plis pour les poutres préchargées à 40%. Quand aux poutres préchargées à 80% des réductions ont été aussi obtenus respectivement égales à 9,4% et 12,8% en charge et 1,6%

et 2,4% en déplacement pour deux et trois plis. Cependant, les réductions constatées sont dues à la perte d'action du composite survenu suite à son décollement aux extrémités.

La Figure III.14 rassemblant les courbes charges/déplacements a montré que la réparation par le matériau composite en forme de U des poutres préchargées à 40% et 80% n'a pas amélioré leurs comportements mécaniques notamment les charges et les déplacements ultimes. Néanmoins, les poutres réparées par trois plis ont permis une légère amélioration de la rigidité. Par conséquent, le renforcement par matériaux composites en forme de U des poutres préchargées puis réparées n'est pas efficace vis-à-vis de la capacité portante et aussi au niveau des modes de rupture des poutres qui reste brutal dû au cisaillement.

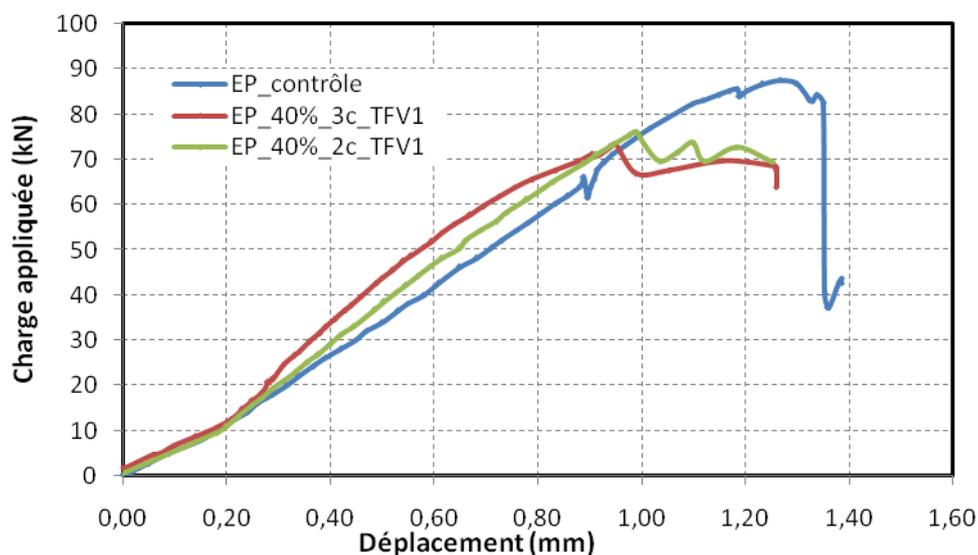


Figure III.12 : Charge/déplacement des poutres préchargées à 40% puis réparées par deux et trois plis en composite.

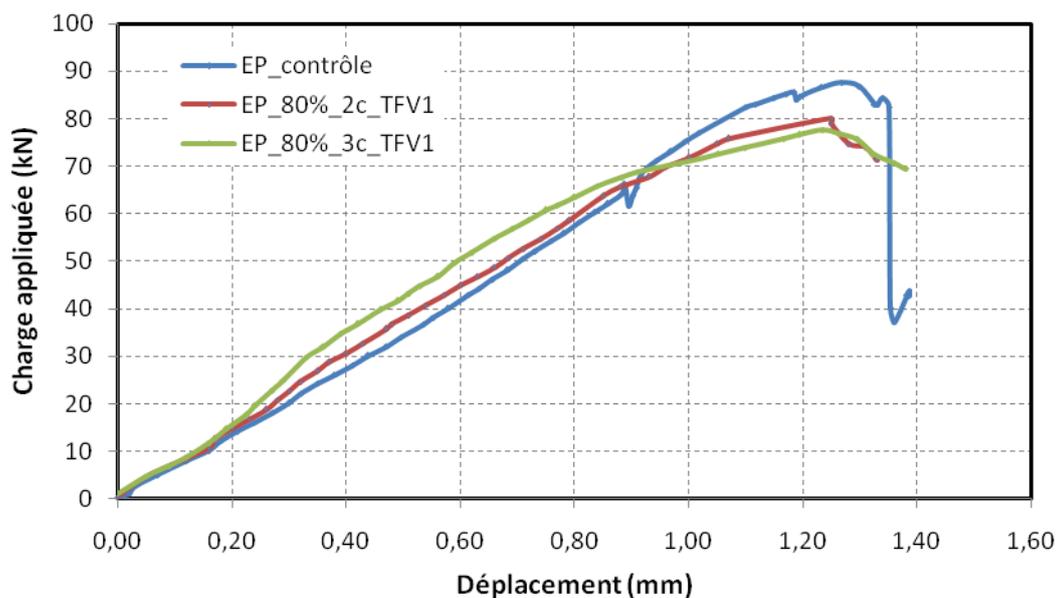


Figure III.13 : Charge/déplacement des poutres préchargées à 80% puis réparées par deux et trois plis en composite.

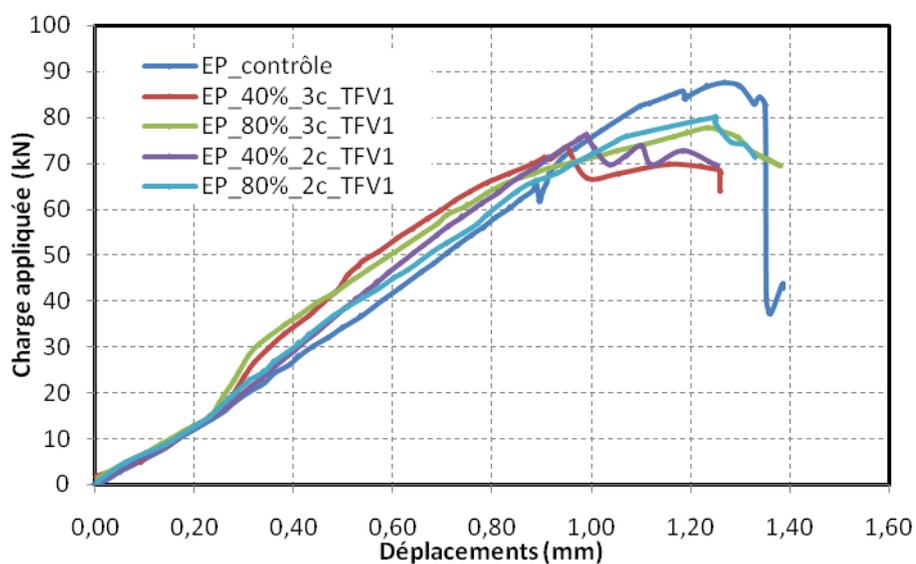


Figure III.14 : Comparaison des courbes charge/déplacement des poutres préchargées à 40 et 80% puis réparées par matériaux composites.

Tableau III.3 : Résultats des charges ultimes et leurs déplacements correspondants de la poutre de contrôle et celles réparées

Poutres	Charge ultime (kN)	Déplacement (mm)	Gain/Perte en charge de la poutre réparée (%)	Gain/Perte en déplacement de la poutre réparée %
EP_contrôle	87,6	1,27		
EP_40%_2c	76,1	0,99	-15,11	-28,3
EP_40%_3c	73,5	0,95	-19,18	-33,7
EP_80%_2c	80,1	1,25	-9,36	-1,6
EP_80%_3c	77,6	1,24	-12,88	-2,4

III.3.2. Comportement local des poutres en béton préchargées à 40% et 80% puis réparées par TFV1 en forme de U

Le comportement charge/déformation des poutres préchargées puis réparées à l'aide du composite TFV1 en forme de U en variant le nombre de plis jusqu'à la rupture est similaire à celui enregistré pour les poutres non préchargées. Les figures III.15 et 16 ont montré que les déformations ultimes de la zone tendue ont atteint 1,69 et 0,30 mm pour les poutres préchargées à 40% et 1,52 et 0,55 mm pour celles préchargées à 80% réparées respectivement par deux et trois plis.

Le tableau III.4 récapitule les résultats ainsi obtenus, soit des augmentations en déformations de 481% et 3% pour les poutres préchargées à 40% ainsi des augmentations de 421% et 90% pour celles préchargées à 80% réparées respectivement pour deux et trois plis. Par conséquent, les poutres réparées par deux plis affichent tout de même une certaine déformabilité qui leur assure une rupture moins fragile comparativement à la poutre de contrôle. Cependant, la rigidité est légèrement améliorée pour celles qui sont réparées par trois plis.

Selon les résultats ainsi obtenus, l'effet de la réparation a conduit à des augmentations des déformations des poutres, ce qui confirme encore une fois comme pour les poutres renforcées par deux et trois plis en relation avec le nombre de plis du composite. En effet, plus l'épaisseur du composite augmente, plus la rigidité de la poutre réparée augmente, ceci est en bonne concordance avec les travaux de Bousselham et al [BOU-06] et de Thivierge [THI-15] (Figs. III.12, 13, 14 et 16).

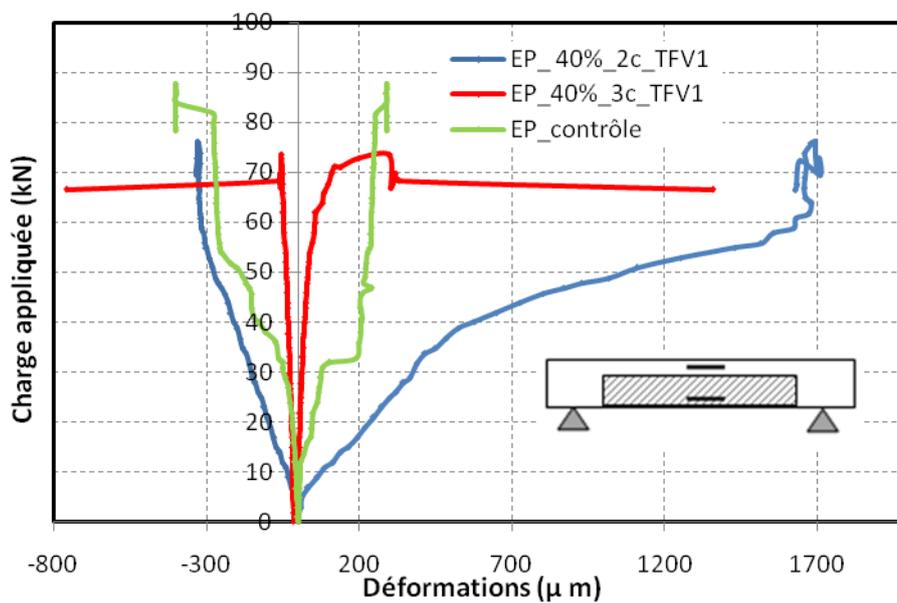


Figure III.15 : Charge/déformation des poutres préchargées à 40% puis réparées par deux et trois plis en matériaux composites.

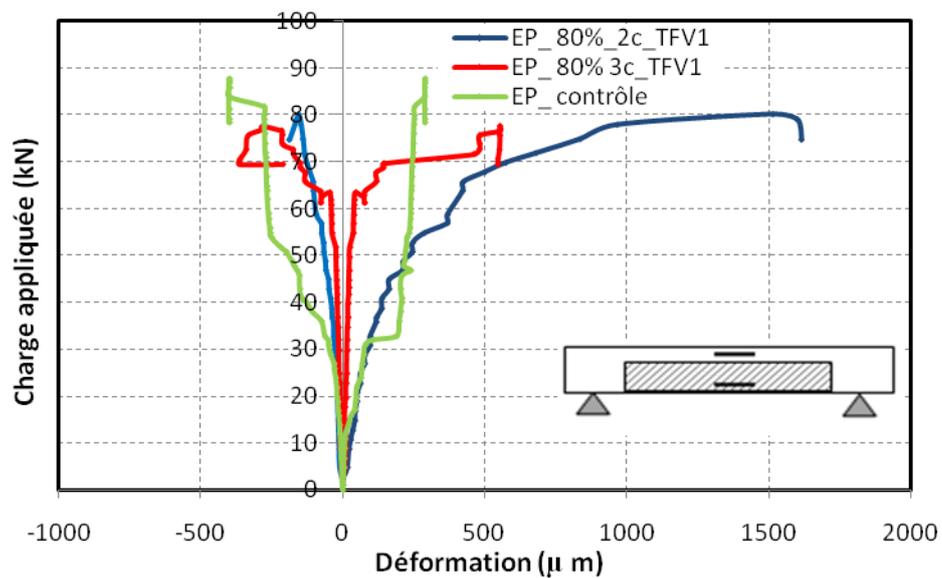


Figure III.16 : Charge/déformation des poutres préchargées à 80% puis réparées par deux et trois plis en matériaux composites.

Tableau III.4 : Résultats des charges ultimes et leurs déformations correspondantes de la poutre de contrôle et celles réparées.

Poutres	Charge ultime (kN)	Déformation (mm)	Gain/Perte en charge de la poutre réparée (%)	Gain/Perte en déformation de la poutre réparée %
EP_ contrôle	87,6	0,29		
EP_40%_2c	76,1	1,69	-15,1	481
EP_40%_3c	73,5	0,3	-19,2	3
EP_80%_2c	80,1	1,51	-9,4	421
EP_80%_3c	77,6	0,55	-12,8	90

III.3.3. Modes de rupture

Le mode de rupture de la poutre préchargée à 40% puis réparée par deux plis est similaire à celui des poutres non préchargées puis renforcées par deux plis par le composite TFV1 comme le montre la Figure III.17a et b. En revanche, pour la poutre préchargée à 40% puis réparée par trois plis dont la quantité de composites est assez grande, la propagation des fissures a été restreinte. La fissure préexistante n'a pas vraiment évolué, seulement les déformations des zones les plus éloignées du béton en compression ont atteint leurs limites près de la zone de chargement. Le mode de rupture était le décollement (délaminage) du composite dans le sens horizontal et vertical suivi de ruptures dues à l'écrasement du béton en compression (Figs III.17c, d et e).

L'endommagement de la poutre préchargée à 80% (Figure III.18a) et puis réparée par deux plis, est similaire à celui de la poutre non préchargée. La fissure préexistante était plus grande, elle s'est réduite suite au renforcement par le composite en forme de U (Figure III.18b). Concernant la poutre réparée par trois plis (Figure III.18c), une autre fissure est apparue, seulement les déformations des zones les plus éloignées du béton en compression ont atteint leurs limites près de la zone de chargement, le mode de rupture était le décollement (délaminage) du composite dans le sens horizontal et vertical (Figs. III.18d et e) suivi de ruptures dues à l'écrasement du béton en compression.

En conclusion, la réparation des poutres par collage d'un composite en forme de U n'a pas modifié le mode de fissuration fragile dû aux fissures diagonales au vu que les ruptures enregistrées des poutres réparées sont dues à l'effort tranchant et aussi par écrasement du béton de compression.

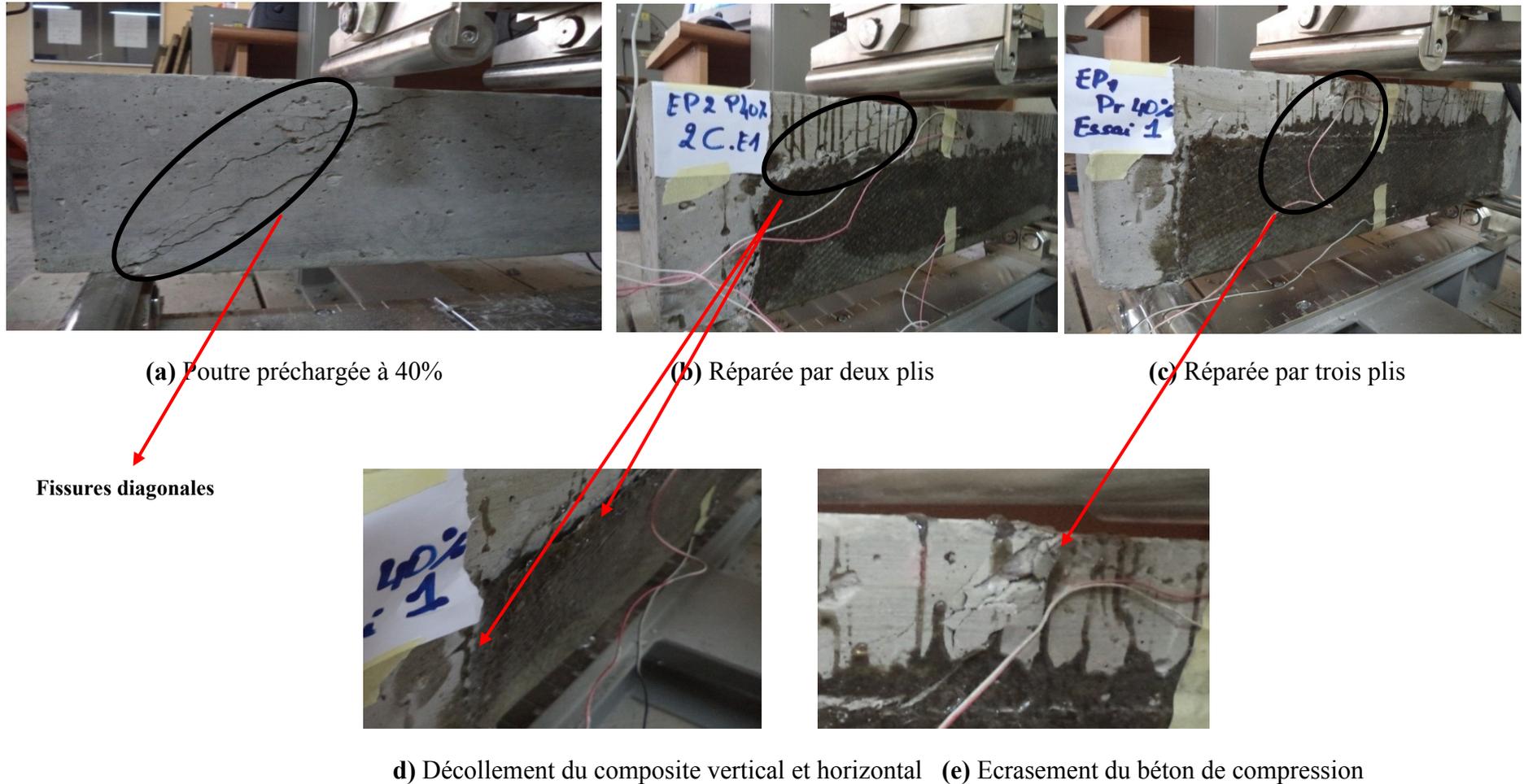


Figure III.17 : Modes de rupture des poutres préchargées à 40% puis réparées par le matériau composite TFV1.



Figure III.18 : Modes de rupture des poutres préchargées à 80% puis réparées par le composite TFV1.

III.4. Comparaison des résultats expérimentaux obtenus avec des modèles analytiques

Sur le plan qualitatif, une comparaison avec des modèles analytiques s'avère utile pour tester les performances des résultats expérimentaux. Une étude comparative a été menée entre les prédictions obtenues à partir des différents règlements (ACI, AFGC, BAEL et EU2) et les résultats expérimentaux concernant la résistance au moment de flexion et à l'effort tranchant pour les poutres sollicitées en flexion 4-points renforcées et non renforcées.

Plusieurs approches ont été utilisées pour le calcul du moment résistant ultime ainsi que l'estimation à l'effort tranchant à partir des modèles analytiques des investigations théoriques pour prédire la charge à la rupture dans le but de faire une comparaison des résultats expérimentaux et de justifier la validité de la méthode analytique.

III.4.1. Comparaison entre les valeurs théoriques et expérimentales en flexion avant et après renforcement selon les codes de calcul

Avec les méthodes de calcul recommandées par l'EUROCODE 2, le BAEL et l'ACI (voir §I.7.1), le calcul du moment fléchissant ultime (M_u) des poutres en béton armé a été effectué afin d'estimer la valeur maximale attendue de la résistance de chaque poutre lors des essais. Ce procédé est déterminant pour la conception des poutres et pour la vérification de la rupture théorique attendue des poutres.

La prévision de la contribution des armatures est estimée d'une façon identique par les méthodes expliquées dans la section I.7.1, l'EC2 et le BAEL 91 dans le cas où les armatures transversales sont positionnées verticalement.

Par contre, les formules concernant la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant sont différentes : dans le BAEL 91 et l'ACI 318-89. La contribution des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant n'est pas prise en compte ce qui est le cas pour l'EC2 (paramètre ρ_l).

III.4.1.1. Calcul de la résistance due au moment d'une poutre en BA

➤ Poutre non renforcée

$$M_{BAEL} = bxyf_{bu}xz \quad (3.1)$$

$$= 100 \times 37,1 \times 15,86 \times 0,9 \times 165 = 8,73 \text{ kNm}$$

$$f_{bu} = 0,85 \times 28 / 1,5 = 15,86 \text{ MPa}$$

$$z = 0,9d$$

$$P \text{ (flexion 4-points)} = 6xM/l = 84,5 \text{ kN}$$

$$P_{\text{exp}} = 86,7 \text{ kN}$$

➤ **Poutre renforcée**

$$Y = 41,4 \text{ mm}$$

$$P \text{ (flexion 4-points)} = 6xM/l = 94,3 \text{ kN}$$

$$P_{\text{exp}} = 96,8 \text{ kN}$$

Le Tableau III. 5 illustre les valeurs des efforts dus aux moments de résistance ultime (M_u) déterminées à partir des cinq codes cités dans le paragraphe I.7.1

Tableau III. 5 : Charges maximales dues au moment.

