



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur
et de la recherche scientifique



UNIVERSITE CONSTANTINE 1
Faculté des Sciences de la Technologie

Département : Génie civil

N° d'ordre :

N° de série :

Thèse

Présentée pour l'Obtention du Diplôme de Doctorat en sciences
Spécialité : Génie Civil, Option : Structures

Par :

Mohcene BOUKHEZAR

Thème

COMPORTEMENT ET ANALYSE D'ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON ARME RENFORCES PAR DES MATERIAUX COMPOSITES PRF EN FLEXION SIMPLE

Membres du Jury de Soutenance :

Président :	Mr N. CHIKH	Professeur	Université Constantine 1, Algérie
Rapporteur :	Mr M. L. SAMAI	Professeur	Université Constantine 1, Algérie
Co-encadreur:	Mr H. A. MESBAH	M.C	INSA, Rennes 1, France
Examineurs :	Mr M. BELACHIA	Professeur	Université de Skikda, Algérie
	Mr Z. BOUDAUD	Professeur	Université d'Oum El-Bouaghi, Algérie
	Mr A. TEKKOUK	M.C	Université Constantine 1, Algérie

Septembre 2014

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à Mr. Mohamed Laid SAMAI, Professeur au Département de Génie Civil à l'université Constantine 1 d'avoir accepté l'encadrement de ce travail, de l'attention qu'il a portée à mon travail et des moments de discussion précieuse qu'il m'a réservés. Je le remercie infiniment pour sa confiance, ses précieux conseils, sa disponibilité et sa courtoisie.

Je remercie aussi mon co-encadreur Mr Habib-Abdelhak. MESBAH, maître de conférences(HDR) à l'INSA de Rennes- France, Qui a su m'orienter dans mes travaux, pour son accueil , 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 mon projet et de maintenir le cap au fil du temps.

Je tiens également à remercier Mr N. CHIKH, professeur au Département de Génie Civil à l'université Constantine 1 de me faire honneur d'être le président de jury, ainsi que les membres de jury : Mr M. BELACHIA, Professeur à l'université de Skikda. Mr Z. BOUDAOU, Professeur à l'université d'Oum El-Boughi, et Mr A. TEKKOUK, maître de conférences à l'université Constantine 1.

Je remercie Monsieur Christophe LANOS, Professeur à l'IUT de Rennes et directeur de laboratoire MTRhéologie du LGCGM (INSA de Rennes- France), pour son soutien moral et financier qu'il m'a accordé durant le déroulement de mon travail de thèse à l'INSA de Rennes-France.

Ce travail n'aurait pas été possible sans le support de toute l'équipe technique au laboratoire de IUT Rennes Messieurs, Guy Bianeis, Patrice le Pogam, Alain Abgrall, Bruno, Eubert, Patrice Canevet, et Michel Trinquart pour leur implication totale dans la conduite du programme expérimental, leur compétence supérieure ont donné une marque de qualité aux différents travaux réalisés au laboratoire.

J'exprime toute ma reconnaissance à Mr. Hacène HOUARI Professeur au Département de Génie Civil à l'université Constantine 1 pour son amical soutien.

Mes remerciements et ma reconnaissance sont adressés à mes collègues pour un temps précieux passé ensemble. Mes plus vifs remerciements vont également à tous mes amis avec qui j'ai partagé des moments inoubliables pendant mes études.

DÉDICACE

Je dédie le présent travail

A mes très chers parents Ali et LEDRAA Zoubida

A mes sœurs et mon frère Mohammed Rafik

A l'ensemble de ma famille et à mes amis

A mon ami Chamseddine MOUATSI

RÉSUMÉ

Des recherches multiples ont fait de l'utilisation des matériaux composites à base de Polymères Renforcés de Fibres (PRF) sous diverses formes (lamelles, stratifiés ou bien tige), un moyen de renforcement et de réparation externe des structures ou des éléments structuraux en béton armé EBR "External Bonded Reinforcement". L'application de cette technique s'est avérée être une alternative intéressante aux méthodes de renforcement et de réparation conventionnelles. De nos jours, il existe plusieurs codes de calcul traitant du renforcement des éléments structuraux. Ces derniers avec une faible résistance du béton seraient les plus indiqués à être renforcés, il en est de même pour des éléments en béton armé ayant subi une dégradation.

L'ampleur de l'augmentation de la capacité flexionnelle pour les éléments structuraux renforcés n'est pas très maîtrisée et nécessite d'être explorée tant du point de vue théorique qu'expérimental. Un modèle théorique basé sur le concept de la théorie générale est proposé, en outre un programme expérimental étoffé a été réalisé et a concerné des essais à la flexion simple sur des éléments en béton armé à échelle réelle. Une étude comparative a été menée entre les résultats expérimentaux, les prédictions du modèle proposé, celles des différents codes nationaux et celles des travaux antérieurs.

L'investigation expérimentale s'articule sur le renforcement des poutres en béton armé par des lamelles et des tissus en PRFC (polymères renforcés de fibres de carbone) soumis à la flexion simple à quatre points. Les spécimens testés sont considérés comme étant des poutres à grandeur (échelle) réelle, avec un rapport $a/d = 1.5$ charge très proche de l'appui et les poutres sont classées comme poutres profondes. Les effets des différents paramètres influençant le comportement de ces éléments structuraux ont été examinés tels que le taux d'armatures tendues (ρ_s), la résistance caractéristique du béton (f_{ck}), le taux et le type du renfort ainsi que le degré d'endommagement de l'élément.

Cette étude a révélé que l'apport du renforcement a eu pour effet une augmentation pour la rigidité, et une augmentation de l'ordre 67% pour la capacité flexionnelle en comparaison avec les poutres de contrôle. Les poutres endommagées puis réparées ont eu un comportement quasi-similaire à celui des poutres non endommagées et renforcées. Quant à la ductilité, elle a subi une chute considérable et ceci semble être dû au mode de ruine par décollement.

Enfin, la comparaison entre les résultats expérimentaux et les prédictions du modèle et celles des codes a révélé l'importance du taux d'armatures longitudinales. Il en a été de même appliquant le modèle aux résultats expérimentaux de la littérature. Il y a eu surestimation pour le taux relativement faible et sous-estimation pour les taux relativement élevés. En outre il a été révélé que pour les taux de 2.1% le renfort devient inopérant.

Mots clés: poutres, flexion simple, renforcement, PRFC, matériaux composite, modèle théorique.

ABSTRACT

Multiple research have made the use of composite materials based on Fiber Reinforced Polymer (FRP) in several forms (sheets , laminated or stem) , a way of strengthening and repair external reinforced concrete structures or structural elements EBR (external bonded reinforcement) . The application of this technique has shown an interesting alternative to strengthening and repair conventional methods. Nowadays, there are several design codes dealing the strengthening of structural elements.

The magnitude of the increase in the flexural capacity for strengthening structural elements is not very mastered and needs to be explored both theoretically and experimentally. A theoretical model based on the concept of the general theory is further proposed an expanded experimental program was conducted and involved testing a simple bending of reinforced concrete elements in full scale. A comparative study was conducted between the experimental results, predictions of the proposed model, these different national codes and those of previous work.

The experimental investigation focuses on strengthening reinforced concrete beams by CFRP (carbon fiber reinforced polymers) plates and sheets; submitted a simple four-point bending. The test specimens are considered as a real size (scale) beams, with a ratio $a / d = 1.5$ which allows to classify them as deep beams. The effects of various parameters influencing the behavior of these structural elements have been examined such as the rate of tension reinforcement (ρ_s), the characteristic concrete strength (f_{ck}), the rate and type of CFRP, and the damage degree of the element.

This study found that the contribution of strengthening resulted in increased stiffness, and an increase of about 67% for the flexural capacity compared to control beams. Damaged and repaired beams had an almost similar to that of undamaged beams and strengthened behavior. As for ductility, it suffered a huge drop and this seems to be due to the failure mode by peeling.

Finally, the comparison between the experimental results and the model predictions and those codes revealed the importance of longitudinal reinforcement rates. It was the same model was applied to experimental results in the literature. There have been overestimated for the relatively low rate and underestimated for the relatively high rates. Also it was revealed that for the 2.1% rate of the reinforcement becomes ineffective.

Key words: beams, simple bending, strengthening, CFRP, composite materials, theoretical model.

ملخص

هناك بحوث متعددة جعلت استخدام المواد المركبة القائمة على اللدائن المقوى بالألياف في عدة أشكال CFRP (شرائح، و أنسجة) ، وسيلة للتعزيز والإصلاح الخارجي للهياكل أو العناصر الهيكلية المصنوعة من الخرسانة المسلحة (التعزيز الملتصق خارجيا) EBR. وقد أظهر تطبيق هذه التقنية بديلا هاما لطرق التعزيز والإصلاح التقليدية. في الوقت الحاضر، هناك العديد من نصوص قوانين الحساب والتصميم تعالج تعزيز العناصر الهيكلية، وتستند جميع هذه القوانين على مفهوم النظرية العامة. تهدف هذه الدراسة إلى المساهمة في تطوير معرفة سلوك العناصر الهيكلية من الخرسانة المسلحة معززة معرضة للانحناء الخالص.

الدراسة التجريبية وضعت لإثبات هذه التقنية، إن توطيد هذه الدراسة تم من خلال عرض نموذج نظري يعتمد على مفهوم النظرية العامة لمقاطع من الخرسانة المسلحة وأخرى من الخرسانة المسلحة المعززة بـ CFRP معرضة للانحناء البسيط طبقا لحدود الحال بالإضافة إلى ذلك، تم إجراء دراسة مقارنة مع بعض نصوص القوانين الوطنية.

يركز هذا العمل التجريبي على تعزيز الروافد المصنوعة من الخرسانة المسلحة بواسطة الشرائح و الأنسجة من CFRP (ألياف الكربون المقوى باللدائن) المعرضة للانحناء البسيط من أربع نقاط . تعتبر عينات الاختبار روافد حجم (مقياس) حقيقي، مع نسب $a/b = 1.5$ والذي يسمح بتصنيفها روافد عميقة. إن آثار العوامل المختلفة التي تؤثر على سلوك هذه العناصر الهيكلية قد تم فحصها مثل نسبة تسليح الخرسانة ، مقاومة الخرسانة المميزة، نسبة و نوع التعزيز، ودرجة الضرر التي لحقت العنصر. هذه الدراسة سمحت لنا بتقييم الأداء الأمثل فيما يخص القدرة الانحنائية للروافد .

أظهرت النتائج التجريبية والتحليلية أن قدرة الانحناء و صلابة الروافد من الخرسانة المعززة و / أو المصلحة باستخدام CFRP ازدادت مقارنة مع روافد المرجع، كذلك سلوك الروافد المتضررة ثم القيام بإصلاحها مشابه تقريبا لتلك غير المتضررة والمعززة. خلافا لذلك ليونة الروافد المعززة قد انخفضت إلى حد كبير نسبة إلى روافد المرجع . وقد أظهر التطوير التحليلي و مختلف نصوص القوانين المستعملة محدوديتها في الاستخدام عندما تكون خرسانة الروافد بنسبة تسليح منخفضة , وأن هذه النصوص بالغت في تقدير أثر تعزيز شرائط CFRP ، على الرغم من أنها أخذت بعين الاعتبار انفصال المعزز باستخدام عوامل السلامة .

الكلمات المفتاح الروافد , المواد المركبة , التعزيز , CFRP , المواد المركبة, نموذج نظري

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
DÉDICACE	IV
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VI
ملخص	VII
TABLE DES MATIÈRES.....	VIII
LISTE DES FIGURES	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XII
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES NOTATIONS	XIV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	2
1.1. Introduction	2
1.2. Objectifs de la thèse	3
1.3. Structuration de la thèse	4
CHAPITRE 2 FONDEMENTS PRATIQUES ET THEORIQUES.....	6
2.1. Principales causes de la dégradation :	6
2.2. Pose d'un diagnostic.....	7
2.3. Procédure d'un diagnostic	7
2.4. Calcul et vérification des ouvrages en béton armé.....	8
2.4.1. Les états limites	8
2.4.2. Etat limite ultime (ELU).....	12
2.4.3. Etat limite de service (ELS)	12
2.5. Maintenance et réhabilitation des ouvrages en béton armé	13
2.6. Poutres en béton armé sans armatures de cisaillement	13
2.6.1. Classification des poutres en fonction de la portée de cisaillement	13
2.6.2. Modes de ruine des poutres en fonction de la portée de cisaillement.....	14
2.7. Importance des armatures de cisaillement et leur rôle	16
2.8. Ductilité et déformabilité (dissipation d'énergie).....	16
CHAPITRE 3 RENFORCEMENT ET REPARATION DE STRUCTURES OU D'ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON ARME PAR DU PRF.....	23
3.1. Les matériaux composites.....	23
3.2. Généralités sur les matériaux composites	23
3.3. Les résines.....	25
3.4. Les fibres.....	27

3.5.	Classification des matériaux composites	29
3.6.	Historique du renforcement des éléments structuraux par du PRF	30
3.7.	Synthèse sur les avantages des matériaux composites.....	40
CHAPITRE 4 COMPORTEMENT D'UN ELEMENT STRUCTUREL RENFORCE PAR DU PRF SOUMIS A LA FLEXION SIMPLE : CODES ET MODELE THEORIQUE PROPOSE		43
4.1	Introduction	43
4.2	American Concrete Institute (ACI440.2R.08)	43
4.3	Fédération internationale du Béton (FIB2001)	45
4.4	Association Française de Génie Civil (AFGC).....	46
4.5	Code Italien CNR 2004 “guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures”	49
4.4	Code Canadien ISIS CANADA “Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fiber Reinforced Polymers”	51
4.6	Modèle proposé	51
4.7	Conclusion.....	65
CHAPITRE 5 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL		67
5.1.	Généralités.....	67
5.2.	Objectifs du programme étude expérimental	67
5.3.	Caractéristique des matériaux	68
5.3.1.	Béton	68
5.3.2.	Armatures.....	74
5.3.3.	Caractéristiques des matériaux composites utilisés.....	74
5.2.	Préparation des spécimens	76
5.3.	Configuration et instrumentation des spécimens :	78
CHAPITRE 6 PRÉSENTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX		84
6.1.	Résultats obtenus.....	84
6.2.	Diagrammes charge-déplacement.....	87
6.2.1.	Poutres de contrôles	87
6.2.2.	Poutres renforcées	89
6.2.3.	Poutres endommagées puis renforcées.....	91
6.3.	Différents modes de ruine	93

6.4.	Etude comparative	95
6.4.1.	Introduction	95
6.4.2.	Courbure	95
6.4.3.	Capacité flexionnelle.....	97
6.4.4.	Etude comparative avec travaux antérieurs	99
CHAPITRE 7 EFFETS DES DIFFERENTS PARAMETRES.....		105
7.1.	Introduction	105
7.2.	Effets du taux d'armatures longitudinales	105
7.2.1.	Poutres de contrôle	105
7.2.2.	Poutres renforcées par deux lamelles en PRFC	107
7.2.3.	Comparaison entre les poutres de contrôle et les poutres renforcées.....	109
7.3.	Effets de la classe du béton.....	111
7.3.1.	Poutres de contrôle	111
7.3.2.	Poutres renforcées	113
7.3.3.	Comparaison entre les poutres de contrôle et celles renforcées	115
7.4.	Effets du taux et du type de renfort.....	117
7.4.1.	Pour la classe 17 MPa	117
7.4.2.	Pour la classe 35 MPa	119
7.4.3.	Comparaison entre les poutres de contrôle et les poutres renforcées.....	121
CONCLUSIONS, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES.....		125
REFERENCES.....		130
ANNEXE A AUTRES RESULTATS OBTENUS		135
ANNEXE B Mise en œuvre du renfort.....		142