Efforts dus aux moments de flexion (4-points)							
Effort de rupture	ISIS	AFGC	FIB	BAEL	EC2	Moy	Exp
P	89,6	83,9	81,2	84,5	86,4	85,1	87,6
Pr	96,8	89,8	93,1	94,3	95,6	93,9	96,8

La résistance ultime moyenne de la poutre de contrôle atteinte lors des essais est de 87,6 kN. Cette valeur correspond à peu près à celle estimée par un calcul type réglementaire (EC2) qui est 86,4 kN. Cependant, les efforts de rupture obtenus expérimentalement et analytiquement sont respectivement 96,8 et 93,9 kN pour la poutre renforcée à l'aide du composite TFV1 et leurs écarts correspondants respectives sont égaux à 2,5 et 2,9 kN pour la poutre de contrôle et celle qui est renforcée par le composite.

III.4.1.2. Calcul de la résistance ultime au cisaillement des poutres profondes

Les contributions du béton et celle des armatures, sont estimées d'après les différentes méthodes de type réglementaire, EC2, BAEL91 et ACI. D'après le "truss model" (§I.7.2), la résistance ultime à l'effort tranchant d'une poutre renforcée est la somme des contributions du béton, des armatures (les cadres et des armatures tendues) et des bandes de composite latéral.

Résistance apportée par le béton et les armatures

Les méthodes de calcul réglementaires par exemple [EC 2] distinguent les contributions individuelles du béton ($V_{Rd,c}$) et des armatures transversales $V_{Rd,s}$ (étriers, cadres et parfois les armatures tendues) pour déterminer la résistance à l'effort tranchant d'une poutre en béton armé avec des armatures transversales avec l'hypothèse que les matériaux peuvent atteindre leur capacité ultime.

La résistance ultime à l'effort tranchant des éléments renforcés V_{Rd} est de la forme :

$$V_{Ed} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (3.2)$$

V_{Ed} est l'effort tranchant agissant dans la section considérée, résultant des charges extérieures appliquées. Dans le cas de charges réparties, on peut prendre la valeur de V_{Ed} à une distance d de l'appui (mais les étriers calculés pour cette valeur doivent continuer jusqu'à l'appui).

- ↪ $V_{Rd,c}$ est l'effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant ;
- ↪ $V_{Rd,s}$ est l'effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité ;
- ↪ $V_{Rd,max}$ est la valeur de calcul de l'effort tranchant maximal pouvant être repris par l'élément, avant écrasement des bielles de compression.

Dans les zones où $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ (cas des dalles en général), aucune armature d'effort tranchant n'est requise par le calcul.

Dans le cas des poutres, même si aucune armature d'effort tranchant n'est requise, il convient de prévoir un ferrailage transversal minimal.

↪ **Méthode EUROCODE 2 (EC2)**

Dans l'EC2 [EC2_04], la résistance à l'effort tranchant d'une section avec des armatures transversales donnée par la méthode standard est obtenue à l'aide des équations suivantes :

Contribution du béton :

L'effort est équilibré par les bielles.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b d > (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b d \quad (3.3)$$

avec les valeurs recommandées pour :

$$C_{Rd,c}=0,18/\gamma_c \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad k_1=0,15 \quad \rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d}$$

Le taux de renforcement longitudinal est défini par $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,02$ avec $\sigma_{cp} = 0$ pour la flexion simple, A_{sl} est l'aire de l'armature longitudinale et b_w est la largeur minimale de la section dans la hauteur utile d (Figure III.19).

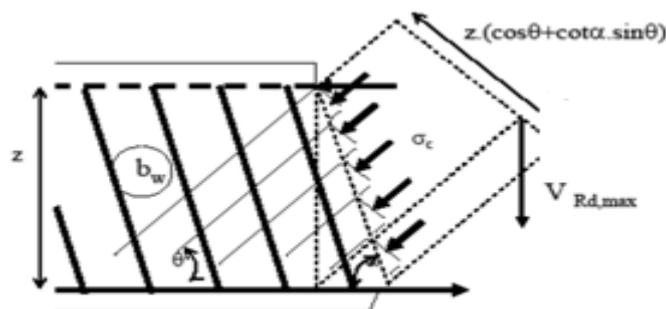


Figure III.19: Contrainte de compression des bielles [TOU-11].

La contrainte moyenne du béton due à l'effort normal est :

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \quad (3.4)$$

où N_{Ed} est l'effort normal dans la section, sous l'action des charges extérieures appliquées (N) et A_c est l'aire totale de la section transversale de béton (mm^2).

$$v_{\min} = 0,035k^{2/3} f_{ck}^{1/2} \quad (3.5)$$

D'où la contribution du béton sera égale à : $V_{Rd,c} = 20324 \text{ kN}$

Contribution des armatures transversales verticales :

L'effort repris par les armatures transversales suite à un calcul d'équilibre illustré dans la Figure III.20.

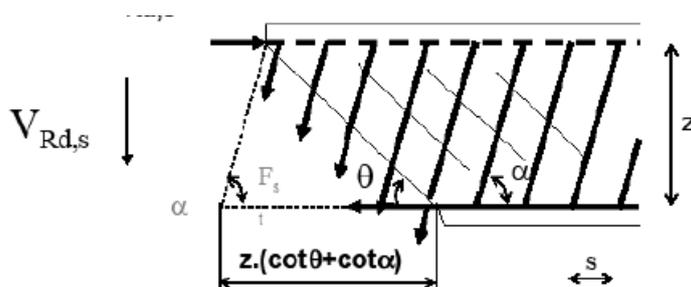


Figure III.20 : Effort repris par les armatures transversales [TOU-11].

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) 0,9d f_{ywd} (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha \quad (3.6)$$

A_{sw} désigne la section d'une armature transversale

$$Z = 0,9d$$

s est la distance entre 2 armatures consécutives ($s = 110 \text{ mm}$)

α_{cw} tient compte de l'état de contrainte dans la membrure comprimée pour les structures non précontraintes $\alpha_{cw} = 1$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 28/1,5 = 18,66 \text{ MPa}$$

$$f_{ywd} = f_{yk}/\gamma_s = 400/1,15 = 347,8 \text{ MPa}$$

θ est l'angle entre la bielle de compression et la fibre moyenne de l'élément, l'EC2 recommande d'encadrer la $\cot\theta$ à : $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$. L'inclinaison d'angle arbitrairement entre 22° et 45° ($\theta = 40^\circ$).

L'effort repris par les armatures sera : $V_{rd,s} = 10492 \text{ kN}$

$$V_{Ed} = V_{rd,c} + V_{rd,s}$$

Donc, la contribution du béton et de l'acier $V_{Ed} = 30877 \times 2 = 61755 \text{ kN}$

Contribution du composite

La contribution du composite latéral à l'effort tranchant calculée par les différentes méthodes présentées dans le paragraphe §I.7.2 notamment AFGC, FIB et ACI, l'effort tranchant résistant est indépendant de la longueur de la poutre. La résistance totale à l'effort

tranchant est la somme des contributions du béton, des armatures et du composite. Le Tableau III.6 montre les valeurs estimées par les 3 méthodes expliquées dans le chapitre précédent. Pour les trois codes, les résultats obtenus par AFGC sous-estiment la contribution du composite comparativement avec ceux obtenus par ACI et FIB.

Tableau III.6 : Contribution du composite.

Efforts du composite					
	ACI (kN)	AFGC	FIB	Moy	Ecart type
Vtotal (kN)	17,7	9,8	16,4	14,5	4,2

Dans le tableau III.7, nous constatons que les parts d'effort tranchant reprises par le béton et les armatures, calculées selon les différentes méthodes, sont peu différentes, avec une valeur moyenne d'environ 61,4 kN et 75,9 kN respectivement pour les poutres non renforcées et renforcées par collage du composite TFV1.

Tableau III.7 Contribution à l'effort tranchant du béton, les armatures et le composite.

Efforts tranchants résistants (flexion 4points),					
	ACI	BAEL	EC2	Moy	Ecart type
Béton Vr _{dc}	14,5	15,6	20,3	16,1	1,9
Armatures Vr _{ds}	19,9	11,3	10,5	13,2	3,7
Vr _d	34,6	26,9	30,8	30,7	2,6
V _f				14,5	
Vtotal (kN)				75,9	

La rupture due à la contrainte principale oblique de la poutre de contrôle était prévue car la résistance ultime estimée par rapport au moment fléchissant (84,7kN) est 38% supérieure à sa résistance ultime estimée par rapport à l'effort tranchant (61,4kN). En plus, le ratio d'élanement de la poutre est égal à ($a/d=1,3$); condition favorable pour la rupture trouvée.

On constate que pour tous les essais de flexion 4-points, les valeurs des charges ultimes dues au moment fléchissant calculées analytiquement sont en bonne concordance à celles mesurées de façon expérimentale comme le montrent les résultats du Tableau III.5. La charge maximale résistante due au moment de flexion (Q_{uM}) en flexion 4points est supérieure à la celle déterminée pour l'effort tranchant (Q_{uET}), Cette divergence confirme le mode de rupture par cisaillement conditionné par la résistance à l'effort tranchant, Toutes les poutres non renforcées et renforcées par le composite, ont toutes montré une rupture dans le mode prévu par cisaillement.

$$L'EC2 \text{ limite la valeur de } V_{Rd,c} < V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b v_l z f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) \quad (3.7)$$

Où $V_{rd,max}$ représente l'effort tranchant maximal équilibré par les bielles

$$\alpha_{cw} = 1$$

v_l est un coefficient de réduction de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant, lorsque la résistance caractéristique en compression du béton est inférieure ou égale à 60MPa.

$$v_l = 0,6 \text{ [EC2_04]},$$

$$Z = 0,9x_d = 148,5 \text{ mm}$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_s = 28/1,5 = 18,66 \text{ MPa}$$

$$D'où \quad V_{Rd,max} = 83130N > V_{Ed} = 61455 \text{ N}$$

La résistance ultime à l'effort tranchant des poutres renforcées V_{Ed} est de l'ordre de 61,4 kN alors que la valeur de calcul de l'effort tranchant maximal $V_{Rd,max}$ est de l'ordre de 83,1 kN pouvant être repris par l'élément, avant écrasement des bielles de compression.

Donc $V_{Ed} < V_{Rd,max}$ ce qui nous conduit à dire que la rupture est due aux armatures transversales (effort tranchant) et non pas par compression des bielles.

Pour assurer une rupture ductile (rupture des étriers avant rupture des bielles de compression), l'EC2 impose de ne pas dépasser un taux maximal d'armatures d'effort tranchant:

$$\text{avec } A_{sw} < A_{sw,max} = 0,5\alpha_c v_l f_{cd} b_w s / f_{ywd} \quad (3.8)$$

s est la distance entre 2 armatures consécutives ($s=110 \text{ mm}$).

f_{ywd} est la limite élastique calculée des armatures transversales.

$$\text{où } A_{sw} = 50 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw,max} = 177 \text{ mm}^2$$

Donc
$$A_{sw} < A_{sw,max}$$

Les résultats des essais précédents nous montrent que la rupture des poutres profondes renforcées est toujours provoquée par l'effort tranchant. Les résultats obtenus théoriquement sont validés par les résultats expérimentaux et confirment le mode de rupture par cisaillement des poutres profondes vu que la rupture est due aux armatures transversales (effort tranchant) et non pas par compression des bielles.

III.5. Réhabilitation en cisaillement des poutres préchargées à 40 et 80% de la charge ultime par la méthode SCR

III.5.1. Comportement global des poutres réparées par TFV1 en forme de torons et TFV2 (bandes)

Les figures III.21 et 22 présentent le comportement charge/déplacement des poutres préchargées à 40% et 80% puis réparées respectivement par le tissu TFV1 sous forme de torons et TFV2 sous forme de bandes. Il est important de noter que la même quantité de fibres de verre (en masse) a été utilisée pour TFV1 et TFV2.

Le comportement global de la poutre préchargée à 40% puis réparée par la technique SCR suit quatre phases, il est donc très différent de celui de la poutre de contrôle. Une première phase élastique quasi linéaire jusqu'à une force de l'ordre de 25 kN, ceci peut être attribué au comportement du béton, suivie par une augmentation très importante de la rigidité (pente), dans la deuxième phase, jusqu'à une valeur de 67 kN, ceci est due à la contribution du composite ayant de très bonnes propriétés en traction. En troisième phase, le tronçon de courbe se caractérise par une baisse de la rigidité qui devient presque équivalente à celle de la première phase. Le composite a contribué efficacement à la résistance aux efforts tranchants qui s'est caractérisée par une chute de la rigidité et la formation d'un palier dans la quatrième phase qui se traduit par l'apparition des fissures verticales de flexion.

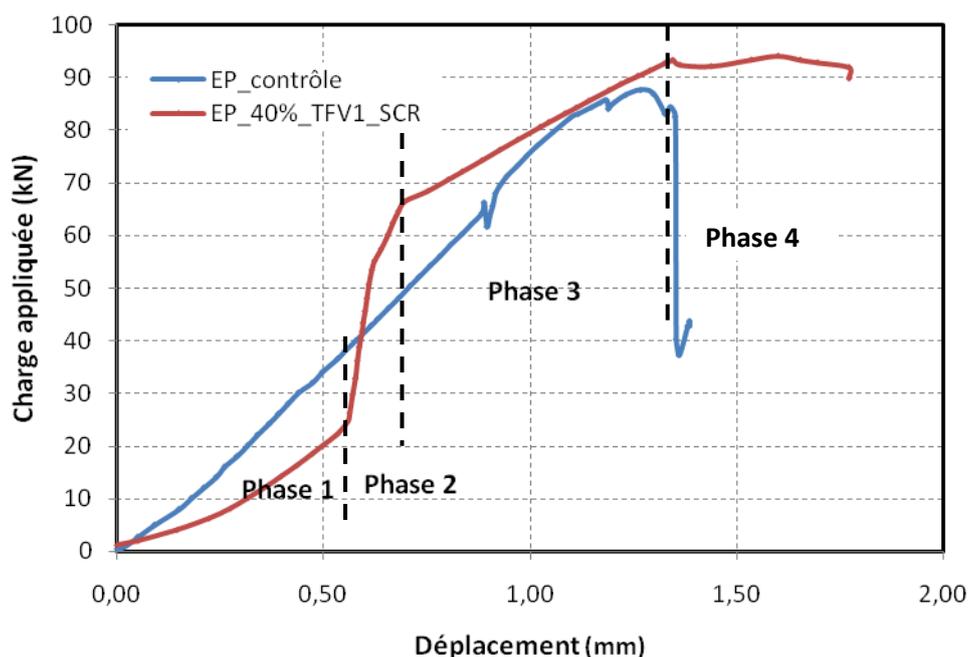


Figure III.21 : Charge/déplacement des poutres préchargées à 40% puis réparées par TFV1.

L'analyse des résultats de la poutre préchargée à 40 % de la charge ultime puis réparée par cette nouvelle technique SCR (bandage dans la zone fissurée) en utilisant le composite TFV1 sous forme de torons a permis une augmentation de la capacité de charge de 7,3% et un comportement plus ductile avec une augmentation du déplacement de l'ordre de 26% comparativement à la poutre de contrôle (Figure III.21).

Les résultats de la poutre préchargée à 80 % de la charge ultime puis réparée par la technique SCR à l'aide du tissu TFV2, ont montré un comportement global similaire à la poutre de contrôle seulement en deuxième phase la pente est moins faible que celle-ci. En troisième phase, la pente a augmenté et devenue similaire à cette dernière qui lui a assuré une ductilité plus grande. La réparation a montré une augmentation de la capacité de charge et du déplacement respectivement de 7,3 et 15%. Cependant, les ductilités en déplacement sont 1,09 et 0,78 respectivement pour la poutre de contrôle et la poutre préchargée à 80 % puis réparée par SCR, et donc un comportement moins ductile du au fait que l'essai ne s'est pas produit normalement suite au décollement du béton d'enrobage (Figure III.22).

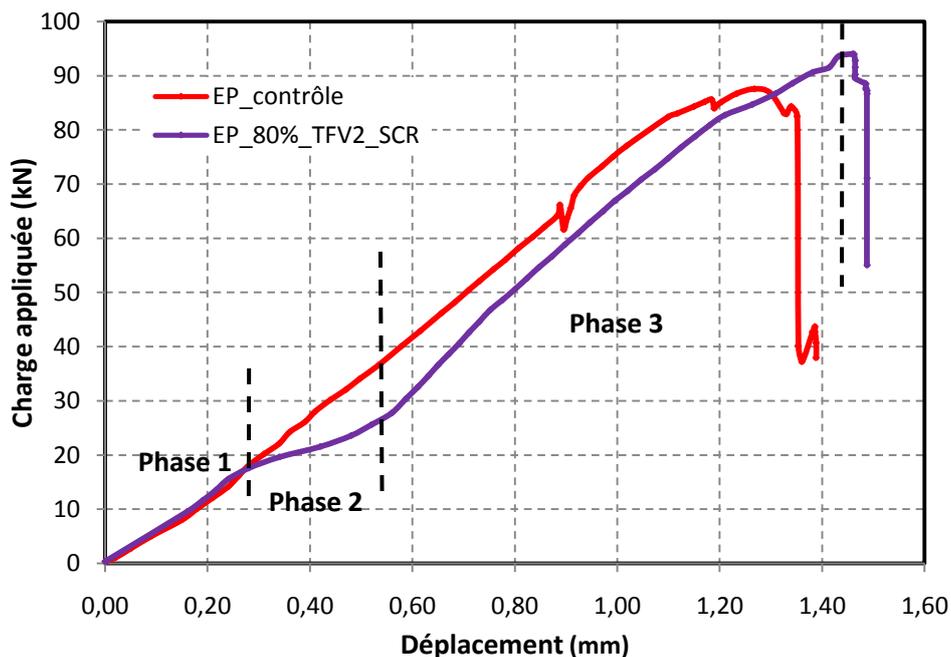


Figure III.22 : Charge/déplacement des poutres préchargées à 80% puis réparées par TFV2.

III.5.2 Comportement charge/déformation des poutres réparées par TFV1 et TFV2

Il n'y a pas eu de résultats des déformations pour les poutres réparées par TFV1 (torons) et TFV2 en forme de bandes après être préchargées à 40% ou 80%. L'instrumentation qui a bien fonctionné pendant la première phase concernant la réparation des poutres préchargées à 40% ou 80% à l'aide du composite TFV1 en forme de U comme le montre les Figures III.10 et 11, a saisi fidèlement les réponses des poutres lors des essais. Par contre, les lectures données par les jauges des déformations ne sont pas représentatives pendant la deuxième phase. En outre, les mesures des déformations, des tests sur les poutres réparées par SCR à l'aide des tissus TFV1 et TFV2 sont toutefois nécessaires pour mener à bien un vaste programme d'études sur la réparation en cisaillement des poutres (BA).

Les résultats obtenus des essais ne sont donc pas très concluants, cela est dû peut-être à la vitesse de chargement qui était très grande, cela a produit un endommagement brusque, ce qui a empêché l'essai de se produire normalement. Par conséquent, nous n'étudierons que les données servant à la comparaison des gains en résistance et en déplacements entre les poutres réparées par composites en forme de U avec celles réparées par la technique SCR par rapport à la poutre de contrôle.

III.5.3. Modes de rupture

III.5.3.1. Poutres préchargées à 40%, réparées par des torons en TFV1

Les Figures III.23a et b montrent en premier la poutre de contrôle et celle préchargée à 40% de la charge ultime, montrant deux fissures en forme diagonale liant l'appui de support avec celui du chargement. Des trous au blanc ont été effectués, de part et d'autre, à l'aide d'une perceuse (Figures III 23c), ensuite une réparation à l'aide du mortier (Figures III 23d). Une fois que le mortier a été durci, la poutre est réparée à l'aide du composite (TFV1) sous forme de torons insérés dans les quatre trous (Figures III 23e).

Le mode de rupture de la poutre ainsi réparée, testée en flexion 4-points, est la flexion (Fig. III.22f). Aucun signe de décollement du composite ni apparition de fissures diagonales dues à l'effort tranchant, même mineur, ne sont cependant décelés pour la poutre. Aucune fissure de cisaillement n'a pu être constatée durant l'essai. Ceci traduit la fiabilité de la méthode SCR, ainsi que l'objectif souhaité a été atteint. Par conséquent, changement du mode de rupture brutal par cisaillement, dû à l'effort tranchant, par une rupture ductile par flexion et ceci en lui conférant une plus grande ductilité par rapport à la poutre de contrôle.

III.5.3.2. Poutres préchargées 80%, réparées par des bandes en TFV2

Les figures III.24a et b montrent en premier la poutre préchargée à 80% de sa charge ultime, la réparation à l'aide du mortier et de la résine et ensuite la poutre réparée par le composite TFV2 sous forme de bandes (Figure III.24c).

La rupture de la poutre est survenue suite au décollement du béton d'enrobage au niveau de l'appui du côté de l'ancienne fissure du au préchargement (Figure III.24d). La réparation a entraîné une capacité de cisaillement légèrement plus grande ainsi que des retards ont atténué le décollement du béton au niveau des appuis. Cette réparation n'a pas amélioré le mode de rupture du au fait que l'enrobage du béton est un mode de rupture indésirable car il se produit avant que le composite atteigne sa pleine capacité [KER-12].