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 portee de cisailment.....	13
figure 2.2 differents modes de rupture de poutres en beton arme sans armatures de cisaillement en relation avec a/d	15
figure 2.3 ductilite et deformabilite de voile et portique en beton arme (kassoul2005).....	18
figure 2.4 deformation d'une poutre flechie en beton arme [park et al 1975][34]	19
figure2.5. Reponse charge deplacement pour section sous-armee et section sur-armee.....	21
figure 3.1. Constituants d'un materiau composite.....	24
figure 3.2. Organigramme des differentes familles de matrice.....	25
figure 3.3:organigramme des differentes familles de fibres.	28
figure 3.4 pont de d'oumazer [abdessemed et al 2011]	31
figure3.5 mise en place des lamelles en prfc sur une dalle en beton arme	32
figure 3.6 un mur en maçonnerie renforcie au moyen de materiaux composites (halloway).....	34
figure 3.7 fixation des lamelles sur des poutres en bois	35
figure 3.8 renforcement d'un dalot par du prf	36
figure 3.9 mise en place de lamelles en prf sur une dalle d'un ancien appartement	37
figure 3.10 mise en place des lamelles en prf sur une dalle d'un hopital	38
figure 3.11 renforcement d'une dalle en gaufre par du prf	39
figure 3.12 renforcement d'une poutre d'un pont par du prf.....	40
figure 4.1. Differentes interfaces pour la rupture en decollement	45
figure 4.2 concept (trois +un) pivots	47
figure 4.3. Diagramme parabole-rectangle de contrainte-deformation de beton en compression	52
figure4.4. Loi de comportement de l'acier	53
figure4.5. Loi de comportement du composite.....	53
figure 4.6. Image a l'e.l.s d'une section rectangulaire en beton arme	55
figure4.7. Section equivalente (section transformee).....	56
figure 4.8. Image a l'e.l.u d'une section rectangulaire en beton arme.....	57
figure4.9. Image a l'e.l.s d'une section rectangulaire en beton arme	60
figure4.10. Section equivalente (section transformee).....	61
figure 4.11. Image a l'e.l.u d'une section non usuelle en beton arme renforcee.....	62
figure 5.1. Essai d'affaissement au cone d'abrams	69
figure 5.2.test de l'air occlus	70
figure5.3. Essai de compression simple.....	71
figure 5.4. Essai de traction par fendage.....	72
figure 5.5. Essai de compression pour la determinaton du module d'elasticite et du coefficient du poisson	73
figure 5.6. Lamelle et tissu en prfc	75
figure 5.7. Resine utilisee dans les renforts.....	76
figure 5.8. Elaboration d'une poutre renforcee par des lamelles en prfc soumise a la flexion simple (4 points).....	76
figure 5.9. Differentes etapes de realisation de specimens	78
figure 5.10. Instrumentation d'essais en lvdt.....	81
figure 5.11. Installation des jauges au niveau des armatures et des lamelles	82
figure 5.12. Mise en place des billes pour mesurer la deformation du beton	82
figure 6.1. Disposition des billes	86
figure 6.2. Diagramme des moments flechissant pour une flexion a quatre points	87
figure6.3. Diagramme charge – deplacement des poutres de controle.....	88
figure 6.4. Diagramme charge – deplacement des poutres renforcees pour differents taux d'armatures ...	89

figure 6.5. Diagramme charge – déplacement des poutres renforcees pour deux classes du beton différentes	90
figure 6.6. Diagramme charge – déplacement des poutres renforcees pour différents types et taux de renfort.....	90
figure 6.7 . Diagramme charge – déplacement pour les poutres endommagées puis renforcees.....	92
figure 6.8. Différents modes de rupture des poutres.....	95
a: poutre type sb.4.1.p.n	96
b: poutre type sb.3.1.p.n	96
c: poutre type sb.2.1.p.n	97
figure6.9 comparaison entre le modele theorique et les travaux experimentaux d’esfahani [24]avec les différents taux d’armatures.....	99
figure6.10 comparaison entre le modele theorique et celle de l’aci pour les poutres d’ esfahani [24]avec les différents taux d’armatures.....	100
figure 7.1. Diagramme charge-deformation des armatures longitudinales des poutres controle pour différents taux de d’armatures.....	106
figure 7.2. Diagramme charge-deformation des armatures longitudinales des poutres renforcees pour différents taux d’armatures.....	107
figure 7.3. Diagramme charge-largeur de la fissure des poutres renforcees pour différents taux d’armatures	108
figure 7.4. Diagramme charge-deformation des armatures longitudinales des poutres de controle et renforcees pour différents taux d’armature.....	110
figure7.5. Diagramme charge- largeur de la fissure des poutres controle et renforcees pour différents taux d’armatures	111
figure 7.6. Diagramme charge-deformation des armatures longitudinales des poutres de controle pour différents classes du beton.....	112
figure 7.7. Diagramme charge - largeur de la fissure des poutres de controle pour différents classes du beton	113
figure 7.8. Diagramme charge-deformation des armatures longitudinales des poutres renforcees pour différents classes du beton.....	114
figure 7.9. Reponse charge- largeur de la fissure des poutres renforcees pour différents classes du beton	115
figure 7.10 diagramme charge-deformation des armatures longitudinales des poutres de controle et renforcees pour différents classes du beton.....	116
figure 7.11.diagramme charge -largeur de la fissure des poutres de controle et renforcees pour différents classes du beton	117
figure 7.12. Diagramme charge-deformation d’armatures longitudinales pour différents taux et types du renfort (classe17).....	118
figure 7.13. Diagramme charge-largeur de la fissure pour différents taux et types du renfort (classe17) ..	119
figure 7.14.diagramme charge-deformation des armatures longitudinales pour différents taux et types du renfort (classe35).....	120
figure 7.15. Diagramme charge- largeur de la fissure pour différents taux et types du renfort (classe17)	121
figure 7.16 diagramme charge -deformation des armatures longitudinales pour différents taux et types du renfort (classe17et 35)	122
figure 7.17 diagramme charge-largeur de la fissure pour différents taux et types du renfort (classe17 et 35)	123

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Comparaison entre les différents codes nationaux.....	14
Tableau 2.2 mode de rupture en fonction de (a/d).....	14
tableau 3.1: comparaison entre les deux types de resine.....	27
tableau 3. 2. Les caracteristiques des fibres et renforts.....	28
tableau 5.1. Composition du beton a la resistance de compression de 17 mpa,.....	68
tableau 5.2. Composition du beton a la resistance de compression de 35 mpa,.....	68
tableau 5.3. Resultats de differents essais effectues	73
tableau 5.4. Caracteristiques mecaniques des armatures utilisees	74
tableau 5.5. Caracteristiques geometriques et mecaniques des lamelles en fibres de carbone	74
tableau 5.6. Caracteristiques mecaniques de la resine utilisee avec sika® carbodur® plates	75
tableau 5.7. Caracteristiques mecaniques de la resine utilisee avec sikawrap®230	75
tableau 5.8. Caracteristiques des specimens	81
tableau6.1. Resultats des tests pour l'ensemble des poutres	85
tableau 6.2. Resultats comparatifs des capacites flexionnelles pour des poutres avec differents taux d'armatures	98
tableau 6.3. Comparaison des capacites flexionnelles pour des poutres avec differents taux d'armatures entre resultats experimentaux et divers predictions	98
tableau6.4 predictions du modele theorique confrontes a celle d' esfahani pour differents taux d'armatures	99
tableau6.5 resultats comparatifs des charges entre le modele theorique et celle de l'aci pour les poutres d' esfahani avec les differents taux d'armatures.....	100
table6.6 compilation des resultats des travaux anterieurs	102
tableau7.1 deformations des armatures des poutres controle pour differents taux d'armatures.....	106
tableau 7.2. Resultats de deformation des armatures longitudinales des poutres renforcees pour differents taux d'armatures	107
tableau 7.3. Resultats de la largeur de la fissure des poutres renforcees pour differents taux d'armatures	108
tableau 7.4. Resultats des deformations d'armatures des poutres de controle pour differents classes du beton	111
tableau 7.5. Resultats des largeurs de la fissure des poutres controle pour differents classes du beton	112
tableau 7.6. Resultats des deformations d'armature des poutres renforcees pour differents classes du beton	113
tableau 7.7. Resultats des largeurs des fissures des poutres renforcees pour differents classes du beton .	114
tableau 7.8 resultats des deformations des armatures pour differents taux et types du renfort (classe17)	118
tableau 7.9 resultats des largeurs des fissures pour differents taux et types du renfort (classe35)	119
tableau 7.10 resultats des deformations des armatures pour differents taux et types du renfort (classe35)	120
tableau 7.11 resultats des largeurs des fissures pour differents taux et types du renfort (classe35).....	121

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET DES NOTATIONS

Abréviations

ACI : “ American Concrete Institut“

AFGC :Association Française de Génie Civil

BOA : béton ordinaire armé

EC : Eurocode

ELU : état limite ultime

ELS : état limite de service

FIB : Fédération internationale du béton

ISIS : “Intelligent Sensing for Innovative Structures“

Notations

$A_c(x)$: Aire de la partie comprimée du béton, en fonction de x

A_f : Aire de la section du renfort

A_s : Aire de la section d’aciers tendus

A'_s : Aire de la section d’aciers comprimé

A_u : section utile

b : Largeur de la section

d : hauteur utile de la section

d' : enrobage des armatures tendues.

E_c : Module de Young du béton

E_f : module de Young de composite

E_s : Module de Young de l’acier

F_C : La force dans le béton

F_f : La force de traction du renfort

F'_s : La force de compression des aciers comprimés

F_s : La force de traction des aciers tendus

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton obtenue à partir d'un cylindre
 f_f : Contrainte dans le composite
 f_s : Contrainte dans l'acier
 f'_s : La contrainte des aciers comprimés
 f_{yk} : Contrainte limite d'écoulement de l'acier
 h : Hauteur de la section
 K_1 : Coefficient de remplissage
 K_2 : Coefficient de positionnement.
 l_p : Hauteur de la section de la poutre cantilever prise égale à st
 l'_{trans} : Longueur de transfert d'effort entre le composite et le béton majorée par l'effort tranchant.
 l_{trans} : Longueur de transfert d'effort entre le composite et le béton.
 $l_{anc,d}$: Longueur d'ancrage de calcul.
 $l_{anc,th}$: Longueur d'ancrage théorique du composite pour l'effort F_f
 $l_{anc,exp}$: Longueur d'ancrage déterminée à partir des données expérimentales.
 l_{anc} : Longueur d'ancrage réelle.
 M_u : Le moment fléchissant ultime
 M_y : le moment correspondant au point d'écoulement des armatures
 M_{cr} : le moment correspondant à l'apparition de la première fissure
 V_b : Effort tranchant repris par le béton
 V_f : Effort tranchant repris par le composite
 V_s : Effort tranchant repris par les aciers
 V_{Ru} : Résistance à l'effort tranchant aux ELU
 V_u : Effort tranchant appliqué à la section aux ELU
 t : L'épaisseur du renfort
 w : largeur de la fissure
 x : La profondeur de l'axe neutre
 γ_c : Coefficient de sécurité du béton
 γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier
 ε_{cu} : Déformation relative maximale dans le béton

- ε_f : La déformation du renfort
- ε_{fu} : Allongement à la rupture du renfort
- ε_s : Déformation relative dans les aciers tendus
- ε'_s : Déformation dans les aciers comprimé
- ε_{yk} : Déformation relative maximale dans les aciers
- ρ_f : Taux du renfort
- ρ_s : Taux d'armatures tendues
- ρ'_s : Taux d'armatures comprimées

Chapitre **1**

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE 1

INTRODUCTION GÉNÉRALE

1.1. Introduction

Il existe un nombre important d'infrastructures qui ne répondent plus aux exigences d'exploitation actuelles et ce pour des raisons de dégradation ou de détérioration. Les différentes pathologies dues à des erreurs humaines lors de la conception ou durant la réalisation, ou à des changements de fonctionnalité de l'ouvrage, ou à la dégradation des matériaux constitutifs (corrosion d'armatures, carbonatation du béton....) ont un impact direct sur la longévité des ouvrages.

Dans les pays développés, la maintenance des ouvrages coûte des milliards. A titre d'exemple pour les Etats unis elle est de 1.3 trillion de dollars, au Canada le coût de réparation des parkings étagés elle est de 4 à 6 milliards de dollars, alors qu'en France, la surveillance et la réhabilitation des ponts coûtent 45 milliards d'euros par an [18]. Ces budgets immenses suscitent chez les ingénieurs et les chercheurs une envie de trouver un moyen et une technique fiable, rapide et durable pour maintenir les ouvrages en question. En Algérie, il y a plus de 4850 ponts et 40% de ces derniers ont besoin d'une réparation [1].

Actuellement, les moyens de renforcement et de réparation utilisés en Algérie sont traditionnels (le béton additif et le rajout d'armatures extérieurement). Ceci nécessite un contrôle périodique ainsi qu'une protection. Ces méthodes sont caractérisées par la lourdeur et la difficulté d'exécution. D'où la nécessité d'opter pour la technique de renforcement à base de PRF. Cette dernière est facile à mettre en œuvre et rapide.

1.2. Objectifs de la thèse

Les différents objectifs de la thèse sont résumés comme suit :

- Approfondissement des connaissances théoriques concernant le BOA (béton ordinaire armé)
- Proposition d'un modèle théorique inspiré de celui adopté pour le BOA (béton ordinaire armé) mais qui intègre le renfort. Ce modèle devrait être capable de détecter les valeurs de trois moments à savoir le moment où la première fissure apparaît (M_{cr}), le moment élastique max (M_y) et le moment ultime ou la capacité flexionnelle (M_u).
- Conduite d'un programme expérimental sur des poutres à échelle réelle (poutres de contrôle, poutres renforcées, poutres endommagées et renforcées).
- Confrontation des résultats expérimentaux avec ceux prédits par le modèle proposé et ceux donnés par les différents codes nationaux.
- Comparaison des résultats expérimentaux de la littérature avec les prédictions du modèle théorique.
- Etude des effets des différents paramètres influents sur le comportement structurel des poutres renforcées tels que le taux d'armatures longitudinales, le taux et le type de renfort, la classe de béton et le degré d'endommagement des poutres.
- Apport de conclusions et recommandations.
- Orientation du thème avec des axes qui nécessitent d'être explorés ultérieurement.

1.3. Structuration de la thèse

La thèse se compose de huit chapitres dont une introduction et conclusion générales et deux annexes :

- Le premier, l'introduction où sont exposées les généralités sur le calcul aux états limites et la problématique qui a conduit au choix du présent thème avec les objectifs assignés.
- Le second chapitre concerne les fondements pratiques et théoriques nécessaire pour le développement du présent thème.
- Le troisième chapitre présente le renforcement et la réparation des structures ou d'éléments structuraux en béton armé par du PRF, avec un exposé d'un ensemble de définitions sur les matériaux composites.
- Le quatrième chapitre est consacré au développement du modèle théorique proposé ainsi qu'à la présentation des prédictions par les différents codes et normes internationales.
- Dans le cinquième chapitre, le programme expérimental est présenté avec l'ensemble des détails nécessaires.
- Le sixième chapitre est consacré à la présentation des différents résultats obtenus dans la phase expérimentale ainsi qu'à la discussion de ces derniers avec une étude comparative.
- Le septième chapitre est quant à lui consacré aux effets des différents paramètres.
- Le huitième chapitre a trait aux différentes conclusions tirées, aux recommandations retenues et des perspectives de développement de la présente thèse.
- Les deux annexes sont réservées pour la présentation du reste des résultats obtenus ainsi que la mise en place du renfort.