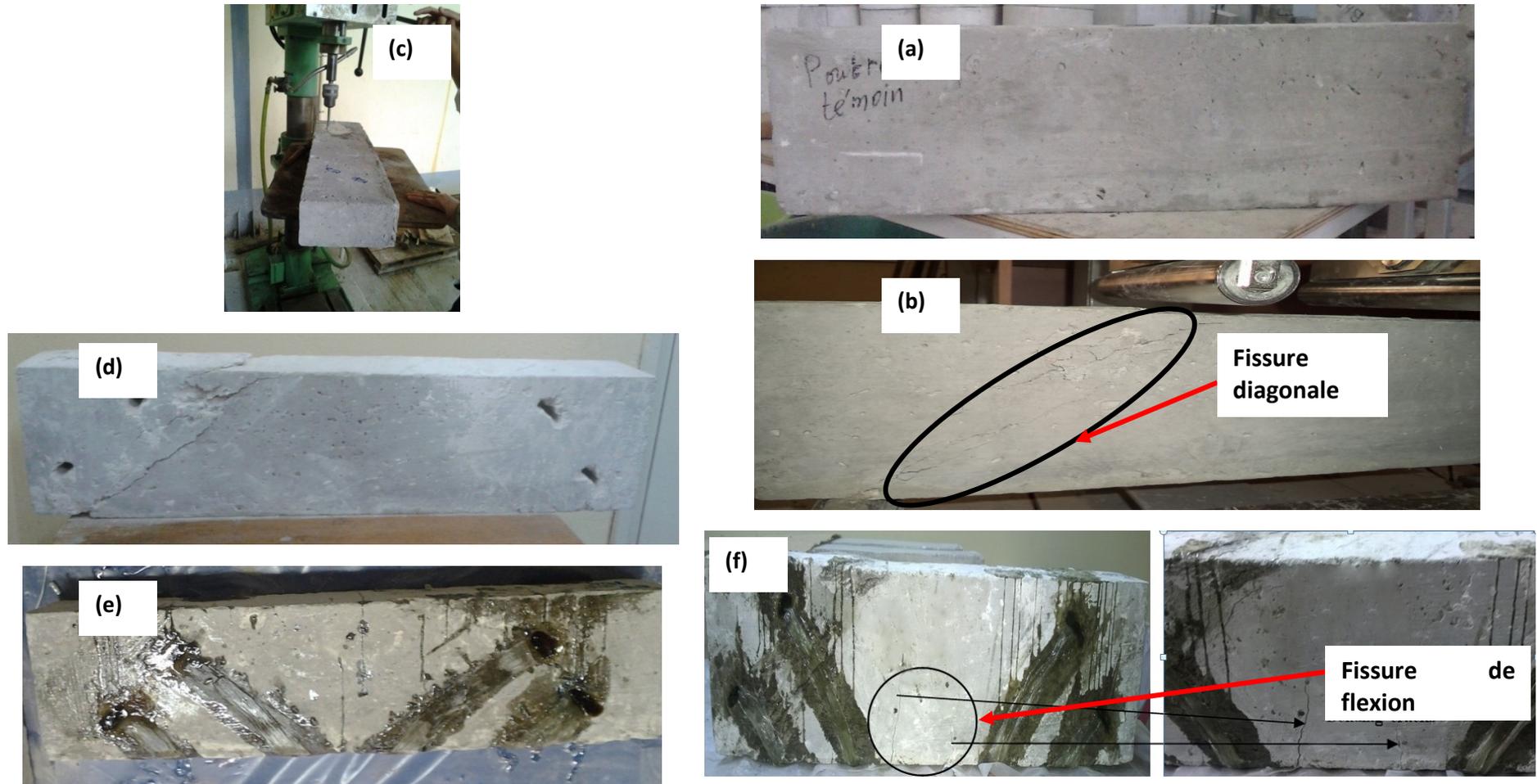


Figure III.23: Poutre préchargée à 40% de la charge ultime puis réparée (SCR) à l'aide du TFV1 :

(a) Poutre saine (b) Préchargement à 40% (c) Perçage (d) Réparation par le mortier (e) Réparation par le composite (SCR) (f) Mode de rupture.

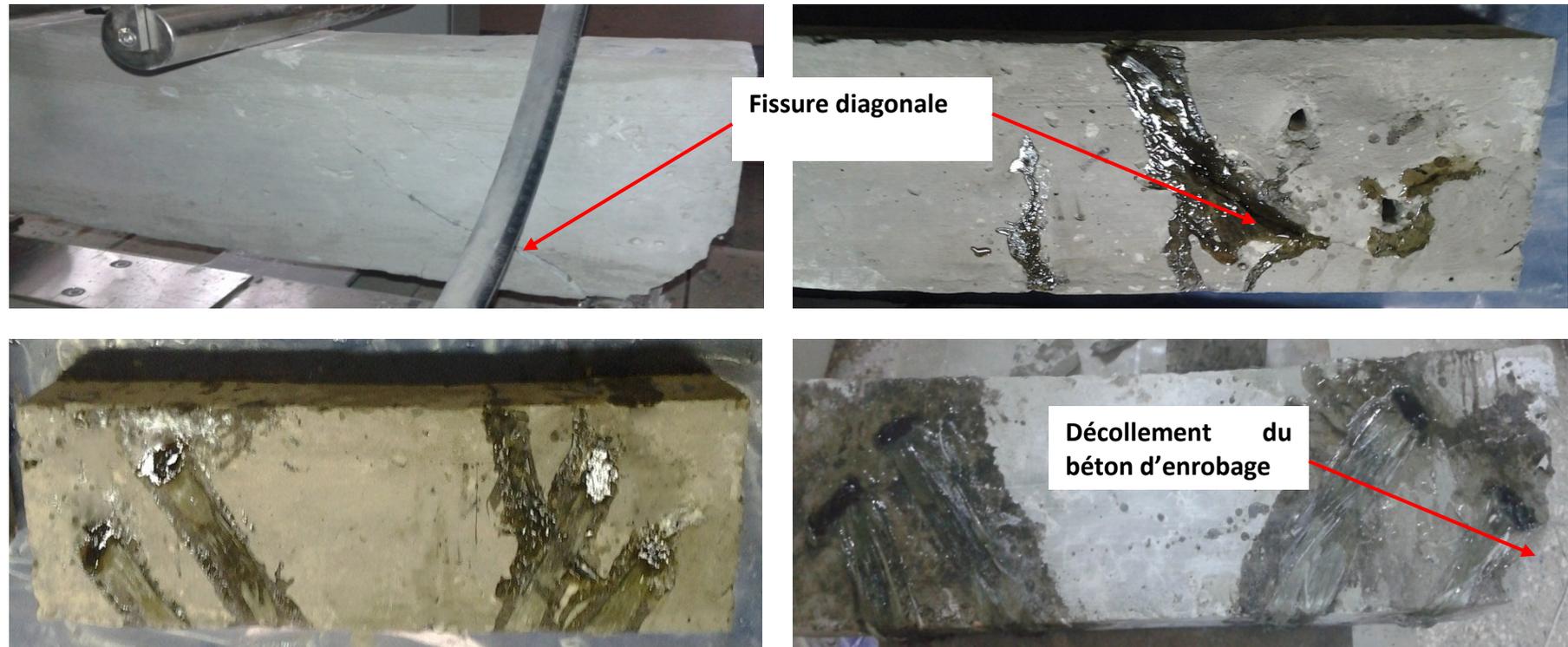


Figure III.24 : Poutre préchargée à 80% puis réparée à l'aide deTFV2 (SCR):

(a) Préchargement à 80% **(b)** Réparation à l'aide du mortier et de la résine **(c)** Réparation par le composite (SCR) **(d)** Mode de rupture.

III.6. Comparaison des deux techniques utilisées pour la réparation des poutres

Les résultats expérimentaux des poutres réparées par les deux types de configurations notamment en forme de U et la technique SCR, sont comparés avec ceux de la poutre de contrôle pour juger de l'efficacité de la méthode de réparation pour les poutres profondes. Les poutres réparées par le tissu TFV1 en forme de U ont fourni un comportement plus rigide comparé avec celles réparées par le tissu TFV1 et TFV2 par la technique SCR sous forme de torons ou bandes (III.25 et 26).

Des gains similaires en résistance au cisaillement de l'ordre de 7,3% ont été obtenus grâce à l'ajout du tissu sous forme de torons TFV1 et des bandes TFV2 par la méthode SCR respectivement pour les poutres préchargées à 40 et 80% de leur charge ultime. Par contre, des réductions en charge pour les poutres préchargées à 40% sont de l'ordre de 15,1% et 19,2% respectivement pour deux et trois plis et 9,4% et 13,0% pour celles préchargées à 80% (Figure III.25 et III.26).

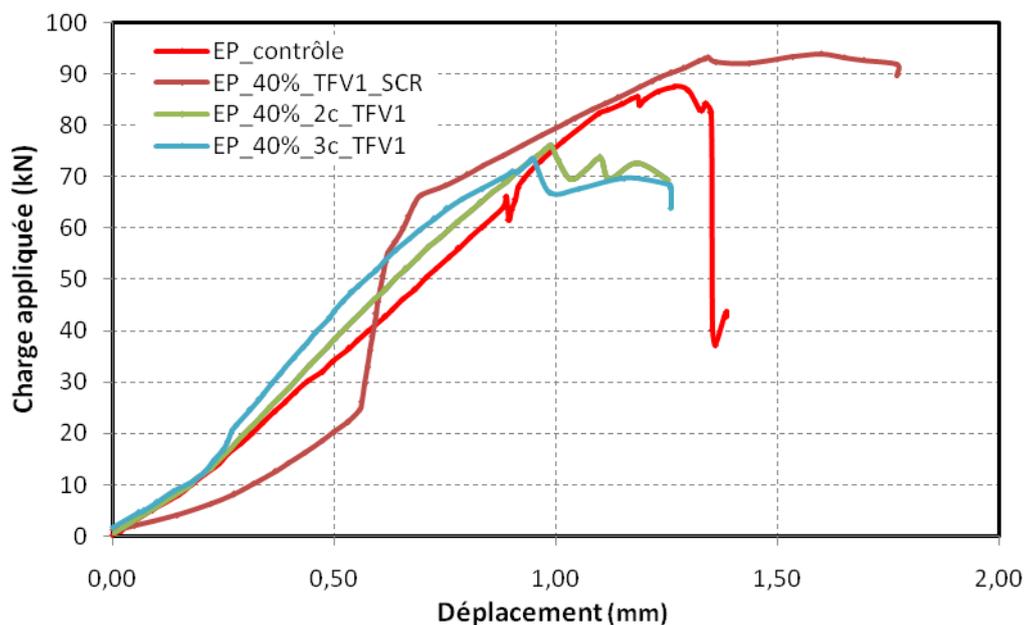


Figure III.25 : Charge/déplacement des poutres préchargées à 40% puis réparées par collage du TFV1 en forme de U et par TFV2 en utilisant la technique SCR.

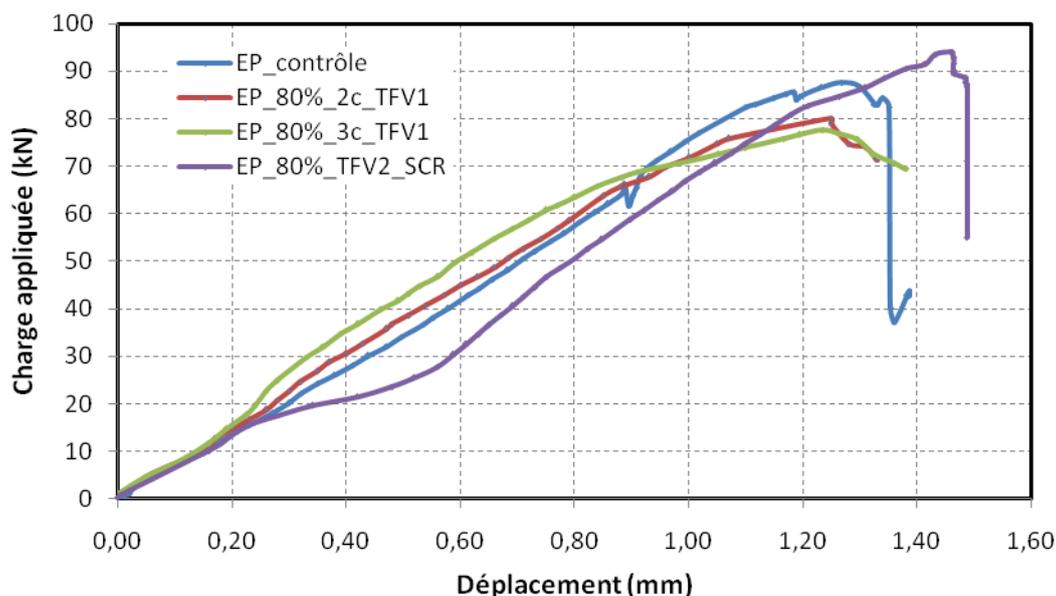


Figure III.26 : Charge/déplacement des poutres préchargées à 80% puis réparées par collage du TFV1 en forme de U et par TFV2 en utilisant la technique SCR.

A titre de comparaison le tableau III.8 regroupe les charges atteintes à la rupture des deux types de réparation, quantité du composite utilisé, le gain ou perte de la charge ultime et un résumé du type de rupture finale pour chaque poutre.

Les poutres réhabilitées avec du composite en forme de U par deux et trois plis utilisent respectivement +74 et +143% de composites par rapport à la nouvelle méthode de réparation SCR. Le bilan des tests est donc très positif avec des augmentations similaires de l'ordre de 7,3% pour la charge ultime et 26,0% et 15,0% en déplacement et ceci respectivement pour les poutres préchargées à 40% et 80% des poutres réhabilitées par la méthode SCR par rapport à la poutre de contrôle. Cependant, les poutres préchargées à 40% et 80% puis réparées par deux plis en forme de U ont donné des réductions respectives de l'ordre 15,1% et 9,4% pour la charge ultime et de 28,0 et 1,6% pour les déplacements. En l'occurrence, pour les poutres réparées par trois plis, les réductions sont encore plus importantes de l'ordre de 19,2% et 12,9% en charge et 33,7% et 2,4% en déplacement.

Tableau III.8 : Gain/perte en charge, déplacement et les modes de rupture des poutres préchargées à 40 et 80%.

Types de poutres	(U/SCR)*	Charge ultime (kN)	Gain/Perte en charge ultime (%)	Déplacement (mm)	Gain /Perte en déplacement (%)	Mode de rupture
EP_contrôle	----	87,6	----	1,27	----	Cisaillement
EP_40%_2c_TFV1	1,74	76,2	-15,1	0,99	-28,0	Cisaillement+Décollement
EP_40%_3c_TFV1	2,43	73,5	-19,2	0,95	-33,7	Décollement+Ecrasement du béton
EP_40%_TFV1_SCR	1	94,0	+7,3	1,60	+26,0	Flexion
EP_80%_2c_TFV1	1,74	80,1	-9,4	1,25	-1,6	Cisaillement+Décollement
EP_80%_3c_TFV1	2,43	77,6	-12,9	1,24	-2,4	Décollement+Ecrasement du béton
EP_80%_TFV2_SCR	1	94,0	+7,3	1,46	+15,0	Décollement du béton au niveau des appuis

* U/SCR : Ce rapport représente la quantité du composite utilisé lors de la réparation en forme de U/la technique SCR.

Aucun décollement prématuré ou fracture du renfort n'ont été observés pendant les essais de la réparation par la technique SCR, seulement cette méthode de réparation nécessite plus de préparation des poutres avant l'application du composite. En effet, il faut en premier lieu percer quatre trous pour chaque poutre, les nettoyer, réparer à l'aide du mortier, insérer des torons/bandes composites afin de bander les fissures diagonales et enfin remplir les vides des trous par des fibres imprégnées de résine.

III.7. Conclusion

A travers les investigations expérimentales, l'objectif principal de cette recherche était de contribuer au développement et à l'amélioration des connaissances entourant la problématique de l'effort tranchant en utilisant le PRF de verre pour le renforcement ou la réparation des poutres au cisaillement par la méthode SCR proposée. Des matériaux composites sont utilisés pour restaurer et augmenter la capacité portante des poutres à l'effort tranchant. Les principales conclusions sont récapitulées comme suit :

- Des augmentations considérables pour les poutres non armées (BNA) renforcées par collage du composite en forme de U ont été enregistrées de l'ordre de 93% en charge ultime avec une réduction en déplacement de 14%. La rupture de ces poutres BNA s'est produite au milieu similaire à celle de la poutre non renforcée, suivie d'un décollement du composite sans pour autant atteindre la charge ultime de ce dernier ;
- Les poutres en béton armé (BA) de type profond sollicitées en flexion 4-points se rompent par cisaillement ;
- La réparation/renforcement des poutres BA par un ou deux plis de matériau composite, TFV1 en forme de U, conduit à la rupture par cisaillement suivi par un décollement du composite comme celui déjà observé dans le cas de la poutre de contrôle. De plus, la présence du renforcement, par le composite en forme de U, entraîne le retardement du décollement du composite qui ne se produit qu'après la rupture par compression du béton avec la présence de multi fissures dont leurs développements entraîne ce dernier ;
- Le renforcement des BA par un pli TFV1 en forme de U a permis une augmentation de la charge ultime de l'ordre de 10,5%, alors que celui par deux et trois plis a entraîné des diminutions respectives de 12,5% et 27,6% ;
- La réparation des poutres BA préchargées à 40% par le composite TFV1 en forme de U à l'aide de deux et trois plis a montré des réductions en charge ultime respectivement de l'ordre de 15,1% et 19,2%, et de 9,4% et 12,9% pour un

préchargement de 80%. Néanmoins, ce type de réparation a modifié le mode de rupture du cisaillement à une rupture par écrasement du béton de compression pour les poutres réparées par trois plis ;

- Les poutres BA préchargées à 40% et 80% puis réparées par deux plis ont conduit à des augmentations considérables des déformations respectives de l'ordre de 481% et 421%, alors que celles réparées par trois plis les augmentations respectives sont beaucoup plus faibles de l'ordre de 3% et 90% ;
- La poutre réparée par la nouvelle méthode SCR, proposée dans ce travail, utilise 74% à 143% moins de composites par rapport celle réparée par TFV1 en forme de U. La technique SCR permet un bandage de la fissure diagonale conduisant ainsi à des augmentations de la capacité de la charge ultime et du déplacement par rapport à la poutre de contrôle en BA. En effet, les gains obtenus en charge ultime et en déplacement respectivement sont de l'ordre de 7,3 % et 26% pour un préchargement de 40%, et celles préchargées à 80 % sont égales à 7,3% et 15,0% respectivement.

Afin d'illustrer les essais et compléter des informations obtenues expérimentalement, par exemple, les évolutions des contraintes dans les armatures tendues au niveau de fissures et le composite, des études basées sur des méthodes par éléments finis sont également présentées dans le chapitre suivant (Chapitre IV).

4ème Chapitre

Modélisation numérique

Chapitre 4

Modélisation numérique

IV.1. Introduction

En appui de la campagne expérimentale, une large étude numérique a été mise en œuvre afin d'illustrer les essais et compléter les informations obtenues expérimentalement en vue de proposer des solutions pertinentes, novatrices et moins coûteuses tout en économisant du temps. Diverses simulations, basées sur des hypothèses de modélisation différentes, réalisées seront présentées dans ce chapitre. L'objectif est de renforcer les apports de l'expérience dans l'analyse par la méthode des éléments finis des configurations étudiées au chapitre III afin d'en tirer des informations inaccessibles par l'expérimentation, notamment l'évolution de la distribution des contraintes au niveau du béton, composite et armatures.

Ce chapitre présente les types d'éléments utilisés dans les modèles, la géométrie des modèles, les paramètres pour les différents matériaux sont aussi examinés, le chargement et les conditions aux limites sont discutés. Une comparaison des charges ultimes et des déplacements obtenues expérimentalement et numériquement a été aussi discutée pour les différents modèles élaborés à savoir l'influence de la direction des fibres (différentes orientations), nombre de plis du tissu TFV1 et la prévision des modes de fissuration dans les poutres profondes en béton armé dont le but est de s'assurer à ce que les éléments, les propriétés des matériaux, les constantes réelles et les critères de convergence sont adéquats.

IV.2. Modélisation numérique des poutres

Après la modélisation de la poutre (BNA) et celle en (BA) sans renforcement par le composite en première partie, on s'intéressera dans la seconde partie au renforcement de la poutre (BNAR) et ensuite à la poutre (BAR) par le matériau composite en fibres de verre. Les comparaisons destinées à valider les modèles seront effectuées à un niveau global (courbe charge/déplacement) et ensuite, une analyse des contraintes dans les différents matériaux serait possible ainsi l'évolution de la fissuration sera suivie. De plus, le comportement charge/déplacement est comparé avec les différents systèmes de renforcement en variant l'orientation des fibres. Les résultats obtenus par le modèle d'éléments finis numérique pour toutes les poutres sont comparés avec les résultats expérimentaux décrits dans le chapitre III.

Les simulations que nous allons conduire vont mettre en évidence l'apport du renfort par matériaux composites sur des poutres profondes ($a/d < 2$). Pour notre étude nous avons considéré neuf modèles réparties en deux volets, le premier volet concerne deux modèles des poutres BNA et puis renforcées à l'aide du composite collées sur la surface externe en forme de U suivant l'orientation (0/90). Le deuxième volet comporte sept modèles de poutres armées et puis renforcées, le premier modèle est celui de la poutre de contrôle BA, les quatre autres modèles concernent les poutres renforcées à l'aide du composite collées sur la surface externe en forme de U dont les fibres de verre sont orientées d'un angle α de : 0, 20, 30, 45 degrés par rapport à l'horizontale afin de voir l'influence de l'orientation de ces fibres sur le comportement. Les deux derniers modèles concernent les poutres renforcées par deux et trois plis.

Les investigations d'analyse numérique ont été réalisées en utilisant le programme ANSYS version 14.5. Ce logiciel est un ensemble de programmes de simulation d'ingénierie puissant, basé sur la méthode des éléments finis, qui peut résoudre des problèmes allant de linéaire relativement simple à l'analyse des simulations non linéaires les plus difficiles.