Chapitre **2**

Fondements pratiques et théoriques

CHAPITRE 2**Fondements pratiques et théoriques****2.1. Principales causes de la dégradation :**

Pour évaluer l'état de fonctionnement des ouvrages en béton armé et pour ne pas avoir un disfonctionnement non désiré lors de leur existence, il est indispensable de prendre en considération la durabilité du matériau constituant. De ce fait, il faut connaître l'aptitude de ce dernier de conserver ses caractéristiques durant l'exploitation de la structure et ce vis-à-vis des différents facteurs qui pourraient engendrer d'importantes dégradations tels que :

- Les charges accidentelles (séisme, accident de voiture.....).
- Les sollicitations à long terme (le fluage), ou dues à des sollicitations répétées (la fatigue).
- La pénétration d'agents agressifs qui peut conduire à la corrosion des armatures.
- Les réactions chimiques internes telles que l'alcali-réaction ou les attaques sulfatiques, sources de gonflement et de fissuration du béton.
- Les cycles de gel-dégel qui entraînent gonflements et fissuration du béton par gel interne et un écaillage des surfaces exposées aux sels (de déverglaçage).

Il est à noter que cette évaluation est liée directement au suivi des ouvrages ; ce dernier peut être réalisé par des mesures effectuées périodiquement, soit par des prélèvements ou des essais non destructifs. Vu que les différents éléments d'ouvrages ne sont pas dans les mêmes conditions environnementales. Etant donné que leur exposition à l'ensoleillement, au vent, à la pluie, aux sels de déverglaçage, n'est pas figée que l'importance de fonctionnement n'est pas la même pour l'ensemble, la réalisation de ces mesures devant être appropriée pour chaque cas [28]. Il est nécessaire pour certaines mesures d'installer des dispositifs dans les ouvrages pour pouvoir suivre l'évolution de certains phénomènes (scellement de plots pour les mesures dimensionnelles, sortie d'armatures pour les mesure de potentiel, ...).

Les prélèvements sont effectués après une inspection détaillée permettant d'indiquer les zones à analyser. Une comparaison des désordres relevés à des âges différents pourra

constituer une aide à la compréhension des mécanismes possibles de dégradation et conduisait à proposer un plan d'investigation approprié pour les interventions futures [19].

2.2. Pose d'un diagnostic

Le diagnostic est le résultat d'investigations effectuées pour se prononcer sur l'état d'une construction et ses conséquences. Il est devenu habituel de désigner par la même appellation de "diagnostic" la réalisation des examens nécessaires à la formulation des conclusions, ou recherche d'une pathologie à partir de symptômes. Il est demandé dans ce cadre :

- Une étude spécifique.
- Des travaux de réfection ou de rénovation ou de renforcement.
- Une inspection régulière mettant en évidence des désordres.
- Une expertise.
- Une démarche préventive.

2.3. Procédure d'un diagnostic

La procédure à suivre pour un diagnostic s'intègre dans une démarche globale qui peut mener jusqu'à des travaux de réparation.

La découverte des désordres sur une structure entraîne généralement :

- la mise en œuvre de mesures de sauvegarde si nécessaire (purges, filet de protection...),
- la réalisation d'une visite préliminaire et de certaines autres opérations dans le but d'établir un pré-diagnostic.
- la mise au point d'un programme d'investigation.
- le lancement d'opérations liées au diagnostic.

Le déroulement du diagnostic comporte quatre volets :

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

L'ingénieur chargé des opérations de diagnostic doit avoir des compétences dans la physico-chimie des matériaux, l'instrumentation, les méthodes de réparation et de traitement. Dans les cas délicats, il devra s'associer avec un ingénieur spécialiste en structures (pour les problèmes d'ordre mécanique), ou un ingénieur chimiste de laboratoire (pour les problèmes liés aux gonflements du béton, etc.)[19].

2.4. Calcul et vérification des ouvrages en béton armé

2.4.1. Les états limites

Selon les règlements (EC02,.....), un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à être en sécurité durant sa durée d'exploitation vis-à-vis :

- sa ruine totale ou partielle de l'un de ses éléments.
- son comportement dans les conditions de service ne doit pas d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Tout état au-delà duquel une structure ou une partie de cette structure ne satisferait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue, est appelé état limite. Les divers états-limites peuvent être classés en deux catégories :

- les états limites ultimes correspondant à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement, etc...,[27]
- les états limites de service au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouverture excessive des fissures, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations inconfortables pour les usagers, etc.).[27]

Pour chaque état-limite, il existe une sollicitation résistante de calcul et une sollicitation agissante de calcul de la structure.

La sollicitation résistante de calcul est celle pour laquelle l'un des matériaux constitutifs aura atteint soit sa déformation limite, soit sa contrainte limite. Cette sollicitation résistante de calcul est déterminée dans l'hypothèse d'un comportement plastique des matériaux dans le cas des états limites ultimes, d'un comportement élastique des matériaux dans le cas des états limites de service, en prenant en compte leurs résistances de calcul (c'est-à-dire leurs résistances caractéristiques divisées par les coefficients de sécurité adéquats).[53]

La sollicitation agissante de calcul est définie comme une combinaison d'actions comprenant les charges permanentes (poids propre des structures principalement), les charges d'exploitation (poids des véhicules dans le cas d'un pont), et des charges à caractère exceptionnel. Il est considéré ici parmi les sollicitations agissantes de calcul que le moment fléchissant, dont la valeur est notée M_u à l'état limite ultime et M_{ser} à l'état limite de service.

Autrement, lors d'un séisme, les structures ou les éléments structuraux vont subir des fissures, des dégradations et des déplacements qui peuvent être excessifs, dépassent même les limites de service, alors que l'état limite ultime est loin d'être atteint. Dans ce cas les structures peuvent rester encore en fonction totale ou partielle. Où la mise du renforcement et de la maintenance de ces dernières afin de permettre la régénération de capacité et l'allonger de leur durée d'existence [53].

Il est à noter que la charge à l'ELU diffère de la charge réelle de ruine de la structure cette dernière ayant la valeur la plus élevée qu'une structure ou un élément de structure peut réellement reprendre, et ce sont des charges qui peuvent être déterminée soit théoriquement par l'analyse plastique des structure ou expérimentalement au laboratoire. Alors que la charge à l'ELU est exprimée quant a elle conventionnellement dans chaque pays et sa valeur est égale à la charge caractéristique pondérée par un facteur de charge supérieur à 1, sauf dans le cas du vent où sa valeur est prise inférieur à 1 si cette charge verticale a un effet favorable pour la structure ou l'élément de structure en question. Le facteur de pondération est lié directement à la nature de la charge et sa valeur varie d'un code à un autre. Quant à la charge caractéristique, elle est définie comme la charge ayant une probabilité acceptée de ne pas être dépassée durant la vie de la structure. Le tableau 2.1 présente les facteurs de pondération adoptés par différents codes nationaux.

	BAEL 91 (1991)	ACI 318-89 (1989)	BS 8110 (1985)	DIN 1046 (1972)	EUROCODE 2 (1992)	CODE MODELE CES 90										
1. UNITES (SI = Système International)	SI m, mm N, kN, MN Pa, kPa, MPa Nm, kNm, MNm	Unités US: 1 lb = 0,45359 kg = 4,45 N 1 ft = 0,3048 m = 12 in. 1 psi = 1 lb/eq.in. = 6,89 kPa 1 ksi = 1 000 psi = 6,89 MPa 1 k-ft = 1 000 lb-ft = 1,3664 kNm SI est autorisé	SI N/mm ² au lieu de MPa	SI N/mm ² au lieu de MPa	SI N/mm ² au lieu de MPa	SI MPa										
2. NOTATIONS																
béton	f_{c28} sur cylindres 160/320 $f_{c28} = 0,98 f_{c28} + 0,8$ MPa	f'_c sur cylindres 150/300	f_{cu} sur cubes 150x150	<table border="1"> <tr> <td>f</td> <td>B25</td> <td>B30</td> <td>B35</td> <td>B45</td> </tr> <tr> <td>Rn</td> <td>17,5</td> <td>23</td> <td>27</td> <td>30</td> </tr> </table> B sur cubes 200 x 200 β_s	f	B25	B30	B35	B45	Rn	17,5	23	27	30	f_{ct} sur cylindres à 28 jours f_{ct} cubes sur cubes	f_{ct} sur cylindres Ø150/300 $f_{ct} \leq 80$ MPa
f	B25	B30	B35	B45												
Rn	17,5	23	27	30												
acier	f_y	f_y	f_y	β_H	f_{yk}	f_{yk}										
géométrie	b, b_0 , h, h_0 , d I_{A_g} , S	b, b_w , h, h_l , d I_{A_g} , S	b, b_w , h, h_l , d I_{A_g} , S	b, b_0 , d, h I_{A_g} , S	b, b_w , h, h_l , d I_{A_g} , S	b, b_w , h, h_l , d I_{A_g} , S										
MATÉRIAUX																
contrainte	$f_{c28} = 25$ pour bâtiments (usuel) = 30 pour ponts (usuel) 0,85 $f_{c28}/1,5$ ou parabole-rectangle	$f'_c = 1,08 f_{c28} = 3500/4000$ psi pour bâtiments & 4000/5000 psi pour ponts 0,85 f'_c $\beta_1 = 0,85$ pour $f'_c \leq 4 000$ psi (30 MPa)	$f_{cu} = 1,25 f_{c28}$ $f_{cu} = 30$ pour bât. et $f_{cu} = 40$ pour ponts 0,87 $f_{cu}/1,5$ 0,85 $f_{cu}/1,5$ h = hauteur utile	$\beta_H = 0,9 f_{c28}$ $\beta_H = B35/B45$ pour bât. & B45/B55 pour ponts 0,85 β_H 0,85 β_H h = hauteur utile	$f_{ct} = f_{c28}$ $f_{ct} = f_{ct}/\gamma_c$ $\gamma_c = 1,5$	$f_{ct} = f_{c28}$ $f_{ct} = f_{ct}/\gamma_c$ $\gamma_c = 1,5$										
acier	$f_y = 400$ ou 500 MPa 	$f_y = 60$ ksi = 414 MPa 	$f_y = 480$ MPa $\gamma_m = 1,15$ 	BS 420/500: $\beta_s = 420$ MPa ou $\beta_s = 500$ MPa acier HA: R, RU, RK 	$f_{yk} = 500$ MPa (EN 10080) barres de 6 à 50 mm $\beta_s = 500$ MPa $f_{yk} = f_{yk}/\gamma_s$ $\gamma_s = 1,15$ 	$f_{yk} \leq 500$ MPa $f_{yk} = f_{yk}/\gamma_s$ $\gamma_s = 1,15$ 										
Coefficient d'équivalence	n = 15	$n = E_g / 4730 \sqrt{f'_c} \geq 6$	$\alpha_c = E_g / E_c \gamma_m = 1,5$ $E_c = 6,6 \sqrt{f_{cu}} / \gamma_m$	n = 10	15	15										
Module d'Young	$E_g = 200 000$ MPa	$E_g = 29 000$ ksi = 200 000 MPa	$E_g = 20$ kN/mm ²	$E_s = 210 000$ MPa	$E_s = 200$ kN/mm ²	$E_s = 200$ GPa										
3. SOLLICITATIONS																
Combinaisons d'actions (ELU)	G = charges permanentes Q = charges d'exploitation W = vent S _n = neige 1,35 G + 1,5 Q G + 1,5 Q 1,35 G + 1,5 Q + 1,3 W G + 1,5 W	D = charges permanentes L = charges d'exploitation W = vent S = neige 1,4 D + 1,7 L 0,75 (1,4 D + 1,7 L + 1,7 W) 0,9 D + 1,3 W	G _k = charges permanentes Q _k = charges d'exploitation W _k = vent S _k = neige 1,4 G _k + 1,6 Q _k G _k + 1,6 Q _k 1,2 G _k + 1,2 Q _k + 1,2 W _k G _k + 1,4 W _k	somme des actions sans coefficients (ni majorateurs, ni mineurs) ultime: M coeff. de sécurité γ sur contr.: = 1,75 si $\epsilon_g \geq 3 \%$ = 2,10 si $\epsilon_g < 0 \%$ Interpolation pour $0 \leq \epsilon_g \leq 3 \%$	G _k Q _k 1,35 G _k + 1,5 Q _k G _k + 1,5 Q _k 1,35 G _k + 1,5 Q _k + $\sum 1,5 \psi_0 Q_{k,i}$ $\psi_0 > 1$ ultime: M _{Ed} résistant: M _{Rd} M _{Ed} ≤ M _{Rd}	G _k Q _k 1,35 G _k + 1,5 Q _k G _k + 1,5 Q _k 1,35 G _k + 1,5 Q _k + $\sum 1,5 \psi_0 Q_{k,i}$ $\psi_0 > 1$ ultime: M _{Ed} résistant: M _{Rd} M _{Ed} ≤ M _{Rd}										
Moments	ultime: M _u résistant: M _{u,lim} M _u ≤ M _{u,lim}	ultime: M _n résistant (nominal): M _n M _n ≤ φ M _n φ = "strength reduction factor" = 0,9 en flexion	ultime: M résistant: M _u M ≤ M _u	ultime: M coeff. de sécurité γ sur contr.: = 1,75 si $\epsilon_g \geq 3 \%$ = 2,10 si $\epsilon_g < 0 \%$ Interpolation pour $0 \leq \epsilon_g \leq 3 \%$	ultime: M _{Ed} résistant: M _{Rd} M _{Ed} ≤ M _{Rd}	ultime: M _{Ed} résistant: M _{Rd} M _{Ed} ≤ M _{Rd}										
Effort tranchant (cisaillement)	$V_u \leq V_{u,lim}$ $\phi_v \leq \phi_{v,lim}$	$V_u \leq \phi V_n$ $\phi = 0,85$	$V \leq V_u$ $V_u \leq V_{u,lim}$	T _R $\tau_0 \leq \tau_{0,lim}$	$V_{Ed} \leq V_{Rd1}$ et $V_{Ed} \leq V_{Rd2}$	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$										
Charge centrée	$N_u \leq N_{u,lim}$	$M_u \leq \phi N_n$	$N \leq N_u$		$N_{Ed} \leq N_{Rd}$	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$										