La méthode de modélisation par des éléments finis (MEF) a été développée pour simuler le comportement des poutres grâce à une réponse non linéaire et jusqu'à la rupture. Une approche de fissuration du béton étalée (smeared) a été introduite, qui se produit lorsque la contrainte de traction principale est supérieure à la résistance à la traction du béton. Afin d'étudier le comportement global et aussi la répartition des contraintes (flexion, cisaillement) des poutres profondes ayant un rapport ($a/d=1.3$) et la fissuration, il est nécessaire de connaître les différents paramètres qui sont importants dans la réponse des poutres profondes, sollicitées en flexion 4-points renforcées en cisaillement.

IV.3. Types d'éléments

IV.3.1. Béton armé

Un élément solide à huit nœuds, **Solid65**, a été utilisé pour modéliser le béton. C'est un élément solide à huit nœuds ayant trois degrés de liberté dans chaque nœud et des translations dans les nœuds x, y et z. L'élément est susceptible d'une déformation plastique, une fissuration dans trois directions orthogonales et l'écrasement. La géométrie et les emplacements des nœuds pour ce type d'élément sont présentés dans la Figure IV.1.

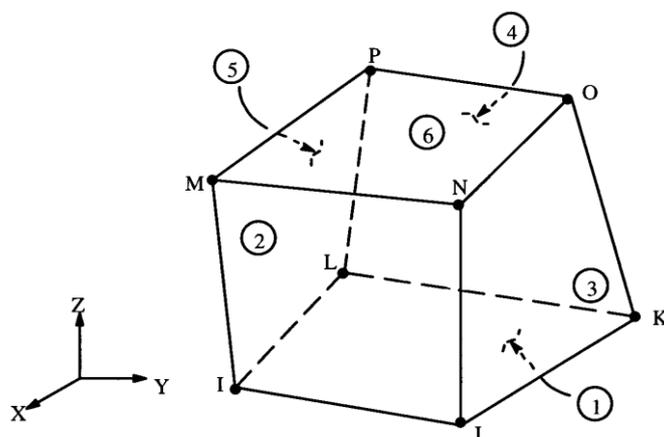


Figure IV.1: Élément **Solid65**-3D du béton [ANS-14.5].

Un élément **Link8** a été utilisé pour modéliser les armatures d'acier [MUS-17], ou deux nœuds sont nécessaires pour cet élément. Chaque nœud a trois degrés de liberté, translations dans les nœuds x, y et z. L'élément est également capable d'une déformation plastique. La géométrie et les emplacements des nœuds pour ce type d'élément sont présentés dans la figure IV.2.

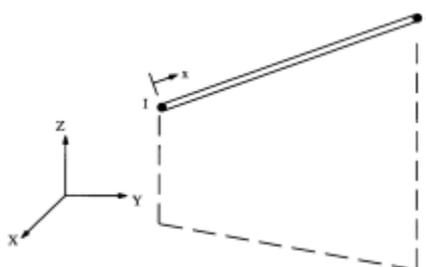


Figure IV.2: Élément **Link8** 3D barre [ANS-14.5].

IV.3.2. FRP Composites

Le choix d'un élément fini stratifié permet la modélisation du renforcement composite multicouche, *Shell41* a été utilisé pour modéliser les solides en couches épaisses ayant des propriétés de matériau orthotropes tels que PRFV. La géométrie et les emplacements des nœuds pour ce type d'élément et la configuration du composite de PRF sont présentés dans la Figure IV.3. Cet élément permet jusqu'à 100 plis (ou couche) de matériaux différents avec des orientations différentes et des propriétés orthotropes dans chaque couche. Il a trois degrés de liberté dans chaque nœud et les translations nodaux x , y , et z . Pour simuler la liaison parfaite des plis de PRFV avec du béton, les nœuds d'éléments *Shell41* ont été connectés aux nœuds d'éléments *Solid65* à l'interface de telle sorte que les deux matériaux partagent les mêmes nœuds.

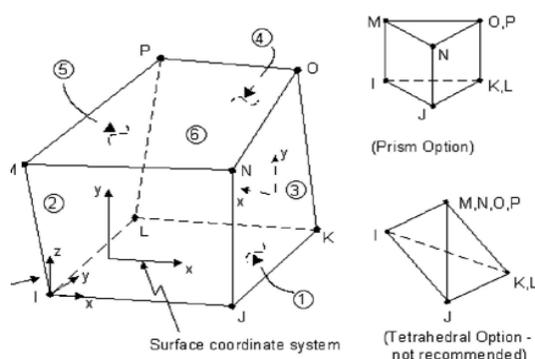


Figure IV.3: Elément *Shell41* 3D structure solide [ANS-14.5].

IV.3.3. Plaques d'acier

Un élément solide huit nœuds, *Solid45*, a été utilisé pour les plaques d'acier au niveau des appuis inférieurs dans les modèles. L'élément est défini avec huit nœuds ayant trois degrés de liberté. La géométrie et les emplacements des nœuds pour ce type d'élément sont présentés dans la Figure IV.4.

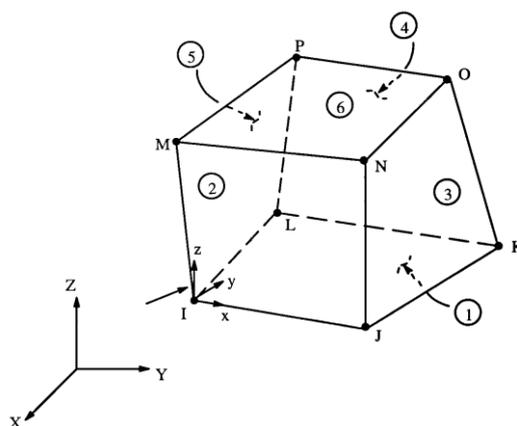


Figure IV.4: Élément **Solid45** 3D structure solide. [ANS-14.5].

IV.4. Propriétés des matériaux

Les comportements des différents matériaux constitutifs, particulièrement le béton et les aciers, sont considérés comme étant non linéaires. Les modèles utilisés s'inscrivent dans une approche élastoplastique classique du comportement de ces matériaux. Le tissu de renforcement, quant à lui, est supposé conserver un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture. Les caractéristiques mécaniques (résistances, modules, ...) des matériaux déterminées expérimentalement sont utilisées pour alimenter les paramètres des modèles.

IV.4.1. Béton

Le développement d'un modèle pour le comportement du béton est une tâche difficile car c'est un matériau quasi-fragile qui présente un comportement différent en compression et en traction. La résistance à la traction du béton est typiquement de 8 à 15% de sa résistance à la compression [SHA-95]. La Figure IV.5 montre une courbe contrainte-déformation typique pour le béton [BAN-89].

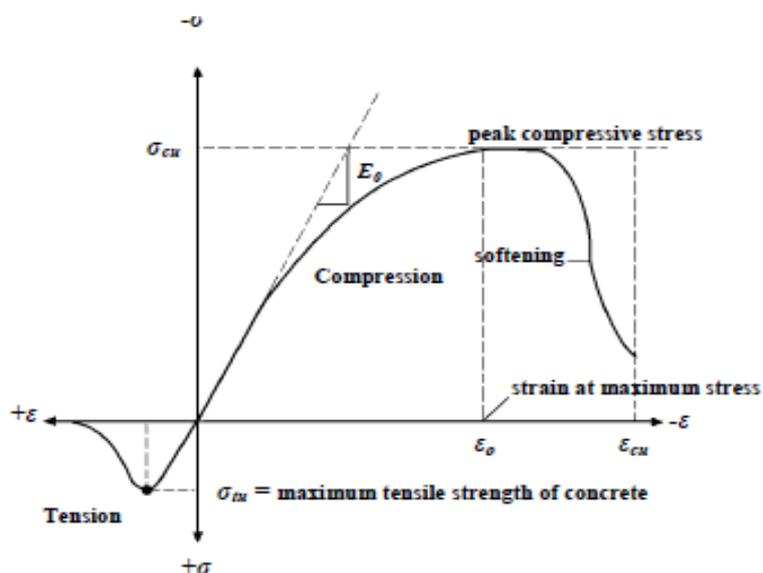


Figure IV.5: Contrainte/déformation du béton [BAN-89].

En compression, la courbe contrainte/déformation du béton est élastique linéaire jusqu'à environ 30% de la force maximale de compression. Au-dessus de ce point, la contrainte augmente progressivement jusqu'à la contrainte ultime de compression. Après avoir atteint la résistance maximale à la compression σ_{cu} , la courbe descend dans une région de ramollissement, et une rupture éventuellement par écrasement se produit à une déformation ϵ_{cu} de contrainte ultime. En traction, la courbe contrainte/déformation du béton est d'environ élastique linéaire jusqu'à la résistance à la traction maximale, après ce point, les fissures de béton et la résistance diminuent progressivement à zéro [KAC-01].

Données d'entrée pour le béton

Pour le béton, ANSYS nécessite des données d'entrée pour les propriétés des matériaux comme suit:

- ↪ Module d'élasticité (E_c) ;
- ↪ Résistance à la compression uniaxiale (f'_c) ;
- ↪ Résistance ultime à la traction uniaxiale (f_t) ;
- ↪ Coefficient de Poisson (ν).

Les résistances du béton en compression, en traction et le module d'élasticité longitudinal pour tous les modèles de poutre ont été calculées par les équations (2-1), (2-2) et (2-3), respectivement (voir chapitre II.3).

Le programme ANSYS nécessite la relation contrainte-déformation uni axiale pour le béton en compression. Gere et Timoshenko [GER-97] ont proposé des expressions numériques pour construire la courbe contrainte-déformation à la compression uniaxiale pour le béton utilisées dans cette étude comme suit :

$$f = \frac{E_c \epsilon}{1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^2} \quad (4.1)$$

$$\epsilon_0 = \frac{2f'_c}{E_c} \quad (4.2)$$

$$E_c = \frac{f}{\epsilon} \quad (4.3)$$

où: ϵ désigne la déformation à la contrainte f ;

ϵ_0 est la déformation à la charge ultime de compression f'_c .

Le coefficient de Poisson pour le béton était supposé être 0,2 pour toutes les poutres vu que le rapport de Poisson ν de béton sous contrainte de compression uniaxiale est compris entre environ 0,15 et 0,22 [HU-04].

IV.4.2. Matériaux des armatures et des appuis de support

Les matériaux des armatures de renforcement des poutres en BA et celui des appuis de support choisi est un acier supposé être parfaitement élasto plastique, identique en traction et en compression comme le montre la relation contrainte/déformation (Figure IV.6) dont le coefficient de Poisson est pris égal à 0,3. Les propriétés de l'acier sont les suivants [KER-12]:

- ↳ Module d'élasticité $E_s = 200\ 000$ MPa ;
- ↳ Contrainte à la rupture $f_y = 400$ MPa (haute adhérence) et 235 MPa (ronds lisses) ;
- ↳ Coefficient de Poisson $\nu = 0,3$.

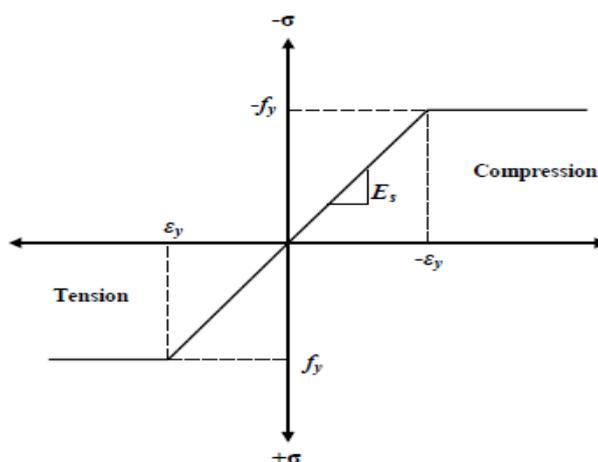


Figure IV.6. Contrainte/déformation de l'acier.

IV.4.3. Composite PRF

Le matériau composite TFV1 utilisé dans cette modélisation est constitué d'un tissu à base de fibres de verre/polyester utilisé dans l'étude expérimentale en raison de sa déformation supérieure à la rupture, faible cout et de sa disponibilité dans le marché Algérien.

Toutes les propriétés et les éléments utilisés des matériaux dans la simulation des éléments *Solid65*, *Shell41* *Solid45* et *Link8* par ANSYS 14.5 sont illustrés dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1. Propriétés des matériaux et éléments utilisés dans la modélisation.

Matériaux	Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson	f_{c28} (MPa)	f_y	Éléments types utilisés
Béton	23000	0,2	28		<i>Solid65</i>
Armatures (HA8)	200000	0,3		400	<i>Link8</i>
Armatures (RL6)	200000	0,3		235	<i>Link8</i>
Appuis de support	200000	0,3		400	<i>Solid45</i>
Composite	$E_x = 21000$	$\nu_{xy} = 0,26$		600	<i>Shell41</i>
	$E_y = 7000$	$\nu_{xz} = 0,26$			
	$E_z = 7000$	$\nu_{yz} = 0,3$			

f_{c28} : la contrainte de compression à 28 jours ;

f_y : la contrainte à la rupture.

IV.5. Modélisation du renforcement

IV.5.1. Armatures

Il existe trois techniques de modélisation par éléments finis des armatures en acier pour l'élément en béton armé (Figure IV.7): le modèle discret, le modèle intégré et le modèle étalé. Le renforcement à l'aide du modèle discret utilise des éléments barres qui sont connectés aux nœuds du maillage du béton. Par conséquent, le béton et les armatures partagent les mêmes nœuds et le béton occupe les mêmes régions que le renforcement. Dans cette étude, le modèle discret a été utilisé pour modéliser le renforcement (Fig. IV.8).

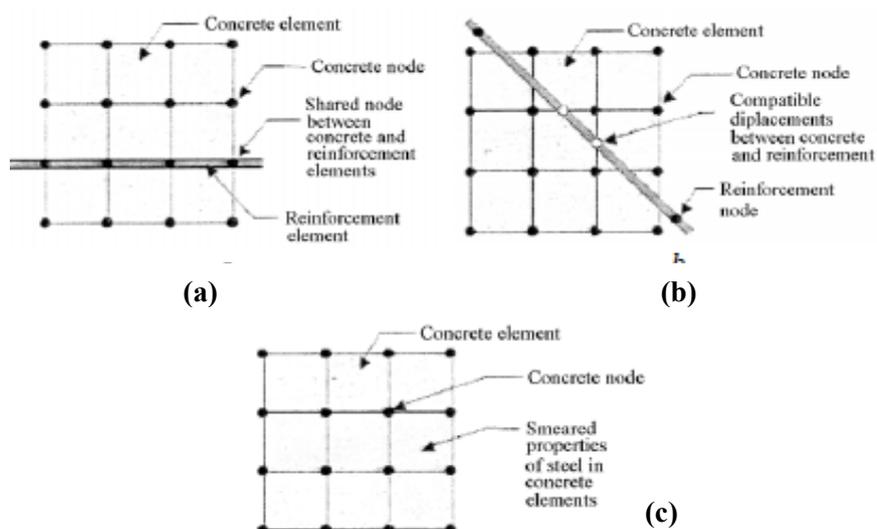


Figure IV.7 : Modèles de renforcement en béton armé: a) discret; b) intégré; c) étalé.

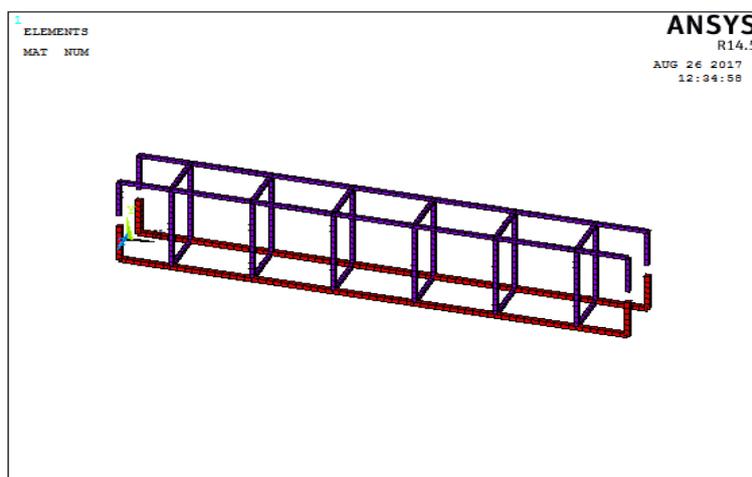


Figure IV.8 : Renforcement des armatures à l'aide des éléments *Link8*.

IV.5.2. Composite FRP

La modélisation du composite est illustrée dans la Figure IV.9 dont l'adhérence entre le composite et le béton est supposée parfaite, la présence de la couche de la colle dans la modélisation n'est pas nécessaire [HOL-01].

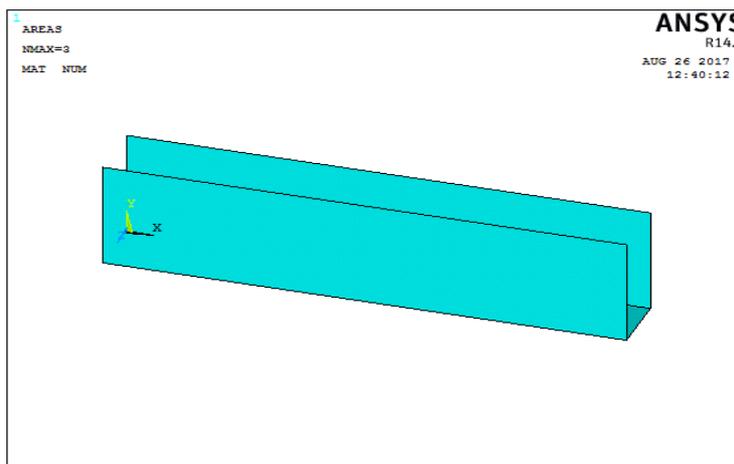


Figure IV.9 : Modélisation du composite élément *Shell41*.

IV.6. La discrétisation

Pour ne pas alourdir les calculs, il a été choisi d'établir un maillage de 1cm sur tous les éléments y compris sur le renfort. Cette unicité a aussi été choisie pour avoir une coïncidence du maillage entre tous les éléments. Le maillage des éléments en béton et des armatures doivent être liés pour permettre une déformation conjointe des matériaux. Dans cette étude, la poutre en béton a donc été maillée avec l'élément rectangulaire $bx \times hx \times l = 10 \times 10 \times 10 \text{ mm}^3$ comme illustré sur la Figure IV.10a.

Le modèle de renforcement des armatures a été maillé en utilisant des éléments de ligne (line), les nœuds de ces éléments partagent les nœuds des éléments solides du béton qui sont ensuite fusionnés afin de partager les mêmes nœuds. Les barres ont été divisées en éléments de 10 mm (Figure IV.10b). La même approche a été adoptée pour le composite TFV1 (Figure IV.10c). Les éléments solides du composite sont reliés aux surfaces des éléments solides du béton comme le montre la Figure IV.10d.

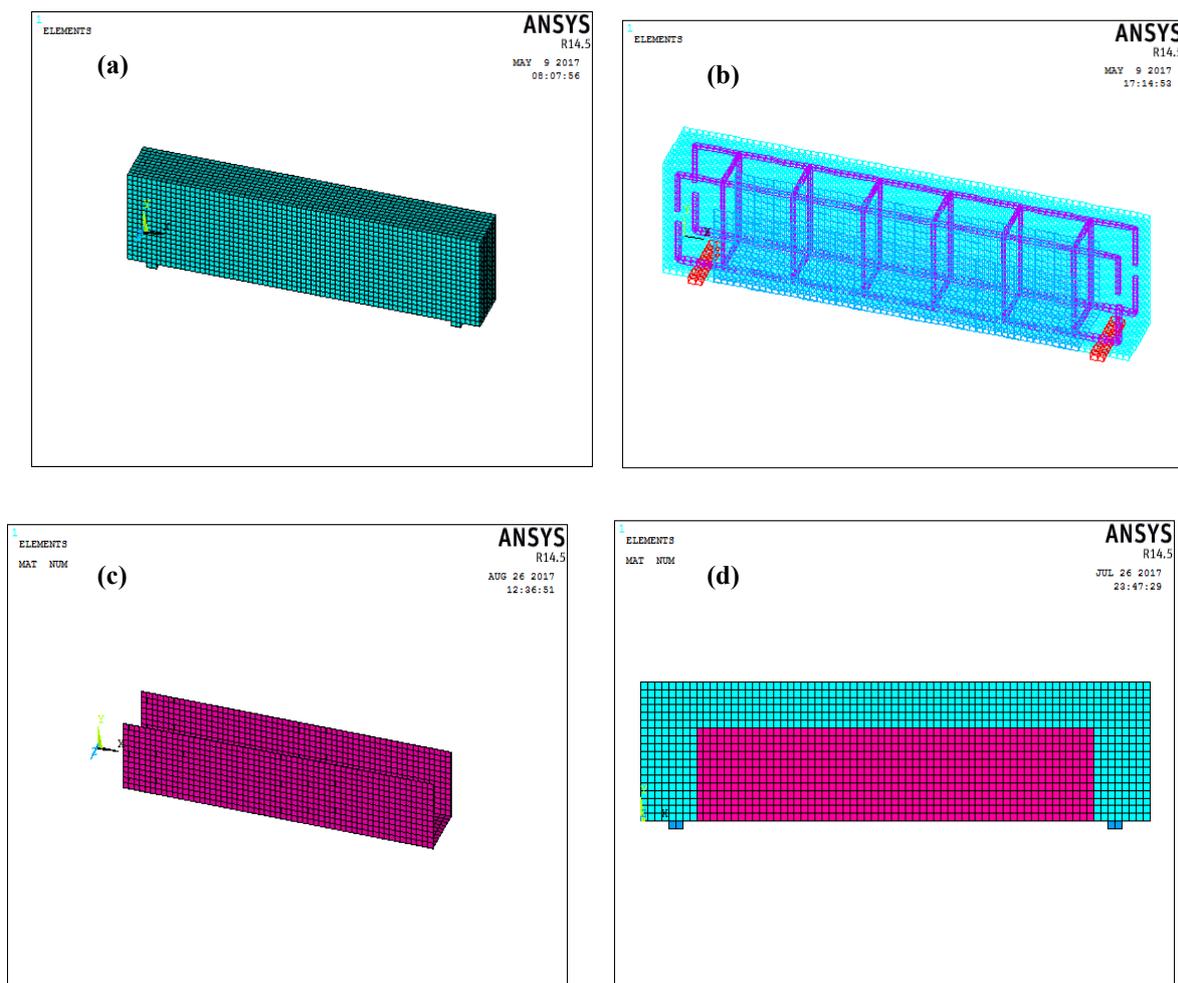


Figure IV.10 Maillage de la poutre de contrôle et celle renforcée :

(a) Poutre de contrôle (b) Poutre renforcée (c) Composite (d) béton et le composite

Le tableau IV.2 récapitule le nombre d'éléments utilisés dans cette modélisation.