6. PORTES - en flexion	portée entre nus	aux nus des appuis	entre axes des appuis ou (entre nus + d)	entre axes des appuis ou 1,05 x portée entre nus	entre axes des appuis	entre axes des appuis																			
- à l'effort tranchant	à l'abscisse 5h/8	à l'abscisse d	à l'abscisse d	à l'abscisse h/2	à l'abscisse d	à l'abscisse d																			
6. FLEXION Détermination de la section d'acier $\mu = M_d / (b d^2 \sigma_{bu})$ $\xi = \chi d = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $z = 0,5 d (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$ $A_s = M_d / (z \sigma_{st})$ $\sigma_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b$ $\sigma_{st} = f_y / \gamma_s$ $\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15$ Décalage des aciers de flexion Section minimum d'acier (section rectangulaire) $A_s / (b d) \geq 0,23 f_{c28} / f_y$ $f_{c28} = 0,06 f_{c28} + 0,8 \text{ MPa}$ Section maximum d'acier pas de maximum	ELU = état-limite ultime $\mu = M_d / (b d^2 \sigma_{bu})$ $\xi = \chi d = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $z = 0,5 d (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$ $A_s = M_d / (z \sigma_{st})$ $\sigma_{bu} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b$ $\sigma_{st} = f_y / \gamma_s$ $\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15$ Décalage des aciers de flexion Section minimum d'acier (section rectangulaire) $A_s / (b d) \geq 0,23 f_{c28} / f_y$ $f_{c28} = 0,06 f_{c28} + 0,8 \text{ MPa}$ Section maximum d'acier pas de maximum	ULS (ultimate limit state) par approximations successives: $z = 0,9 d \rightarrow A_s = M_d / (0,9 d f_y)$ $\mu = A_s f_y / (0,85 b d^2 f_c)$ et $z = d - a/2 \rightarrow A_s$ OU: $\mu = M / (0,85 b d^2 f_c)$ $z = 0,5 d (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$ $A_s = M_d / (0,87 z f_y)$ Max[d; 12 diam.]	ELU $K = M / (b d^2 f_{cu})$ $z = 0,5 d (1 + \sqrt{1 - 4,44K})$ $A_s = M_d / (0,87 z f_y)$ Max[d; 12 diam.] + l_e	sans armatures de compression $m_x = M / (b h^2 \beta_f) \leq m'_x = 0,3383 \gamma$ $\mu = \gamma M / (b h^2 \beta_f) = \gamma m_x$ $z = 0,8 h (1 + \sqrt{1 - 595 \mu / 289})$ $A_s = \gamma M / (z \beta_s)$ h = hauteur utile $\gamma = 1,75$ si $e_x \geq 3\%$ $\gamma = 0,8$ si $e_x \leq 0,193$ 0,75 d ou d (d = hauteur totale) pas de minimum pas de maximum	$\mu = \frac{M_d}{b d^2 0,85 f_{cd}}$ $\xi = \chi / d = 119/99$ $(1 - \sqrt{1 - 594 \mu / 289})$ $z = (1 - 99 / 238 \xi) d$ $A_s = M_{sd} / (z f_{yd})$ $A_s / (b d) \geq 0,6 / f_{yk}$ $\geq 0,15 \%$ 4 % $V_{sd} \leq V_{Rd2}$ $V_{Rd2} = 0,5 v f_{cd} b_w 0,9 d$ $v = 0,7 - f_{ck} / 200 (\geq 0,5)$	$\mu = \frac{M_d}{b d^2 0,85 f_{cd}}$ $\xi = \chi / d = 119/99$ $(1 - \sqrt{1 - 594 \mu / 289})$ $z = (1 - 99 / 238 \xi) d$ $A_s = M_{sd} / (z f_{yd})$ $A_s \geq f_{yk} k f_{ct,mean} A_d / \sigma_{st}$ avec beaucoup de paramètres $V_{sd} \leq f_{ctd} b_w z \sin \theta \cos \theta$ $f_{ctd} = 0,8 (1 - f_{ck} / 250) f_{cd}$																			
7. EFFORT TRANCHANT (poutres) Vérification du béton $\tau_o = V_d / (b_o d) \leq \tau_{adm}$ $\tau_{adm} = 0,20 f_{c28} / \gamma_b$ pour « fissuration non-préjudiciable » $= 0,15 f_{c28} / \gamma_b$ pour « fissuration préjudiciable »	$V_u \leq \frac{5}{\sqrt{f_c}} \sqrt{f_c} b_o d$ $V_c = \sqrt{f_c} b_o d / 8$ $V_s = V_u / \phi - V_c \quad \phi = 0,85$	$v = V / (b_w d) \leq v_{cu}$ $v_{cu} = \text{Min} [0,8 \sqrt{f_{cu}} ; 5 \text{ MPa}]$	$\tau_o = \frac{T_R}{b_o z} \leq \tau_{o1}$ <table border="1"> <tr><td></td><td>B28</td><td>B36</td><td>B48</td><td>B55</td></tr> <tr><td>1</td><td>0,8</td><td>1,0</td><td>1,1</td><td>1,3</td></tr> <tr><td>2</td><td>1,8</td><td>2,4</td><td>2,7</td><td>3,0</td></tr> <tr><td>3</td><td>3,0</td><td>4,0</td><td>4,5</td><td>5,0</td></tr> </table>		B28	B36	B48	B55	1	0,8	1,0	1,1	1,3	2	1,8	2,4	2,7	3,0	3	3,0	4,0	4,5	5,0	$V_{sd} \leq V_{Rd2}$ $V_{Rd2} = 0,5 v f_{cd} b_w 0,9 d$ $v = 0,7 - f_{ck} / 200 (\geq 0,5)$	$V_{sd} \leq f_{ctd} b_w z \sin \theta \cos \theta$ $f_{ctd} = 0,8 (1 - f_{ck} / 250) f_{cd}$
	B28	B36	B48	B55																					
1	0,8	1,0	1,1	1,3																					
2	1,8	2,4	2,7	3,0																					
3	3,0	4,0	4,5	5,0																					
Détermination de la section d'acier $\frac{A_s}{s} = \frac{\tau_u - 0,3 k f_{t28} b_o \gamma_s}{0,9 f_c}$ $k = 1$ sans reprise de coulage et si « fissuration non-préjudiciable », - 0 autres cas Section minimum d'acier $\frac{A_s}{s} \geq \frac{0,4 b_o}{i_s}$ Espacement maximum $s_f \leq \text{Min} [0,8 d ; 0,40 \text{ m}]$	$\frac{A_s}{v} = \frac{V_u}{d f_y}$ f_c en MPa $\frac{A_s}{s} \geq \frac{0,34 b_w}{s}$ $s_f \leq \text{Min} [0,5 d ; 0,60 \text{ m}]$ si $V_u \leq 2 V_c$ autrement : $s_f \leq \text{Min} [0,25 d ; 0,30 \text{ m}]$	$\frac{A_{s,eq}}{S_v} = \frac{h_w (v - v_c)}{0,87 f_y}$ $v_c = \frac{0,7 h_w (110 \lambda_s)}{1,25 (b_w d)}$ $\left(\frac{41 k}{11} \right)^{1/4} \times \left(\frac{f_{ct}}{25} \right)^{1/3}$ $A_{s,eq} / (b_w d) \leq 3$ $400/d \geq 1$ $f_{cu} \leq 40$ $\frac{A_{s,eq}}{s_v} \geq \frac{0,14 h_w}{0,87 f_y}$ $s_v \leq 0,75 d$	$\frac{A_s}{s} = \frac{\alpha \tau_u h_w}{\tau_{s,e}}$ a) $\alpha = 0,4$ si $\tau_o \leq \tau_{o1}$ b) $\alpha = \tau_o / \tau_{o2} (\geq 0,4)$ si $\tau_{o1} \leq \tau_o \leq \tau_{o2}$ c) $\alpha = 1$ si $\tau_{o2} \leq \tau_o \leq \tau_{o3}$ et si $d \geq 0,45 \text{ m}$ $\alpha_{s,s} = \beta_s / 1,75$ pas de minimum $s_f \leq \text{Min} [0,8 h ; 0,3 \text{ m}]$ pour a) $s_f \leq \text{Min} [0,8 h ; 0,25 \text{ m}]$ pour b) $s_f \leq \text{Min} [0,3 h ; 0,2 \text{ m}]$ pour c)	$\frac{A_{s,eq}}{s} = \frac{V_{sd} - V_{rd1}}{0,9 d f_{yd}}$ $V_{Rd1} = \tau_{Rd} \kappa (1,2 + 20 \rho_1) b_w d$ $\tau_{Rd} = 0,035 f_{ctd}^{2/3} \text{ (MPa)}$ $\rho_1 = A_s / (b_w d)$ $\kappa = 1,6 - d \text{ (d en m), } \kappa \geq 1$ $0,52 / f_{yk}$ pour $f_{ck} = 25$ à 35 $0,64 / f_{yk}$ pour $f_{ck} = 40$ à 50 $0,2 f_{ctd} b_w / f_{yk}$	$\frac{A_{s,eq}}{s} = \frac{V_{sd} / (g R)}{z f_{yd}}$ billes inclinées: θ au choix entre $18,4^\circ$ and 45° <table border="1"> <tr><td>\tan</td><td>2,8</td><td>2,9</td><td>3,5</td><td>4,1</td></tr> </table> $\text{Min} [0,75 d ; 0,8 \text{ m}]$	\tan	2,8	2,9	3,5	4,1															
\tan	2,8	2,9	3,5	4,1																					
8. POTEAUX Charges centrées (b x h si rectangulaire, avec $b \leq h$) $N_u \leq \alpha \left(\frac{B_f f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_y}{\gamma_s} \right)$ B_f = section de béton minorée de 10 mm sur le pourtour $B_f = (b - 0,02) (h - 0,02)$ $\gamma_b = 1,5 \quad \gamma_s = 1,15$ $\lambda = l_o / h \leq 70 \rightarrow l_o / h \leq 20,2$ $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 (\lambda / 50)^2}$ si $\lambda \leq 50$ $\alpha = 0,8 (50/\lambda)^2$ si $\lambda \leq 70$	$P_u \leq 0,8 \phi [0,85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$ $\phi = 0,70$ A_g = section béton = $b h$ A_{st} = section d'acier longitudinal condition: $k l_o / r \leq 22$ $k l_o$ = longueur de calcul r = rayon de giration	$N \leq 0,4 f_{cu} b h + 0,75 A_s f_y$ condition: $l_o / h \leq 22$ si contreventé, $l_o / h \leq 10$ autrement	$\gamma N \leq B \beta_R + A_s \beta_S$ $\gamma = 2,10$ B = section brute de béton élancement: $\lambda = l_o / d \leq 45$ (pour poteau de portique) d = hauteur totale	Calculé en flexion composée avec: N_{sd} et $M_{sd} = N_{sd} \cdot e_{tot}$ pour $\lambda \leq 140$ $e_{tot} = e_1 + e_2 + e_3$ $e_1 = M_{sd} / N_{sd}$ (1 ^{er} ordre) $e_2 = v l_o / 2$ $v = 1 / (100 \cdot j) \geq 1 / 200$ l_o = hauteur totale du bât. en m $\lambda = l_o / i$ = élancement i_o = longueur de flambement $e_3 = l_o^2 / (10 l)$ $1/r = 2 f_{yd} / (0,9 d E_s)$	Calculé en flexion composée avec: N_{sd} et $M_{sd} = N_{sd} \cdot e_{tot}$ pour $\lambda \leq 140$ $e_{tot} = e_1 + e_2 + e_3$ $e_1 = M_{sd} / N_{sd}$ (1 ^{er} ordre) $e_2 = v l_o / 2$ $v = 1 / (100 \cdot j) \geq 1 / 200$ l_o = longueur totale du bât. en m $\lambda = l_o / i$ = élancement i_o = longueur de flambement $e_3 = l_o^2 / (10 l)$ $1/r = 2 f_{yd} / (0,9 d E_s)$																				