Tableau IV.2. Nombre d'éléments utilisés pour les modèles d'éléments finis.

Modèles		Nombre des éléments				Total
		Béton	Renforcement en armatures	Composite PRF	Plaques en acier	
Poutre de contrôle	de	13140	586		40	13766
Poutre renforcée		13140	586	1938	40	15704

IV.7. Conditions de chargement

Les modèles ont été créés pour simuler les poutres testées expérimentalement (voir chapitre 3). Pour veiller à ce que les modèles fonctionnent de la même manière que les poutres expérimentales, des conditions aux limites doivent être appliquées aux points où existent les supports et les charges pour la poutre de contrôle et celles renforcées (Figure IV.11a et b).

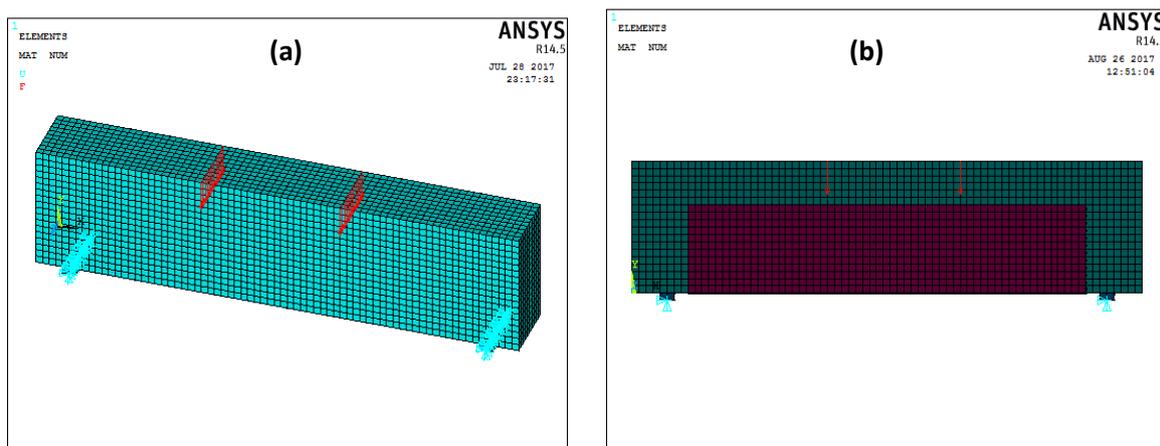


Figure IV.11 : Chargement et conditions aux limites :

(a) Poutre de contrôle (b) Poutre renforcée par un composite en forme de U.

IV.8. Solution non-linéaire et les critères de rupture

Dans cette étude, la charge totale appliquée a été divisée en une série d'incrément de charge (ou étapes) de charge. Les itérations d'équilibre de Newton Raphson fournissent une convergence à la fin de chaque incrément de charge dans les limites de tolérance. Les charges ont été appliquées progressivement avec des incréments de plus petites charges et le calcul est mené jusqu'à la non convergence du processus itératif. Les limites de tolérance de convergence ont été pris par défaut 0,5% pour le contrôle de la force afin d'obtenir la convergence des solutions [MEH-09]. La rupture pour chaque modèle a été identifiée lorsque l'incrément de charge ne converge pas.

IV.9. Résultats et discussions

IV.9.1. Modélisation des poutres (BNA) et (BNAR)

IV.9.1.1. Comportement charge/déplacement

Les comportements globaux des poutres profondes en béton de contrôle sans armatures BNA et puis renforcées par un composite en forme de U (BNAR) sont représentés par les courbes charge/déplacement (Figure IV.12). L'analyse des résultats issue des simulations numériques montre que le comportement des poutres est similaire à celui obtenu expérimentalement. En effet, les charges ultime et déplacements obtenus numériquement pour la poutre BNA sont égaux à 22,5 kN et 0,91 mm et ceux de la poutre BNAR sont respectivement de l'ordre de 42,5 kN et 0,90 mm, ceci est en bon accord avec ceux obtenus expérimentalement respectivement de l'ordre de 20,80 kN et 0,91 mm et 38,70 kN et 0,90 mm voir §III.2.1 (Figure III.2).

Il est important de noter que la poutre renforcée BNAR a montré une amélioration significative de la rigidité et de la charge ultime, soit des augmentations respectives de 53% et 89% (Figure. IV.12), ce qui confirme les résultats obtenus expérimentalement.

Le modèle numérique simule seulement la partie de durcissement, avec une courbe croissante jusqu'au point de la charge ultime. Par contre, les courbes obtenues expérimentalement, une fois que la charge maximale de compression atteinte, la courbe descend dans une région d'adoucissement des contraintes, continue jusqu'au point de rupture totale [ATT-12].

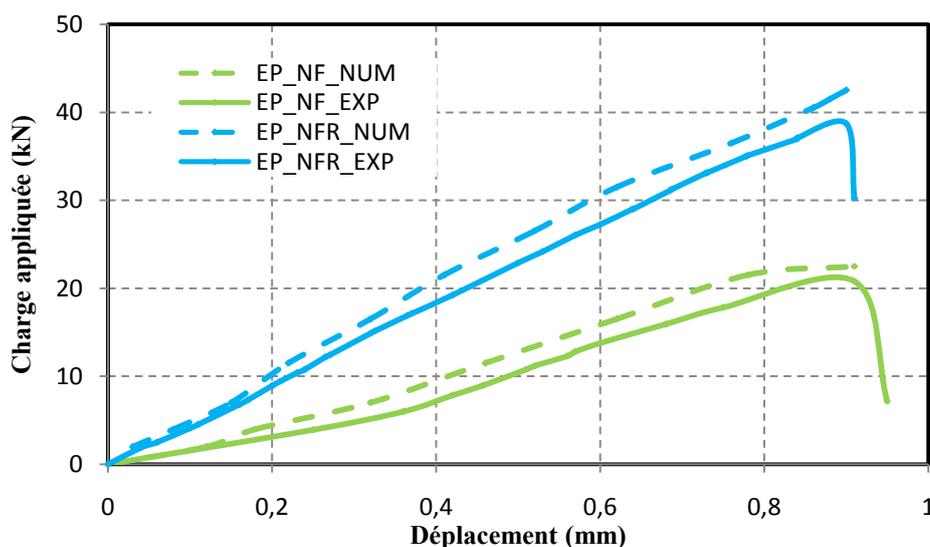


Figure IV. 12: Charge/déplacement de la poutre de contrôle BNA et celle renforcée BNAR.

IV.9.1.2. Répartition des champs des contraintes

La configuration de la contrainte longitudinale σ_x obtenue de la modélisation de la poutre de contrôle BNA montre bien les zones défavorables qui nécessitent un renforcement, ce qui justifie le bon choix de la configuration du composite continue en forme de U. La présence du renforcement en forme de U a contribué à l'amélioration de la contrainte σ_x passant de 4,5 à 16,5 MPa comme le montre la figure IV.13.

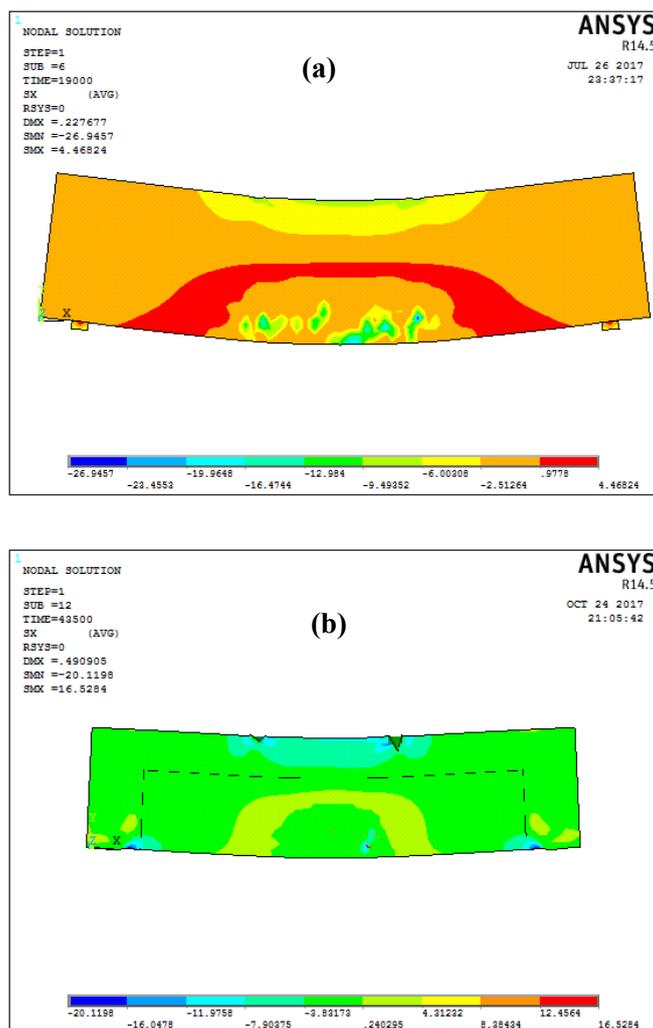


Figure IV.13 : Etat des contraintes de la poutre : **(a)** contrôle BNA **(b)** renforcé BNAR.

IV.9.1.3. Modes de rupture

La rupture a été brutale pour la poutre BNA et aussi celle qui est renforcée BNAR, elle s'est produite au milieu des poutres suite à une insuffisance en traction du béton, ce qui

confirme les résultats des modes de rupture obtenus expérimentalement comme le montre la Figure IV.14.

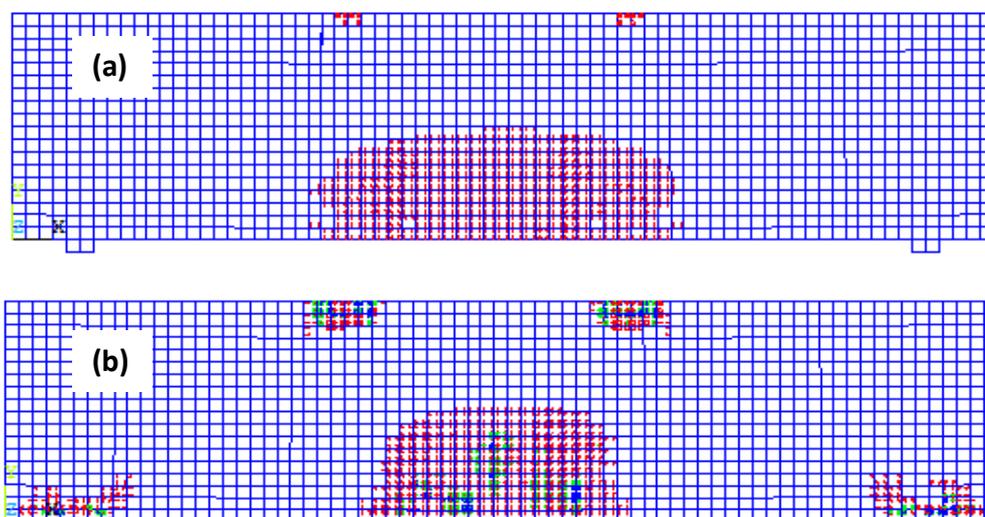


Figure IV.14 : Modes de rupture de la poutre de contrôle BNA.

Les fissures dans les poutres de contrôle sont plus intenses et plus étalées en surface que ceux de la poutre renforcée par collage du composite en forme de U (Figure IV.14a et b). La rupture s'est produite quand la contrainte a atteint la contrainte maximale de traction et évidemment dans la zone où règne le moment de flexion maximale. La présence du composite a réduit considérablement les premières fissurations (fissures rouges). Néanmoins, au niveau des points de chargement des multiples fissures sont enregistrées pour la poutre renforcée BNAR comparativement celle de contrôle BNA.

IV.9.2. Modélisation de la poutre renforcée par collage du composite TFV1 en forme de U

IV.9.2.1. Influence de l'orientation des fibres du composite TFV1

La figure IV.15 montre les résultats obtenus numériquement de la poutre de contrôle et celles renforcées par collage du composite TFV1 en forme de U selon différentes orientations. (0, 20, 30 et 45°). La charge ultime pour la poutre de contrôle est estimée à 91,5 kN pour un déplacement ultime à mi-porté de 1,20 mm. Quand aux poutres renforcées par les orientations des fibres à 0, 20, 30 et 45°, les charges ultimes obtenues sont respectivement 82,2, 90,25, 98,0 et 80,2 kN et les déplacements correspondant sont égaux respectivement à 1,02, 0,90, 1,21 et 0,80 mm.

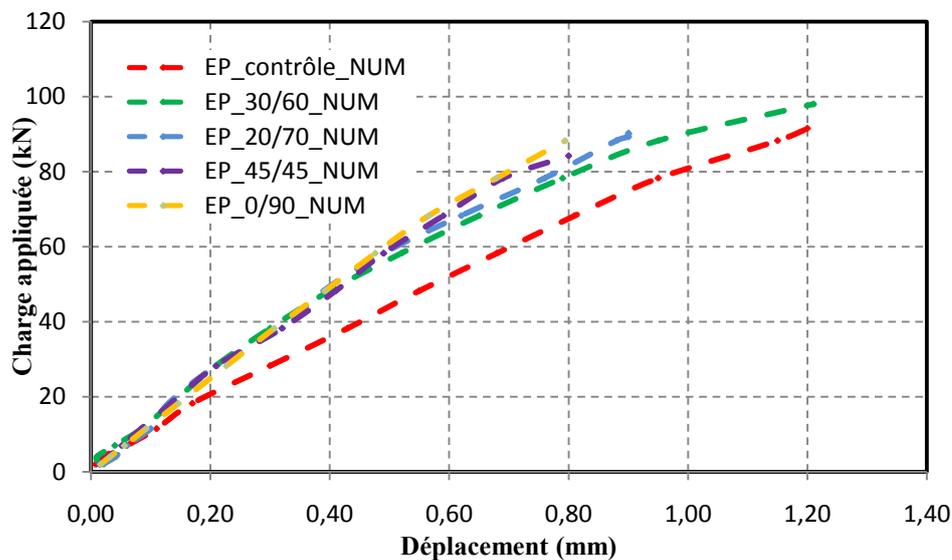


Figure IV 15 : Charge /déplacement de la poutre de contrôle et celles renforcées selon différentes orientations.

La Figure IV 16 montre les résultats obtenus expérimentalement et numériquement de la poutre de contrôle et celles renforcées par les différentes orientations. Le renforcement augmente légèrement les rigidités des poutres pour les quatre modèles suivi d'une réduction du déplacement ultime.

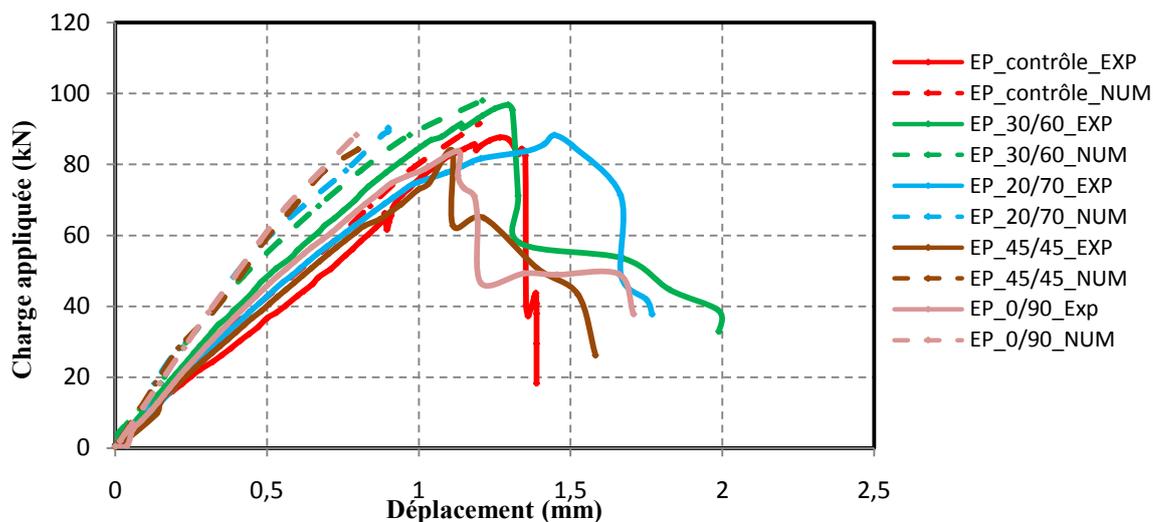


Figure. IV.16 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux de la poutre de contrôle et celles renforcées par un pli en TFV1 selon différentes orientations.

L'analyse des résultats du Tableau IV.3 montre que les valeurs des charges ultimes obtenues numériquement sont supérieures de 1,2% à 5,5% par rapport à celles obtenues expérimentalement. De plus, les résultats numériques révèlent que les rigidités obtenues sont plus élevées que celles trouvées expérimentalement et ceci est valable pour toutes les poutres testées. Cela peut être attribué aux considérations de la parfaite adhérence dans les modèles MEF. Tandis que, dans le cas réel la jacket composite se décolle bien avant que la charge ultime du composite ne soit atteinte conduisant à une ductilité beaucoup plus importante. A titre d'exemple, le cas de la poutre renforcée par l'orientation 20/70 qui montre clairement que le déplacement de 0,90 mm obtenu numériquement est beaucoup plus faible que celui obtenu expérimentalement qui est de l'ordre de 1,45 mm soit une augmentation de 61%.

Les résultats prédits montrent aussi que l'angle 30 degrés s'avère aussi le plus performant pour faire travailler le composite d'une manière optimale. En présence du renforcement, une augmentation de la charge ultime de 7,7% et une diminution du déplacement de 0,8% ont été enregistrées par rapport à la poutre de contrôle. Quand aux résultats expérimentaux, la charge ultime obtenue de la poutre de contrôle est de 87,6 kN avec un déplacement égal à 1,27 mm, le renforcement a permis d'obtenir une augmentation de la charge ultime de 10,5% et une baisse du déplacement d'environ 1,6% par rapport à la poutre de contrôle (Figure IV.17).

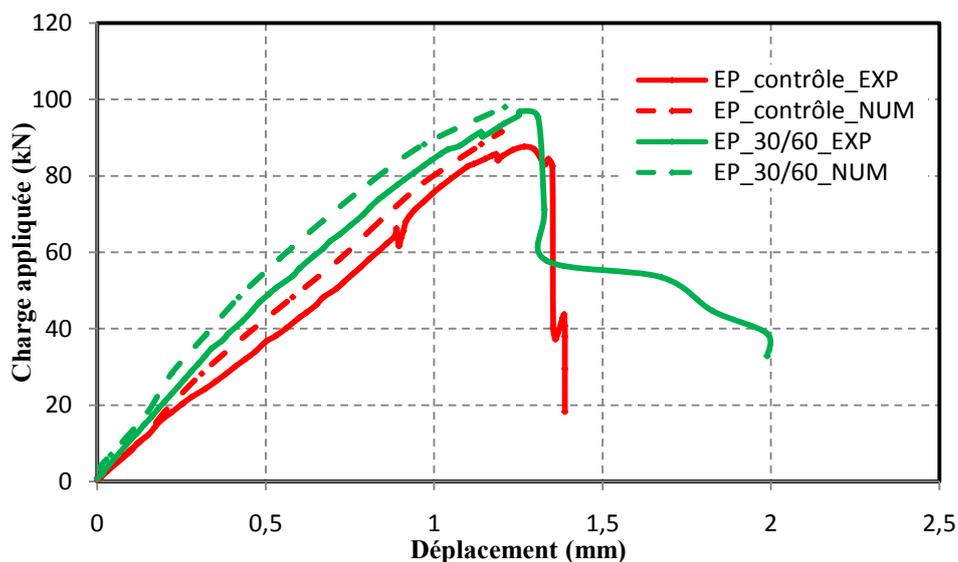


Figure. IV.17 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux de la poutre de contrôle et celle renforcée par un pli orienté à 30/60 en TFV1.

Tableau IV.3: Comparaisons entre les charges ultimes et les déplacements obtenues expérimentalement et par MEF des poutres renforcées et celle de contrôle.

Poutres	Charge ultime (kN)		Différence (kN)	Déplacement (mm)		Différence (%)	Augmentation/diminution de la charge ultime (%)		Augmentation/diminution du déplacement(%)	
	Exp	Num		Exp	Num		Exp	Num	Exp	Num
EP_contrôle	87,6	91	3,4	1,27	1,20	7	1	1		
EP_0/90	79,1	82,2	3,1	1,12	1,02	10	-10,7	-10,7	-13	-17,6
EP_20/70	86,4	90,2	3,8	1,05	0,9	10	-1,4	-0,8	-21	-33,3
EP_30/60	96,8	98	1,2	1,25	1,21	4	+10,5	+7,7	-1,6	-0,8
EP_-45/45	74,7	80,2	5,5	0,88	0,8	10	-17,3	-13,4	-44	-50

IV.9.2.2. Influence du nombre de plis du composite TFV1 en forme de U

La figure IV.18 illustre les résultats prédits numériquement de la poutre de contrôle et celles renforcées par un, deux et trois plis.

La comparaison des charges ultimes obtenues expérimentalement et numériquement a révélée que la charge ultime a augmenté de 7,7% pour la poutre renforcée par un pli, par contre des diminutions en charge de l'ordre de 12,7% et 25,0% respectivement pour celles renforcées par deux et trois plis. Des diminutions des déplacements ont été aussi obtenues de 0,8%, 25,0% et 105,0% respectivement pour les poutres renforcées par un, deux et trois plis.

Il est évident d'après le tableau IV.4 que la réponse prédite des charges ultimes de la MEF qui en résulte est en bon accord avec les données expérimentales, avec un écart maximal égal à 5,8% en charge. Tandis que, des différences importantes allant jusqu'à 68% en déplacement pour la poutre renforcée par trois plis.

L'ajout des plis a contribué à la rigidification des poutres surtout la poutre renforcée par trois plis, ce qui confirme encore les résultats obtenus expérimentalement. Le renforcement des poutres profondes est régi donc seulement par le premier pli, ceci est en bon accord avec les travaux de [BOU-06, SUN-11, CON-13, HAW_15].

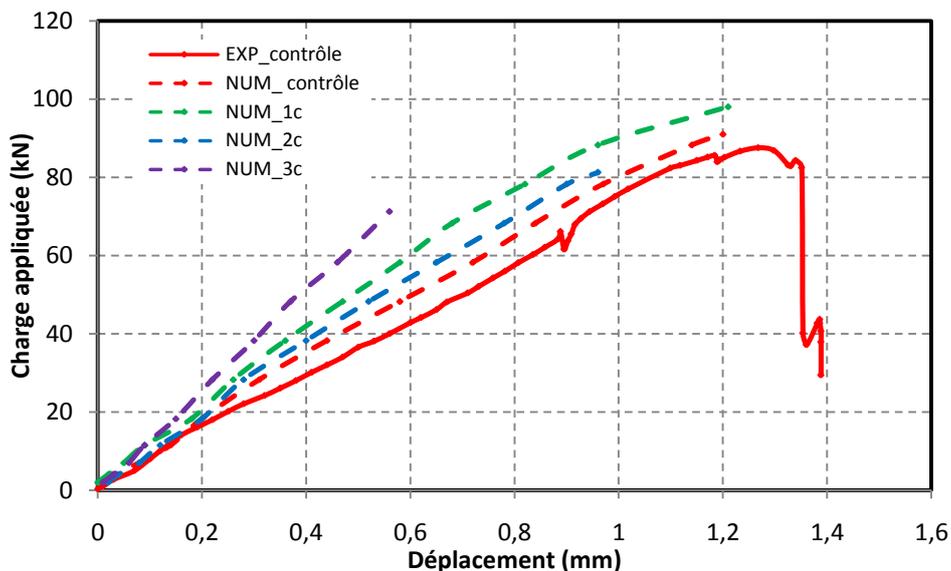


Figure. IV.18 : Charge/déplacement de la poutre de contrôle et celles renforcées par un, deux et trois plis.

Tableau IV.4 : Comparaison entre les charges ultimes et les déplacements obtenus expérimentalement et par MEF de la poutre de contrôle et ceux renforcées par un, deux et trois plis.

		Poutre de contrôle	EP_1c	EP_2c	EP_3c
Charge ultime (kN)	Numérique	91,5	98	81,2	73,2
	Expérimentale	87,6	96,8	76,5	63,4
Déplacement (mm)	Numérique	1,20	1,21	0,96	0,57
	Expérimentale	1,27	1,25	1,22	0,96
Différence en charge (kN)		3,4	1,2	4,7	5,8
Gain/Perte en charge (%)			7,7	-12,7	-25,0
Gain/Perte en déplacement (%)			-0,8	-25	-105

IV.9.2.3. Champ des contraintes

Contraintes normales

Les Figures IV.19 montrent les contraintes principales de traction σ_1 et de compression σ_3 dans la poutre de contrôle et celle renforcée. Le composite a contribué aux efforts de traction vu que les σ_1 atteintes sont respectivement de l'ordre de 2 et 14 MPa pour la poutre de contrôle et celle renforcée. Le renforcement a amélioré les zones défavorables chose difficile à confirmer analytiquement, ça nécessite énormément d'équations afin de résoudre le problème analytiquement. Les contraintes sont maximales au voisinage des zones de chargement et des appuis, permettant ainsi d'affirmer encore une fois que la rupture de la poutre est obtenue par cisaillement.

Les contraintes principales de compression maximale σ_3 qui sont définies comme la contrainte la plus négative, sont représentées sur la figure IV.19 (b). Les contraintes σ_3 de la poutre de contrôle et celle renforcée sont respectivement de l'ordre de 25,9 et 30,2 MPa. Il ressort clairement que les contraintes σ_3 sont non seulement concentrées au voisinage du support de chargement et les appuis mais aussi une augmentation de celle ci dans la zone renforcée a été aussi constatée dépassant ainsi la contrainte de compression maximale du béton qui est de l'ordre de 28 MPa.

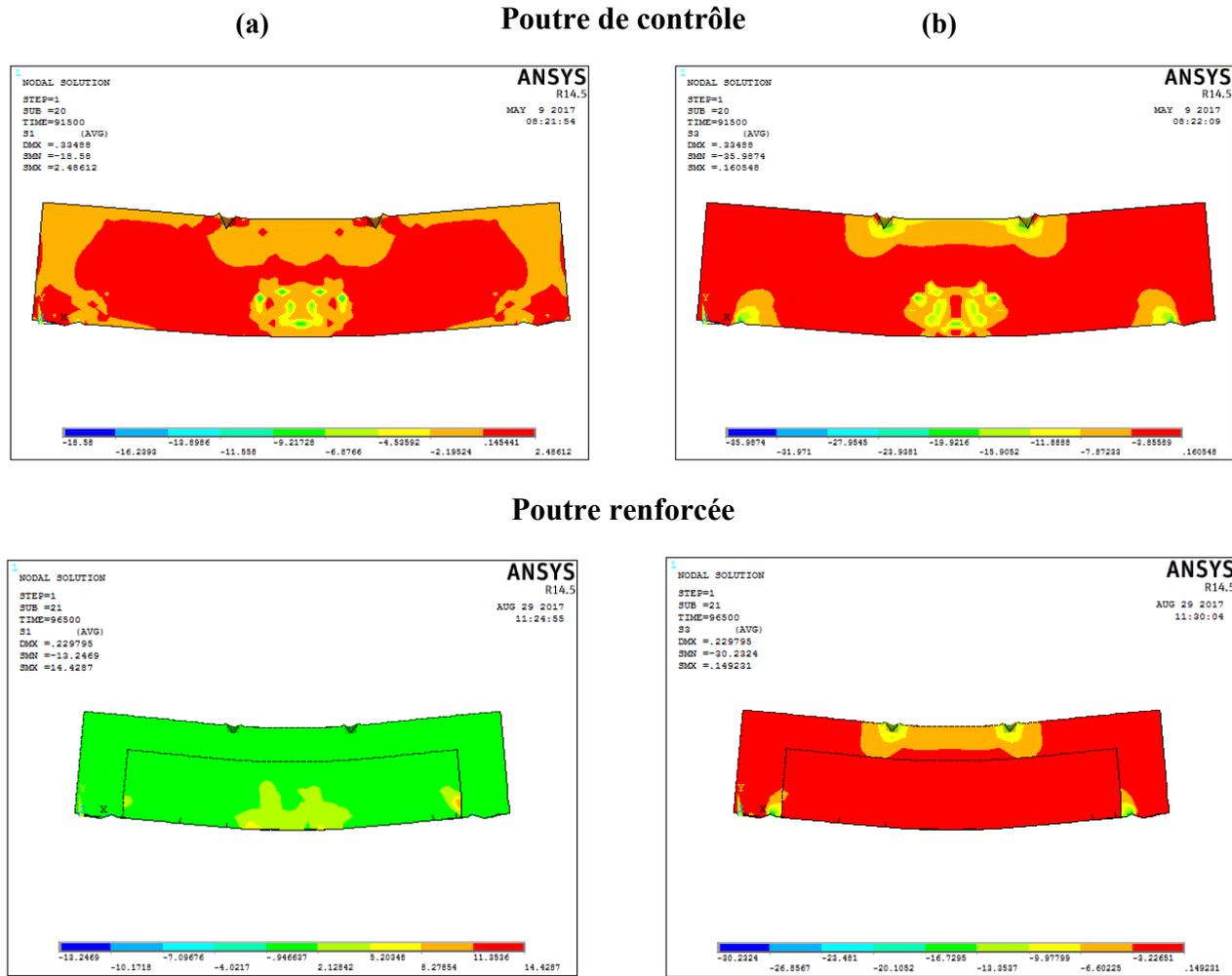


Figure IV.19 : Distribution des contraintes normales à la rupture de la poutre de contrôle et celle renforcée :

(a) Contrainte principale de traction σ_1 . (b) Contrainte principale de compression σ_3 .

Il ressort de la Figure IV.20 a et b que, les armatures longitudinales en acier n'ont pas cédé vu que les contraintes Von Mises (σ_{SEQV}) pour la poutre de contrôle en BA et celle qui est renforcée BAR sont inférieures à la limite élastique des armatures qui est égale à $f_y = 400$ MPa. Cette observation s'est révélée encore plus amplifiée sur la partie centrale, du fait que les armatures ont atteint une contrainte σ_{SEQV} de 109 et 89 MPa en zone tendue respectivement pour la poutre BA et BAR. En effet, en phase ultime, dans les deux modèles les armatures ne sont pas plastifiées.

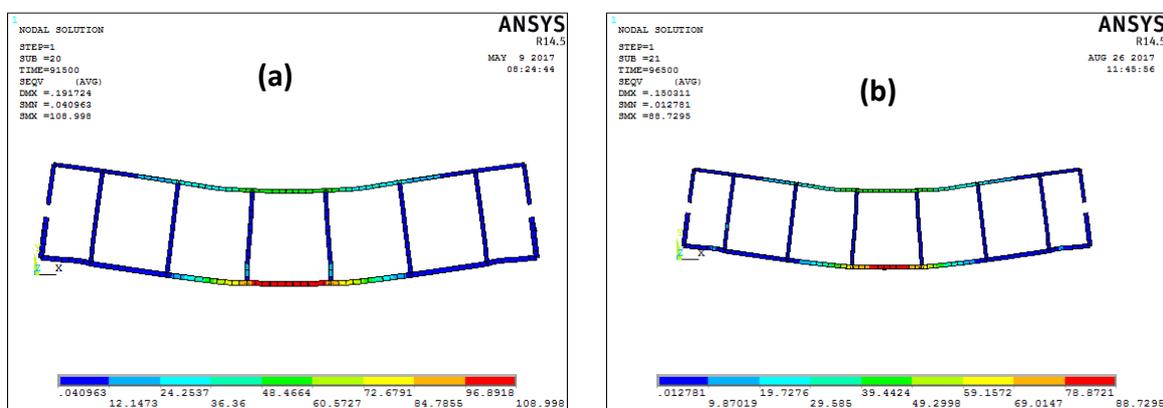


Figure IV.20 : Contrainte de Von Mises dans les armatures :

(a) Poutre de contrôle, (b) Poutre renforcée à l'aide du composite TFV1 en forme de U.

Contraintes de cisaillement

Les Figures IV.21 a et b indiquent que la répartition de la contrainte de cisaillement à la rupture dans la direction XY (τ_{xy}) est prolongée du point de chargement au point de support inférieur. La disposition du composite en forme de U a permis une absorption des contraintes de cisaillement par le renfort latéral du au fait que les contraintes de cisaillement pour la poutre de contrôle et celle qui est renforcée sont respectivement de 8,9 et 6,4 MPa. Ceci permet d'affirmer que la poutre a rompu dans un mode de cisaillement typique [BOU-17].

La contrainte maximale τ_{xy} est localisée au niveau de l'appui droit inférieur (Fig. IV.21b), ce qui est en bonne concordance avec la rupture de la poutre enregistrée expérimentalement (Fig. IV.21c).

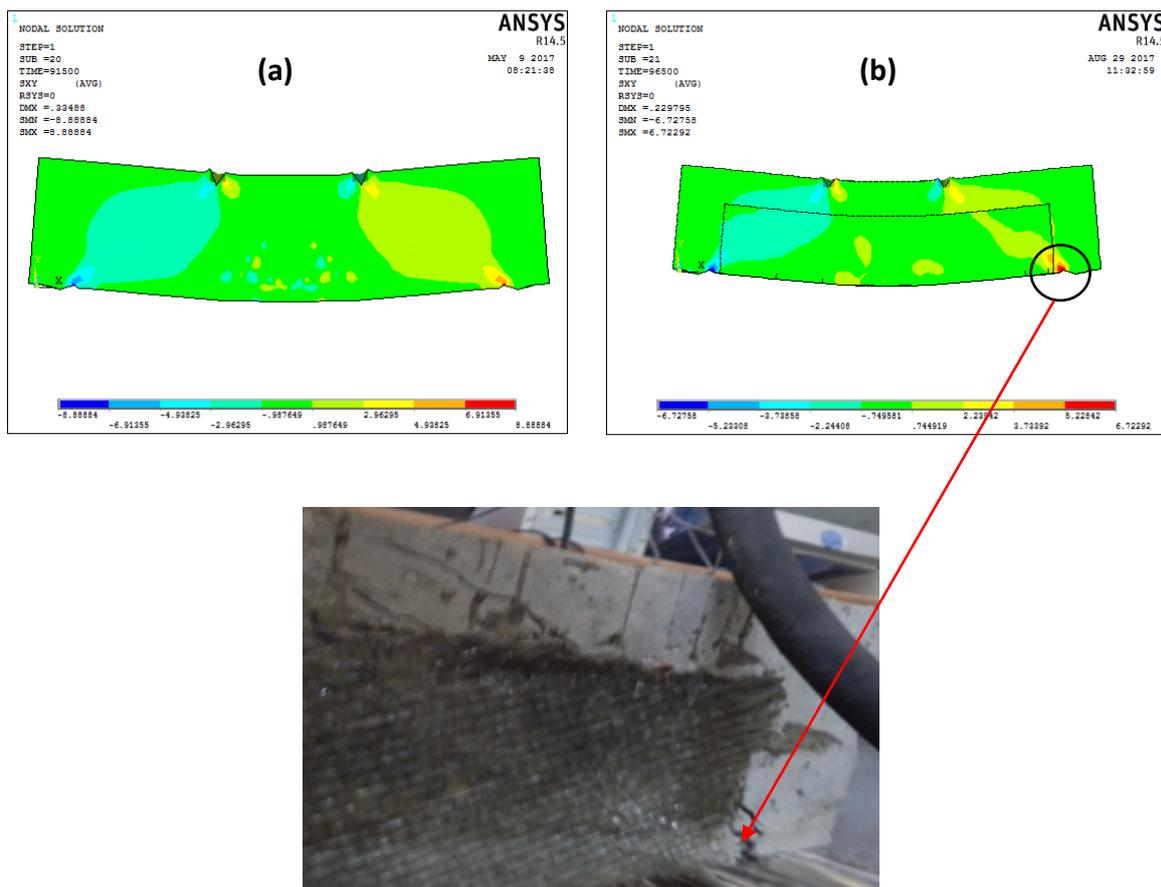


Figure. IV.21 : Contraintes de cisaillement : (a) Poutre de contrôle, (b) Poutre renforcée à l'aide du composite TFV1 en forme de U et (c) rupture de la poutre au niveau de l'appui droit.

IV.9.2.4. Critères de rupture du béton

Afin d'évaluer les endommagements occasionnés, le modèle est capable de prédire la rupture pour le béton. Les deux modes de rupture de fissuration et d'écrasement sont représentés. Les motifs de fissuration dans les poutres peuvent être obtenus en utilisant l'option plot de **craks/crushing** dans ANSYS. Les tracés **Vector Mode** doivent être activés pour afficher les fissures dans le modèle. Le programme ANSYS enregistre un modèle de fissure à chaque étape de la charge appliquée. Les Figures IV.22 (a) à (h) montrent la propagation prédictive des fissures ainsi que les évolutions des modes de fissures développés pour la poutre de contrôle et celle renforcée jusqu'à la dernière étape de chargement.

En premier lieu l'apparition des fissures a lieu au niveau des appuis (inférieur et supérieur) à une charge de 51 kN pour le modèle de la poutre renforcée qui est supérieure à celle de la poutre de contrôle où elles apparaissent à 46 kN (Figure IV.22 a). Ensuite, le développement de ces dernières est accompagné par l'apparition des premières fissurations,

indiquées en couleur rouge, au voisinage du milieu de la poutre en zone tendue à une charge de 56 kN (Figure IV.22 b). Ces fissures de flexion s'intensifient dans la zone de moment constant dans la poutre. De plus, des fissures diagonales commencent à se former dans le modèle de la poutre de contrôle à une charge de 56 kN, par contre, elles sont retardées jusqu'à 66 kN pour celle renforcée (Figure IV.22 c).

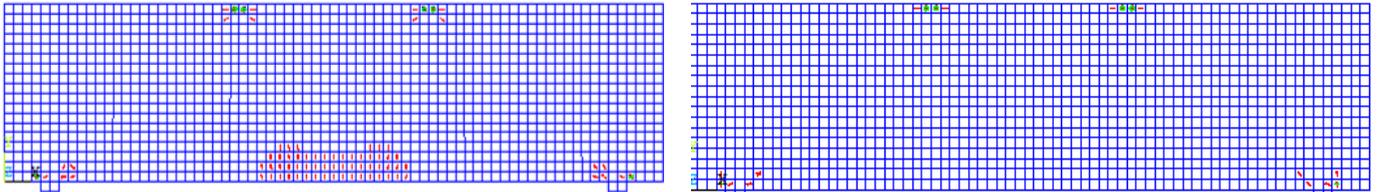
Les deuxièmes et les troisièmes fissurations, représentées en couleur verte et bleue respectivement, ont été observées au niveau des appuis et dans la zone de flexion pure respectivement pour les charges 66 et 76 kN pour la poutre de contrôle, et à 76 et 81 kN pour celle renforcée (Figure IV.22 d et e).

Les fissures diagonales s'accroissent à une charge de 91 kN pour la poutre de contrôle (Figure IV.22g), ayant entraîné la rupture à une charge de 92 kN. Par contre, pour celle renforcée les fissures diagonales ne sont pas développées et la rupture n'est atteinte qu'à une charge de 98 kN (Figure IV.22h). Cela indique un retard dans la propagation des fissures, comme ça était reporté par plusieurs chercheurs [MEH-09, REK-14, ABU-15]. Les fissures de flexion sont plus intenses dans la zone de moment constant délimitée par les points d'application du chargement suivies de fissures d'effort tranchant se développant diagonalement à partir des appuis inférieurs vers les points de chargement.

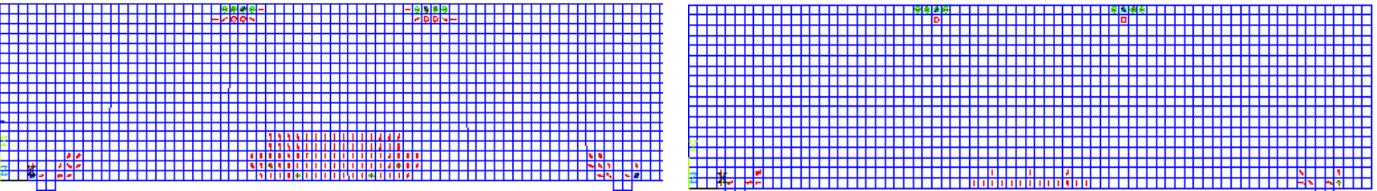
En phase finale, les fissures d'effort tranchant sont plus nombreuses dans la poutre de contrôle en comparaison avec celle renforcée. Les faciès de fissuration obtenus par la modélisation permettent de visualiser les zones de cisaillement. Le type de configuration utilisé dans cette étude, en occurrence le renforcement par un composite en forme de U, n'a pas modifié le mode de rupture catastrophique par cisaillement, ceci a été mentionné au §III.3.3 dans les travaux expérimentaux. Par contre, ce renforcement a permis comme même de réduire non seulement les fissurations intenses de flexion mais aussi les fissures diagonales dus à l'effort tranchant sans pour autant empêcher son décollement. Ceci est confirmé encore du fait que le déplacement nodal dans la direction z est maximal sur les bords du composite, ce comportement simule le décollement du composite (Figure IV.23).

Poutre de contrôle

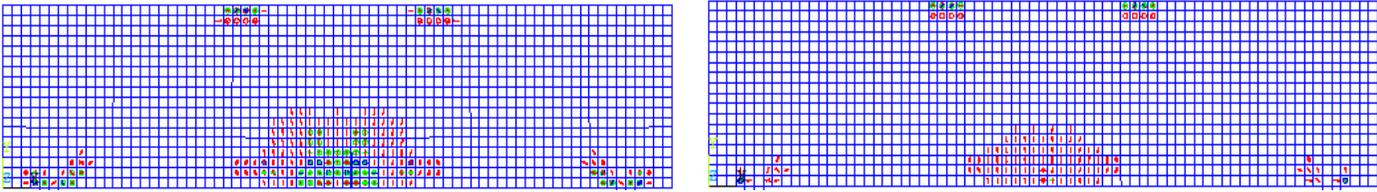
Poutre renforcée



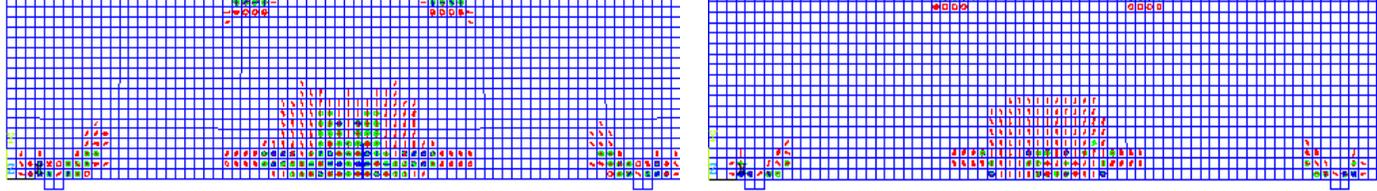
(a) Etat des fissures à un chargement de 51 kN



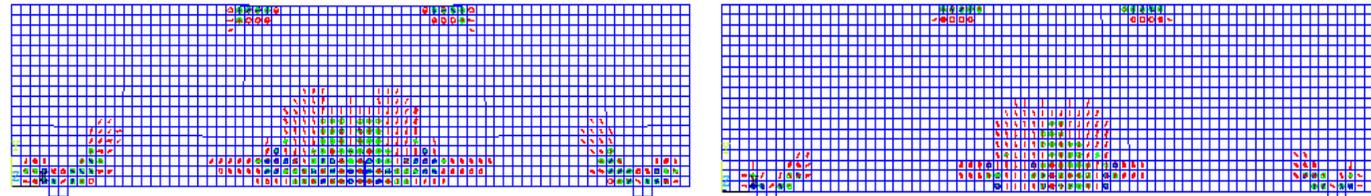
(b) Etat des fissures à un chargement de 56 kN



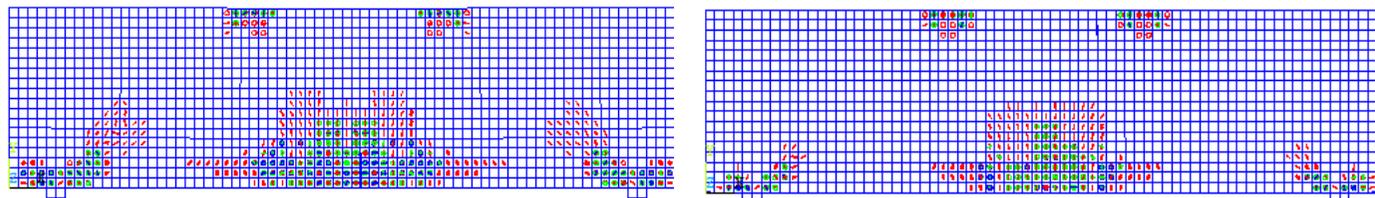
(c) Etat des fissures à un chargement de 66 kN



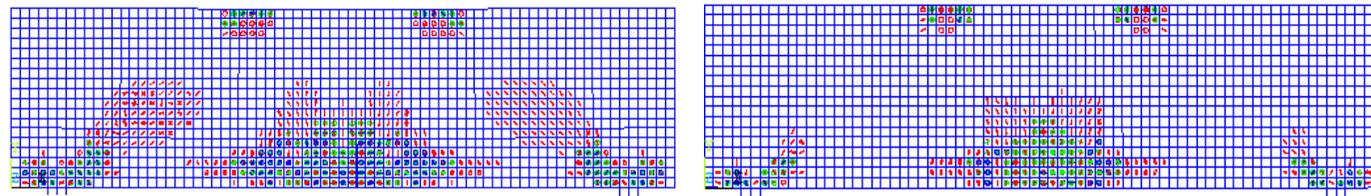
(d) Etat des fissures à un chargement de 76 kN



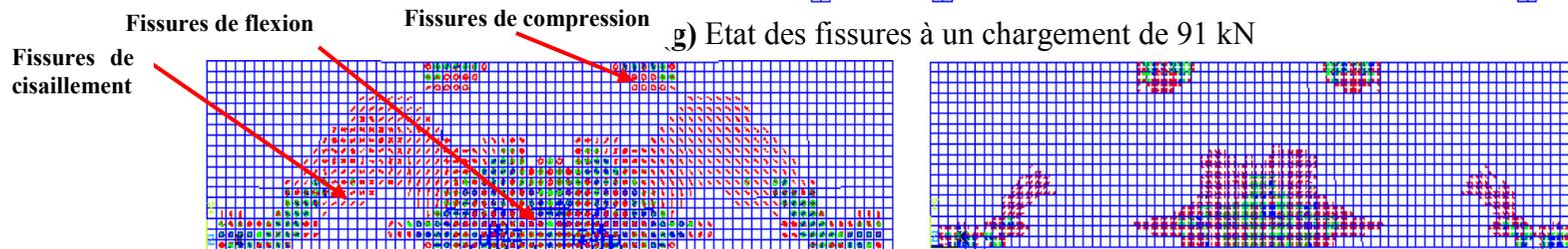
(e) Etat des fissures à un chargement de 81 kN



(f) Etat des fissures à un chargement de 86 kN



(g) Etat des fissures à un chargement de 91 kN



(h) Etat des fissures à la rupture.

Figure. IV.23 : Etat d'apparition et d'évolution des fissures à différents stades de chargement de la poutre de contrôle et celle renforcée à l'aide d'un composite en forme de U.

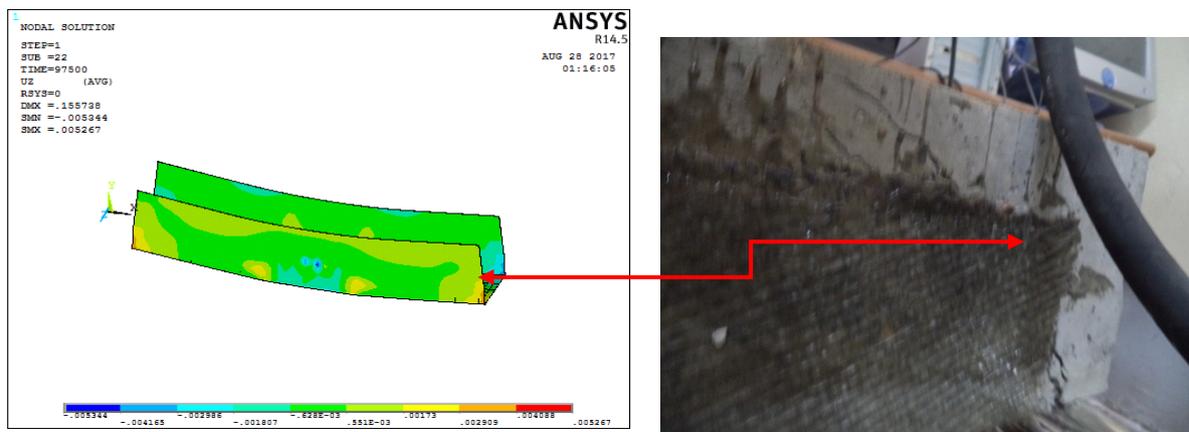
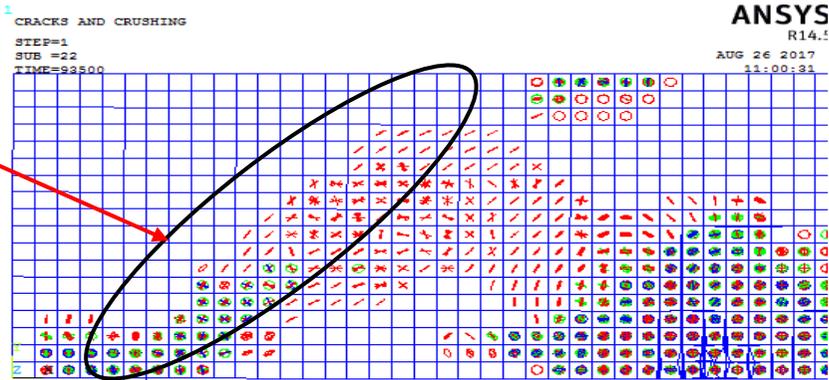
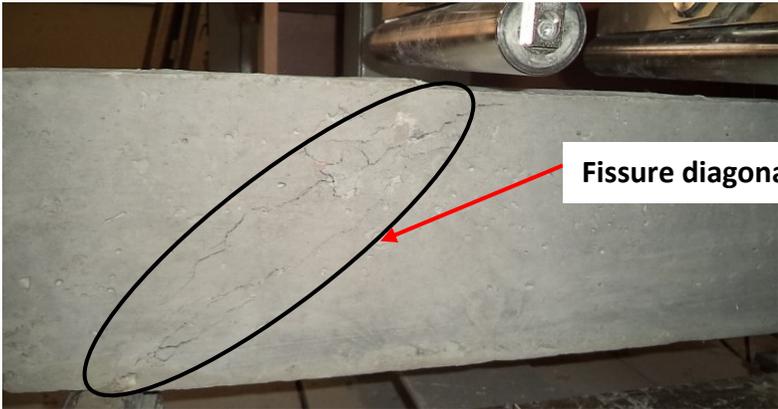
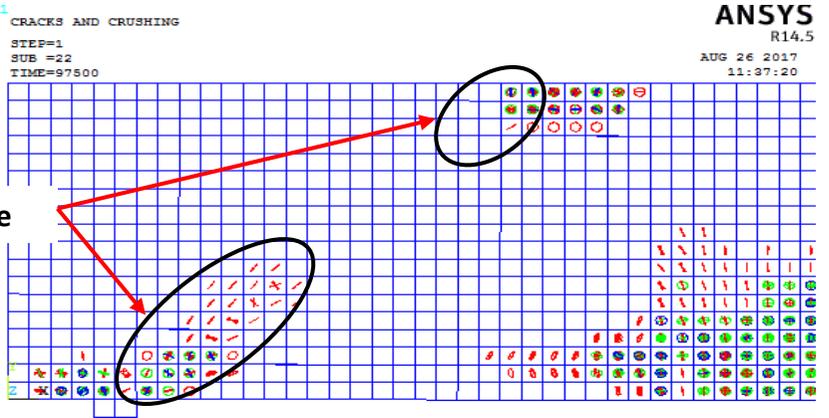
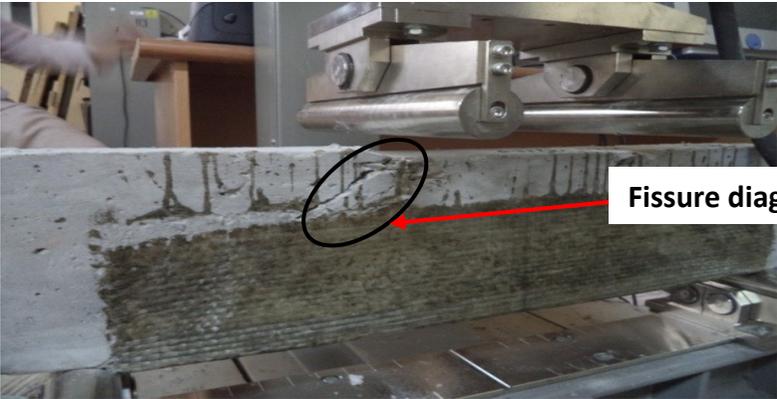


Figure IV.23: Déplacement nodal du composite TFV1 dans la direction Z (U_z).

Afin de valider les modèles MEF, les modes de rupture des poutres testés expérimentalement ont été comparés à ceux obtenus numériquement. Donc, une carte de la fissuration à la rupture a également été établie et comparée à celle obtenue expérimentalement (Figure IV.24). Ces modes de rupture montrent un bon accord avec les observations des poutres expérimentales. Le modèle MEF proposé est capable de prédire d'une manière fiable le comportement des poutres profondes.



(a) Poutre de contrôle.



(b) Poutre renforcée par un pli

Figure IV.24 : Modes de fissuration et de rupture obtenus expérimentalement et numériquement.

IV.10. Conclusion

Ce chapitre dévoué au développement de neuf modèles non linéaires par éléments finis (3D), en utilisant le logiciel de calcul de structures ANSYS, pour la prévision des réponses prédites pour une éventuelle comparaison avec les résultats obtenus expérimentalement au laboratoire, nous a permis de conclure les points suivants :

- Les charges ultimes des modèles par MEF des poutres en BA et BNA renforcées par un pli en fibre de verre en forme de U ont augmenté respectivement de 7,7% et 93%, par contre les déplacements ont diminué de 3,4% et 26% ;
- La comparaison des cinq modèles des résultats prédits par MEF suivant plusieurs orientations (0/90, 20/70, 30/60 et +45/-45) a montré aussi que 30° est l'angle le plus performant pour faire travailler le composite d'une manière optimale, ceci est conforme avec les résultats obtenus expérimentalement ;
- Les modèles fournissent des champs complets de contraintes dans l'ensemble de la poutre ;
- L'état des contraintes de cisaillement à la phase ultime de la poutre de contrôle et celle renforcée permettent d'affirmer que celles-ci ont rompu dans un mode de cisaillement typique, semblable à celui observé expérimentalement ;
- Les fissures dans la poutre de contrôle BA sont plus intenses que les fissures dans celle renforcée à un même niveau de chargement, et donc la présence du composite a réduit considérablement les faciès des fissures sans pour autant changer le mode de rupture.
- Le comportement global des modèles par MEF montrent un bon accord avec les observations et les données des poutres de l'approche expérimentale. Néanmoins, les modèles MEF montrent une rigidité plus importante par rapport à ceux obtenus expérimentalement. De plus, un faible écart est obtenu entre les charges à la rupture obtenues expérimentalement et ceux issues des modèles MEF. Par contre, ceci n'a pas été observé pour les déplacements surtout pour les poutres renforcées par deux et trois plis, du au fait que le composite se décolle et sans atteindre sa charge ultime.

Conclusion générale

Cette thèse a tenté d'apporter des réponses sur les points sombres concernant le mode de rupture fragile et catastrophique par cisaillement des structures en BA endommagées puis réparées par deux méthodes notamment par collage des matériaux composites en forme de U et la technique SCR. Cette dernière technique qui consiste à insérer des torons ou bandes de PRFV à l'intérieur de trous judicieusement percés, de part et d'autre de la fissure diagonale, dont le but de freiner le développement des fissures diagonales.

De nombreux résultats sur le comportement en cisaillement des poutres renforcées/réparées ont pu être obtenus, tant du point de vue global, que du point de vue local. Les principales conclusions sont récapitulées comme suit :

- Des augmentations considérables pour les poutres non armées (BNA) renforcées par collage du composite en forme de U ont été enregistrées de l'ordre de 93% en charge ultime avec une réduction en déplacement de 14%. La rupture de ces poutres BNA s'est produite au milieu suite à une insuffisance en traction similaire à celle de la poutre non renforcée, suivie d'un décollement du composite sans pour autant atteindre sa charge ultime ;
- Les poutres (BA) de type profond ($a/d < 2$) sollicitées en flexion 4-points se rompent par cisaillement ;
- Les poutres renforcées/réparées à l'aide du composite en forme de U ont une rigidité plus grande que celles des poutres non renforcées;
- Le renforcement des BA par un pli TFV1 en forme de U a permis une augmentation de la charge ultime de l'ordre de 10,5%, alors que celui par deux et trois plis a entraîné des diminutions respectives de 12,5% et 27,6% ;
- La réparation des poutres BA préchargées à 40% par le composite TFV1 en forme de U à l'aide de deux et trois plis a montré des réductions en charge ultime respectivement de l'ordre de 15,1% et 19,2%, et de 9,4% et 12,9% pour un préchargement de 80% ;
- Les poutres BA préchargées à 40% et 80% puis réparées par deux plis ont conduit à des augmentations considérables des déformations respectives de l'ordre de 481% et 421%, alors que celles réparées par trois plis les augmentations respectives sont beaucoup plus faibles de l'ordre de 3% et 90% ;

Conclusion générale et perspectives de recherche

- La poutre BA réparée par la nouvelle méthode SCR, proposée dans ce travail, utilise 74% à 143% moins de composites par rapport celle réparée par TFV1 en forme de U. La technique SCR permet des gains obtenus en charge ultime et en déplacement respectivement sont de l'ordre de 7,3 % et 26% pour un préchargement de 40%, et celles préchargées à 80 % sont égales à 7,3% et 15,0% respectivement ;
- La rupture des poutres réparées par la technique SCR est la flexion pour la poutre préchargée, ce qui indique le succès de cette technique qui visait ce mode de rupture et non celui par cisaillement ;
- Les réponses charges/déplacement développées par les modèles MEF des poutres de contrôle et celles renforcées en BA et en BNA sont en bon accord avec les résultats expérimentaux à toutes les étapes de chargement jusqu'à la rupture des poutres. Les modèles numériques permettent de simuler fidèlement le comportement global des poutres renforcées et aussi de prédire une charge ultime fiable ;
- Les neuf modèles non linéaires MEF effectués ont complété les informations obtenues expérimentalement mais à moindre coût. Les résultats prédits ont montré un bon accord avec ceux obtenus expérimentalement notamment, l'influence de l'orientation des fibres, le nombre de plis et les modes de rupture. Néanmoins, les modèles MEF montrent une rigidité plus importante par rapport à ceux obtenus expérimentalement. De plus, un faible écart est obtenu entre les charges à la rupture obtenues expérimentalement et ceux issues des modèles MEF. Par contre, ceci n'a pas été observé pour les déplacements surtout pour les poutres renforcées par deux et trois plis, du au fait que le composite se décolle avant d'atteindre sa charge ultime ;
- L'un des grands intérêts de ces modèles est qu'ils permettent également d'avoir accès à la distribution des contraintes tangentielles dans l'interface acier-béton et celui composite-béton, la localisation de l'initiation des fissures ainsi que leur développement. L'étude des contraintes et des faciès de fissuration de la poutre renforcée BAR ont mis en évidence la réduction de ceux-ci par rapport à celui de contrôle en BA.

Perspectives

Au terme de ce travail, les recommandations suivantes sont à prendre en compte lors des travaux de recherches ultérieures afin de permettre une compréhension plus approfondie du comportement des poutres profondes endommagées puis réparées. Une attention particulière devrait être portée à la préparation des poutres testées. Le collage du matériau composite de renforcement devrait être précédé par une bonne préparation des surfaces pour éviter les nombreuses irrégularités qui peuvent causer le décollement du tissu. Rappelons que le décollement a empêché les poutres renforcées de développer leur pleine capacité jusqu'à la rupture finale. A l'issue de ce travail de recherche, nous proposons quelques recommandations comme suit :

- Des études expérimentales sur des poutres avec des rapports portée/hauteur plus élevés apporteront des informations applicables plus facilement aux ponts existants ;
- Une analyse sur les poutres de section en T permettra d'offrir une représentation plus proche des conditions réelles, en considérant la contribution de la dalle située au-dessus de la poutre ;
- Le risque d'effondrement des poutres des ponts en BA sous chargement cyclique à long terme (fatigue) constitue un des problèmes majeurs auxquels fait face le patrimoine d'infrastructures. La prédiction des durées de vie des poutres profondes sous chargement cycliques et la détermination de leur comportement en fatigue restent encore un problème de taille à surmonter.

Références bibliographiques

- [ABD-07] Abdessemed, M., Kenai, S. Bali, A., Kibboua, A., Guillier, B., Chatelain, J.L. Suivi et comportement des poutres de ponts en béton renforcées par Composites collés, 17^{ème} Colloque National AFPS - Ecole Centrale de Paris, (2007).
- [ABD-11] Abdessemed, M., Kenai, S. Bali, A., Kibboua, A. Dynamic analysis of a bridge repaired by CFRP: Experimental and numerical modeling. *Construction and Building Materials*, **25** 1270–1276, (2011).
- [ACI-08] American Concrete Institute ACI Committee 440. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures (ACI 440.2R-08), Farmington Hills, Michigan, USA. (2008).
- [AFG-03] Association française de génie civil (AFGC). Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites Recommandations provisoires. Document scientifique et technique, (2003).
- [ALS-11] Al-Saidy, A.H., & Al-Jabri, K.S. Effect of damaged concrete cover on the behavior of corroded concrete beams repaired with CFRP sheets. *Composite Structures* **93**(7), 1775-1786, (2011).
- [ALS-13] Alsayed, S.H. Siddiqui, N.A. Reliability of shear-deficient RC beams strengthened with CFRP-strips. *Construction and Building Materials*, **42** 238–247, (2013).
- [ARD-97] Arduini, M. and Nanni, A. Behavior of precracked rc beams strengthened with carbon FRP sheets. *J. Compos. Constr.*, **1**, 63-70, (1997).
- [ARD-97] Arduini, M., Di Tommaso, A., and Nanni, A., “Brittle Failure in FRP Plate and Sheet Bonded Beams,” *ACI Structural Journal*, **94**(4), pp. 363-370, (1997).
- [ASH-04] Ashour A.F., El-Refaie S.A., Garrity S.W. Flexural strengthening of RC continuous beams using CFRP laminates. *Cement and Concrete Research*, **26**, p.765-776, (2004).
- [AST-05] ASTM. Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. C39-05, West Conshohocken, Pennsylvania, (2005).
- [CAL-99] Calgaro (J.-A.) et Lacroix (R.). Pathologie et évaluation des ponts existants. *Traité Génie civil* (1999).
- [ATT-10] Attari, N., Amziane, S., Chemrouk M. Efficiency of Beam-Column Joint Strengthened by FRP Laminates, *Advanced Composite Materials*, **19**(2), 171-183, (2010).
- [ATT-12] Attari, N., Amziane, S., Chemrouk, M. Flexural strengthening of concrete beams using CFRP, GFRP and hybrid FRP sheets, *Construction and Building Materials*, **37** 746–757, (2012).

- [BAE-92] BAEL (1992) : règle technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, mars (1992).
- [BAG-14] Baggio, D. Soudki, K. Noë, M. Strengthening of shear critical RC beams with various FRP systems. *Construction and Building Materials*, **66** 634–644, (2014).
- [BAN-89] Bangash, M. Y. H., Concrete and Concrete Structures: Numerical Modeling and Applications”, Elsevier Science Publishers Ltd., London, England. (1989).
- [BAR-13] Barros, J. A. O. and Dalfré, G. M., Assessment of the Effectiveness of the Embedded Through- Section Technique for the Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams, *Strain*, **49**(1),. 75–93, Feb (2013).
- [BEN-06] Benyoucef, S, Tounsi A., Meftah, S. A. and Adda-bedia, E. A. Approximate analysis of the interfacial stress concentrations in FRP–RC hybrid beams. *Composite Interfaces*, **13**, No. 7, pp. 561–571 (2006).
- [BEN-13] Bennegadi, M.L., Sereir, Z., Amziane, S. 3D nonlinear finite element model for the volume optimization of a RC beam externally reinforced with a HFRP plate, *Construction and Building Materials*, **38** 1152–1160, (2013).
- [BER-92] Berset, J.-D. Strengthening of Reinforced Concrete Beam for Shear Using FRP Composites. MSc Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston MA. USA : 105 p (1992).
- [BLE-82] Blevot, J. Perchat, J. Béton armé - Règles BAEL –Pathologies des constructions en béton armé. Techniques De L'ingénieur, Fev (1982).
- [BOU-05] Bousselham, A. Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composites avancés. Thèse PhD, École de technologie supérieure, Montréal, Canada. 404 p, (2005)
- [BOU-06b] Bousselham, A., Chaallal, O. Effect of transverse steel and shear span on the performance of RC beams strengthened in shear with CFRP. *Composites: Part B* **37**, 37–46, (2006).
- [BOU-08] Boussaha, F. Comportement en fatigue des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composites avancés. Thèse PhD, École de technologie supérieure, Montréal, Canada., 144p, Avril (2008).
- [BOU-08] Bousselham, A. and Chaallal, O. Shear-strengthening reinforced concrete beams strengthened in shear with externally bonded FRP. *J. Compos. Constr.* **12**(5), 499-512, (2008).
- [BOU-11a] Bouchelaghem, H., Bezazi, A., Scarpa, F. Compressive behavior of concrete cylindrical FRP-confined columns subjected to a new sequential loading technique. *Composites: Part B*, **42** 1987–1993, (2011).
- [BOU-11b]. Bouchelaghem, H., Bezazi, A., Scarpa, F. Strength of concrete columns externally wrapped with composites under compressive static loading. *Journal of Reinforced Plastics and Composites* **30**(19) 1671–1688, (2011).

- [BRE-14] Breveglieri, M., Aprile, A., Barros, J.A.O. Shear strengthening of reinforced concrete beams strengthened using embedded through section steel bars. *Engineering Structures*. Vol. 81 76–87, (2014).
- [BUY-02] Buyle-Boudin F., David E., Ragneau E. Finite element modeling of flexural behavior of externally bonded CFRP reinforced concrete structures, *Engineering Structures*, **24**, , p. 1423-1429, (2002).
- [CAL-97] Calgaro, J. et Lacroix R. Maintenance et réparation des ponts, Presses de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, p.11-19, (1997).
- [CAR-06] Carlos, G. Q. F., Gustavo, P. M., and James, k. W. Strength of Struts in Deep Concrete Members Designed Using Strut-and-Tie Method. *ACI Structural Journal*, **103** (4), pp. 577-586, (2006).
- [CHA-02] Chaallal, O, Shahawy, M. and Hassan, M.. Performance of reinforced concrete T girder strengthened in shear with CFRP fabrics. *ACI Struct. J.* **99**(3), p. 335-343, (2002).
- [CHA-11] Chaallal, O., Mofidi, A., Benmokrane, B. and Neale, K. Embedded Through-Section FRP Rod Method for shear strengthening of RC beams: Performance and comparison with existing techniques. *ASCE, J. Compos. Const.* **15**(3), p. 374-383, (2011).
- [CHA-95] Chajes M., Thomson Jr. T., Farschman C. Durability of concrete beams externally reinforced with composite fabrics. *Construction and Building Materials*, **9** (3), p.141-148, (1995).
- [CHE-75] Chen, A. C. T. and Chen, W. F., “Constitutive Relations for Concrete,” Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 101, No. EM4, pp. 465-481, August, (1975).
- [CHO-12]. Choi Y. W., Lee H. K., Chu S. B., Cheong S. H., and Jung, W. Y. Shear Behavior and Performance of Deep Beams Made with Self-Compacting Concrete. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, **6** (2), 65–78, June (2012).
- [CON-11] R. Contamine, A. Si-Larbi, N.Q. Than and P. Hamelin. Numerical modeling of reinforced concrete beams under shear stress with and without external textile-reinforced concrete reinforcement. *Journal of Reinforced Plastics and Composites* **30**(15) 1293–1303, (2011).
- [CON-13] Contamine, R., Si Larbi, A., & Hamelin, P. Identifying the contributing mechanisms of textile reinforced concrete (TRC) in the case of shear repairing damaged and reinforced concrete beam. *Engineering Structures*, **46**, 447–458, (2013).
- [CRO-06] Croston, T. Etude expérimentale du comportement d’une poutre en béton armé En flexion 3 points réparée par matériaux composites (approche probabiliste). Thèse doctorat, ENSAM Bordeaux, France, juin (2006).
- [CSA-09] Canadian Standards Association CSA-S806 02. Design and Construction of Building Components with Fiber Reinforced Polymer. Rexdale, Ontario, Canada (2007).

- [DEL-01] De Lorenzis, L. and Nanni, A. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods. *ACI Structural Journal* January-February, (2001).
- [DEL-07] De Lorenzis, L., Teng, J. G. Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. *Composites: Part B*, **38** 119–143, (2007).
- [DEL-11] Jean Delefosse. Pathologies du béton armé - origine des désordres. *Techniques De L'ingénieur*, Mai (2011).
- [DES-64] Desayi, P. and Krishnan, S., “Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete,” *Journal of the American Concrete Institute*, **61**, 345-350, March, (1964).
- [DIA-10] Dias, S.J.E. Barros, J.A.O. Performance of reinforced concrete T beams strengthened in shear with NSM CFRP laminates. *Engineering Structures* **32**, 373_384, (2010).
- [DIA-12] S. J. E. Dias and J. A. O. Barros, Experimental Behaviour of RC Beams Shear Strengthened with NSM CFRP Laminates, *Strain*, **48** (1), 88–100, Fev (2012).
- [DON-13] Dong, J., Wang, Q., Guan, Z. Structural behavior of RC beams with external flexural and flexural–shear strengthening by FRP sheets, *Composites: Part B*, **44**, 604–612, (2013).
- [EC2-04] Eurocode2 : calcul des structures en béton armé NF EN 1992-1-1 Octobre (2005).
- [ELH-04] El Houssain, R. Contribution à l'analyse du Comportement mécanique de dalles en Béton armé renforcées par matériaux Composites. Thèse, Université Claude Bernard - Lyon 1, (2004).
- [ELS-15] El-Saikaly, G., Godat, A., and Chaallal, O. New Anchorage Technique for FRP Shear-Strengthened RC T-Beams Using CFRP Rope. *J. Compos. Constr*, **19**, (2015).
- [ESF-07] Esfahani M, Kianoush M, Tajari A. Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets. *Eng Struct*; **29**, 2428–44, (2007).
- [FIB-07] Fédération internationale du béton, FIB-Bulletin 40. FRP reinforcement in RC structures. The International Federation for Structural Concrete, Lausanne Switzerland (2007).
- [GER-97] Gere, J. M. and Timoshenko, S. P. *Mechanics of Materials*, PWS Publishing Company, Boston, Massachusetts, (1997).
- [GOD-08] Godart. B, Le Roux, A 2008. Alkali-réaction dans les structures en béton: Mécanisme, pathologie et prévention. *Techniques De L'ingénieur*, Mai (2008).
- [GOD-10] Godat, A., Qu, Z. , Lu, X. Z. , Labossière, P. , Ye, L. P. , Neale, K. W. Size effects for reinforced concrete beams strengthened in shear with CFRP strips. *J.compos. constr.* may/june, p. 260-271, (2010).
- [GUI-11] Guiraud, P. Les solutions techniques pour la réparation et le renforcement des ouvrages de génie civil en béton. *Annuel Ouvrages d'art* (2011).

- [HAM-02] Hamelin, P. Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites. *Techniques De L'ingénieur*. Causes de dégradation tech répar par mat comp. Avril (2002).
- [HAM-10] Hamrat, M, Boulekbache, B., Chemrouk, M. and Amziane, S. Shear Behaviour of RC Beams without Stirrups Made of Normal Strength and High Strength Concretes. *Advances in Structural Engineering*, **13** (1), 29-43, (2010).
- [HOL_01] Holloway L.C., Leeming M.B. (2001), Strengthening of reinforced concrete structures using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering, Woodhead Publishing Limited, Cambridge England, First published 1999, reprinted (2001).
- [HU_04] Hu H.T, Lin F.M, Jan Y.Y., Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beams strengthened by fiber-reinforced plastics, *Composite Structures* **63**, 271–281, (2004).
- [ISI-01] ISIS Canada, 2001, Design Manual, strengthening reinforced concrete structures with externally bonded fiber reinforced polymers, published by ISIS Canada, (2001).
- [KAC-00] Kachlakev, D.I. and McCurry, D., Jr., Simulated Full Scale Testing of Reinforced Concrete Beams Strengthened with FRP Composites: Experimental Results and Design Model Verification, Oregon Department of Transportation, Salem, Oregon, June, (2000).
- [KAC-98] Kachlakev, D.I., “Finite Element Method (FEM) Modeling for Composite Strengthening/Retrofit of Bridges.” Research Project Work Plan, Civil, Construction and Environmental Engineering Department, Oregon State University, Corvallis, Oregon, 1998.
- [KAC-04] Kachlakev D. I. Finite Element Analysis and Model Validation of Shear Deficient Reinforced Concrete Beams Strengthened with GFRP Laminates. California Polytechnic State University, (2004).
- [KER-12] Kermiche, S. & Redjel, B. Analyse expérimentale et analytique du comportement en flexion des poutres en béton armé pré fissurées renforcées par un matériau composite en toile de fibres de carbone (TFC). *Rev. Sci. Technol. Synthèse*, **25**, 41- 58 (2012).
- [KHA-98] Khalifa A., Gold, W.J., Nanni, A. and Aziz M.I.A. Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members. *Journal of Composites for Construction*, **2** (4), November, 195-202, (1998).
- [KHA-00] Khalifa, A., Nanni, A. Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites. *Cement & Concrete Composites*, **22**, 165-174, (2000).
- [KHA-02] Khalifa, A., Nanni, A. Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear Deficiencies Using CFRP Composites. *Construction and Building Materials*, **16** (3), 135-146, (2002).
- [KRE-11] Kreit, A., Mahmoud, F., Castel, A., François, A. Repairing corroded RC beam with near-surface mounted CFRP rods. *Materials and Structures* **44**, 1205–1217, (2011).

- [LAN-10] Langnel, M. Investigation expérimentale et théorique sur la performance de poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de composites en PRF ancrés. Maîtrise en génie de la construction, Montréal, décembre (2010).
- [Li-01] LI A., Diagana CH., Delmas Y. CRFP contribution to shear capacity of strengthened RC beams, *Engineering Structures*, **23**, 1212-1220, (2001).
- [Li-15] Li, W. Effect of shear span-to-effective depth Ratio on behavior of rc beams Strengthened in shear with externally Bonded FRP composites. Thesis August (2015), Hong Kong.
- [LI-15] W. Li and C. K. Y. Leung, "Shear Span–Depth Ratio Effect on Behavior of RC Beam Shear Strengthened with Full-Wrapping FRP Strip," *J. Compos. Const.*, Oct (2015).
- [MAD-07] Madana, S.K., Kumar, G. R. and Singh, S.P., Steel Fibers as Replacement of Web Reinforcement for RCC Deep Beams In Shear. *Asian Journal of Civil Engineering (Building And Housing)*. **8**(5), 479-489, (2007).
- [MAL-98] Malek, AM., Saadatmanesh, H. Ehsani, MR. Prediction of failure load of RC beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end, *ACI Struct J.*, **95** (1), 142–52, (1998).
- [MEH-09] Özcan, D.M., Bayraktar, A., Sahin, A. Haktanir, T., Türker, T. Experimental and finite element analysis on the steel fiber-reinforced concrete (SFRC) beams ultimate behavior, *Construction and Building Materials* **23**, 1064–1077, (2009).
- [MIT-14] Mitali R. and Tejendra, T. Finite element modeling of RC deep beams strengthened in shear with CFRP strips. *The Indian Concrete Journal* August, (2014).
- [MIT-14] Mitali R. Patel and Tejendra Tank. Finite element modeling of RC deep beams strengthened in shear with CFRP strips, *The Indian Concrete Journal* August, (2014).
- [MOL-08] Molez, L. Maintenance et entretien des ouvrages, le renforcement de poutres en béton armé par plaques d'acier ou de matériau composite INSA de Rennes, Janvier, (2008).
- [MUS-17] Mustafa, S.A.A., Hassan, H.A. Behavior of concrete beams reinforced with hybrid steel and FRP composites, *HBRC Journal*, Jan (2017).
- [NGO-16] Ngo Minh Duc. Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de lin). Thèse De Doctorat De L'Université De Lyon, Sep (2016).
- [OBE-11] Obaidat, Y.T, Heyden, S., Ola Dahlblom, Ghazi, A, Abdel-Jawad, Y.. Retrofitting of reinforced concrete beams using composite laminates, *Construction and Building Materials*, **25**, 591–597, (2011).
- [PAR-04] Parretti, R. et Nanni, A. Strengthening of RC members using Near-Surface Mounted FRP composites: Design overview. *Advances in structural engineering*, **7** (5), May, (2004).
- [PER-04] R. Perera, A. Recuero, A. De Diego, C. Lopez. Adherence analysis of fiber-reinforced polymer strengthened RC beams, *Computers and Structures*, **82**, 1865–1873, (2004).

- [PLU-11] Plumier, A. Pathologies et réparations structurales des constructions. *Université de Liège*, (2011).
- [POI-10] Poineau, D., Calgaro, J.A. Pathologies et évaluation des ponts existants- Ponts existants. *Techniques De L'ingénieur*, Novembre (2010).
- [QIN-15] Qin, S., Dirar, S., Yang, J., Chan, A.H.C. and Elshafie, M. CFRP Shear Strengthening of Reinforced-Concrete T-Beams with Corroded Shear Links. *J. Compos. Constr.*, **19**(5), (2015).
- [RAB_03] Rabinovitch, O., Frostig Y. Experiments and analytical comparison of RC beams strengthened by CFRP composites. *Composites Part B: engineering*, 663-677, (2003).
- [RAT-14].Rathi, V.R., Ghogare, A.V, Nawale, S.R. Experimental Study on Glass Fiber Reinforced Concrete Moderate Deep Beam. *International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology*, **3** (3), March (2014).
- [REK-14] Rekek, I., Bennegadi, M.E., Sereir, Z., Errouane, L. Analyse des contraintes d'interface des poutres renforcées en cisaillement par matériaux composites, CNMI, UMAB, 09-10 Décembre, (2014).
- [RES-81] Resse C. et Venaut M. Projection des mortiers béton et plâtres, Techniques et applications bâtiments et TP, (1981).
- [RIZ-09] Rizzo, A., De Lorenzis, L. Behavior and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement. *Construction and Building Materials*, **23** (4), 1555–1567, April (2009).
- [ROU-11] Al-Roussan, R., Issa, M.. Fatigue performance of reinforced concrete beams strengthened with CFRP sheets, *Construction and Building Materials*, **25** 3520–3529, (2011).
- [SEN-14] Sen, T., Reddy, H.N.J. Efficacy of bio derived jute FRP composite based technique for shear strength retrofitting of reinforced concrete beams and its comparative analysis with carbon and glass FRP shear retrofitting schemes. *Sustainable Cities and Society* **13** 105–124, (2014).
- [SEN-14] Sen, T., Reddy, H.N.J. Flexural strengthening of RC beams using natural sisal and artificial carbon and glass fabric reinforced composite system. *Sustainable Cities and Society*, **10**, 195–206, (2014).
- [SHA-95] Shah, S. P., Swartz, S. E., and Ouyang, C. Fracture Mechanics of Concrete, John Wiley & Sons, Inc., New York, New York, (1995).
- [SHA-01] Shahawy, M., Chaallal, O., Thomas, E.B., & Adnan, E. Flexural strengthening with carbon fiber-reinforced polymer composites of preload full-scale girders. *ACI Structural Journal* 98(5), , 735–743, (2001).
- [SIK-09] Réparation et protection du béton armé avec Sika® conformément a la Norme Européenne EN 1504. Causes de dégradation, (2009).
- [TAI-00] Taljsten, B., Elfgrana, L. Strengthening concrete beams for shear using CFRP-materials: evaluation of different application methods, *Composites: Part B* **31**, 87–96, (2000).

- [TAI-03] Taljsten, B. Strengthening concrete beams for shear with CFRP sheets, *Construction and Building Materials* **17**, 15–26, (2003).
- [TEO-17] Teo, W., Hing, K.L.M., and Liew, M.S. Interaction between Internal Shear Reinforcement and External FRP Systems of RC Beams: Experimental Study. *The Open Civil Engineering Journal*, **11**, 143-152, (2017).
- [THI-15] Thivierge, S. 2015 Renforcement de poutres de béton armé en cisaillement à l'aide de matériaux composites : étude comparative, Montréal, le 3 décembre (2015).
- [TOU-97] Toutanji H., Gomez, W. Durability characteristics of concrete beams externally bonded with FRP composite sheets. *Cement and Concrete Composite*, **17**, 69-74. (1997).
- [TOU-11] Toutlemonde, F. Conception et calcul des ponts en béton en application des Eurocodes. IFSTTAR, Lyon, 15 Novembre 2011.
- [WAN-06] Wang, W., & Li, G.. Experimental study and analysis of RC beams strengthened with CFRP laminates under sustaining load. *International Journal of Solids and Structures* **43**(6), 1372-1387, (2006).
- [WIL-75] William, K. J. and Warnke, E. P., Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete, Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 19, ISMES, Bergamo, Italy, **99**, 174,, (1975).
- [WIL-75] Willam KJ, Warnke ED. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. In: Proceedings international association for bridge and structural engineering. Bergamo (Italy): ISMES, 174, (1975).
- [WU-03] Z.J. Wu, J.Q. Ye. Strength and fracture resistance of FRP reinforced concrete flexural members, *Cement & Concrete Composites*, **25**, 253–261, (2003).
- [WU-04] WU, Z.Y. Etude expérimentale du comportement des Poutres courtes en béton arme pré-fissurées et Renforcées par matériaux composite sous Chargement statique et de fatigue. Thèse LCPC Paris, novembre (2004).
- [ZHA-03] Zhang, Z. Shear strengthening of rc beams using carbon fiber reinforced polymer laminates, Thèse Faculty of New Jersey Institute of Technology, Jan (2003).
- [ZHA-04] Zhang, Z., Hsu, C., and Moren, J. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Deep Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer Laminates. *J. Compos. Constr.*, **8**(5), 403–414, (2004).
- [ZHA-06] Zhang, Z., JIN, W. LI, G. Behavior of preloaded RC beams strengthened with CFRP laminates. *J Zhejiang Univ SCIENCE A*, **7**(3):436-444, (2006).

Travaux scientifiques

Publication internationale

1. **M BOUMAAZA**, A BEZAZI, H BOUCHELAGHEM, N BENZANNACHE, S AMZIANE et F SCARPA. Behavior of pre-cracked deep beams with composite materials repairs, *Techno Press, Structural Engineering and Mechanics* 61(4), 575–583, (2017).

Communications internationales

1. **M BOUMAAZA**, A BEZAZI, H BOUCHELAGHEM, N BENZANNACHE, S AMZIANE et F SCARPA. Effet du Renforcement par Collage des Matériaux Composites sur le Comportement des Poutres en Béton Armé, 3ème Conférence Internationale sur les Matériaux et les Structures en Composite, Oran, Algérie, 02-03 Décembre 2014.

2. **M BOUMAAZA**, A BEZAZI, H BOUCHELAGHEM, N BENZANNACHE, S AMZIANE et F SCARPA.. Renforcement de poutres fissurées et non fissurées en béton arme par collage de matériaux composites, *Matériaux 2014, Montpellier-France 24-28 Novembre 2014*.

3. **M BOUMAAZA**, A BEZAZI, H BOUCHELAGHEM, N BENZANNACHE, S AMZIANE et F SCARPA. Réhabilitation des Poutres en Béton Armé Rompues au Cisaillement à l'aide des Matériaux Composites, *22^{ème} Congrès Français de Mécanique, Lyon, 24 au 28 Août 2015*.

4. **M BOUMAAZA**, A BEZAZI, H BOUCHELAGHEM, N BENZANNACHE, S AMZIANE et F SCARPA. Etude expérimentale et numérique sur le comportement des poutres profondes renforcées à l'aide du matériau composite PRFV, *2016 EMI Conférence Internationale, Metz, France, Octobre 25-27, 2016*.