Tableau 2.1 comparaison entre les différents codes mondiaux

2.4.2. Etat limite ultime (ELU)

A l'état limite ultime, il n'y a pas nécessairement une perte de capacité portante de la structure, mais l'usage de l'ouvrage est compromis. Ceci peut être dû à une fissuration excessive, à des déformations excessives qui ne correspondent pas à une utilisation normale, à des vibrations anormales, etc. Les hypothèses du calcul aux états limites ultimes sont :

- Au cours de la déformation, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions (principe de Navier-Bernouilli¹⁷).
- Par adhérence, les déformations relatives de l'acier et du béton au contact sont égales (condition de compatibilité des déformations relatives).
- La résistance du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement relatif du béton est limité, selon le diagramme contraintes-déformations utilisé pour le béton
- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité ou illimité selon le diagramme contraintes-déformations de calcul utilisé.
- Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C définis ci-dessous (règle des trois pivots)

2.4.3. Etat limite de service (ELS)

L'état limite de service est la limite au delà de laquelle l'exploitation de l'ouvrage (toute ou en partie) devient contraignante, car les conditions de durabilité (matériau) et d'aptitude au service prévues à l'origine ne sont plus remplies. Les hypothèses de calcul aux états limites service sont :

- Au cours de la déformation, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions (principe de Navier-Bernouilli¹⁷).
- Par adhérence, les allongements relatifs de l'acier et du béton au contact sont égaux.
- La résistance du béton tendu est négligée dès lors que la contrainte de traction en flexion dépasse sa limite.
- En vertu de la loi de Hooke, les contraintes sont proportionnelles aux Déplacements.

2.5. Maintenance et réhabilitation des ouvrages en béton armé

La maintenance d'un ouvrage a deux objectifs principaux, le premier est de maintenir le bon fonctionnement de ce dernier et le second est d'avoir des informations sur cet ouvrage qui vont être utiles pour une intervention ultérieure.

De nos jours, des logiciels ont été développés afin de permettre une facilitation pour l'évaluation de problèmes et l'aide pour le choix de la technique et de la méthodologie d'intervention.

Selon les travaux de Cremona 2004 [53], deux types de maintenance peuvent s'appliquer aux éléments structuraux d'un ouvrage, il s'agit de maintenances corrective et préventive, le choix de l'un de ces types dépend de la nature de la structure ou de l'élément de structure ainsi que de leurs fonctions.

Autrement, la maintenance corrective ne peut être faite que lorsqu'une perte de performance est constatée. Ceci va obliger soit de réparer ou bien de remplacer l'élément.

Concernant la maintenance préventive, elle est faite de telle sorte d'éviter la défaillance ou la dégradation de l'ouvrage. c'est une maintenance systématique avec des actions de maintenance qui sont effectuées régulièrement quel que soit l'état de l'ouvrage (ex : nettoyage d'un avaloir d'un pont, changement la pièce d'une machine de contrôle). La maintenance préventive est intéressante pour éviter une défaillance ou ralentir la dégradation de la structure.

2.6. Poutres en béton armé sans armatures de cisaillement

2.6.1. Classification des poutres en fonction de la portée de cisaillement

Une poutre en béton armé sans armatures transversales peut se rompre par flexion ou par cisaillement. La valeur du rapport (a/d) a une influence directe sur le mode de rupture, où " a " est la distance entre l'appui et le point d'application de la charge (cette distance s'appelle aussi la portée de cisaillement), et " d " est la hauteur utile de la section *figure2.1*.

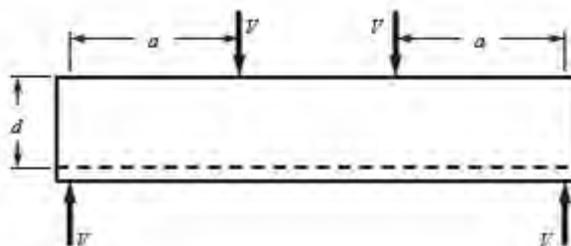


Figure 2.1 Portée de cisaillement

Le **tableau 2.2** présente une synthèse de classification avec les modes de rupture observés en fonction du rapport a/d .

a/d	Classification	Mode de rupture
$a/d < 1$	Poutre très profonde	Rupture de l'ancrage des armatures à l'appui ou par écrasement du béton
$1 < a/d < 2.5$	Poutre profonde	Rupture par écrasement du béton dans la zone comprimée
$2.5 < a/d < 6$	Poutre élancée	Rupture en cisaillement-flexion
$a/d > 6$	Poutre très élancée	Rupture en flexion
	Âme mince	Rupture de l'âme en compression

Tableau 2.2 Mode de rupture en fonction de (a/d)

2.6.2. Modes de ruine des poutres en fonction de la portée de cisaillement

La **figure 2.2** présente une série de poutres qui possèdent une résistance flexionnelle similaire, et un rapport (a/d) différent, cette figure donne les différents modes de rupture en fonction du rapport (a/d).

Pour une poutre de classe très profonde ($a/d < 1$), le mode de rupture se produit par la perte d'ancrage aux extrémités des armatures longitudinales tendues; ce mode est dominant dans ce genre de poutres, d'autres modes peuvent être observés tel que l'écrasement du béton **figur 2.2.a**.

Pour une poutre de classe profonde **figure 2.2.b** ($1 < a/d < 2.5$); le mode de rupture est caractérisé par ce qui suit:

- une perte d'adhérence.
- Un glissement des armatures longitudinales tendues.
- Un cisaillement des barres longitudinales tendues.
- Un écrasement du béton comprimé ainsi qu'un prolongement des fissures inclinées.

Pour ce qui est d'une poutre de classe élancée **figure 2.2.c** ($2.5 < a/d < 6$); la rupture se produit et est caractérisé par :

- Un prolongement des fissures inclinées de la partie inférieure de la section jusqu'à la partie supérieure.
- Un écrasement du béton comprimé qui s'accompagne d'une plastification des armatures longitudinales.

Par contre pour une poutre de classe très élancée **figure 2.2.d** ($a/d > 6$); la rupture aura lieu dans ce cas par flexion et se produire avant même la formation des fissures inclinées.

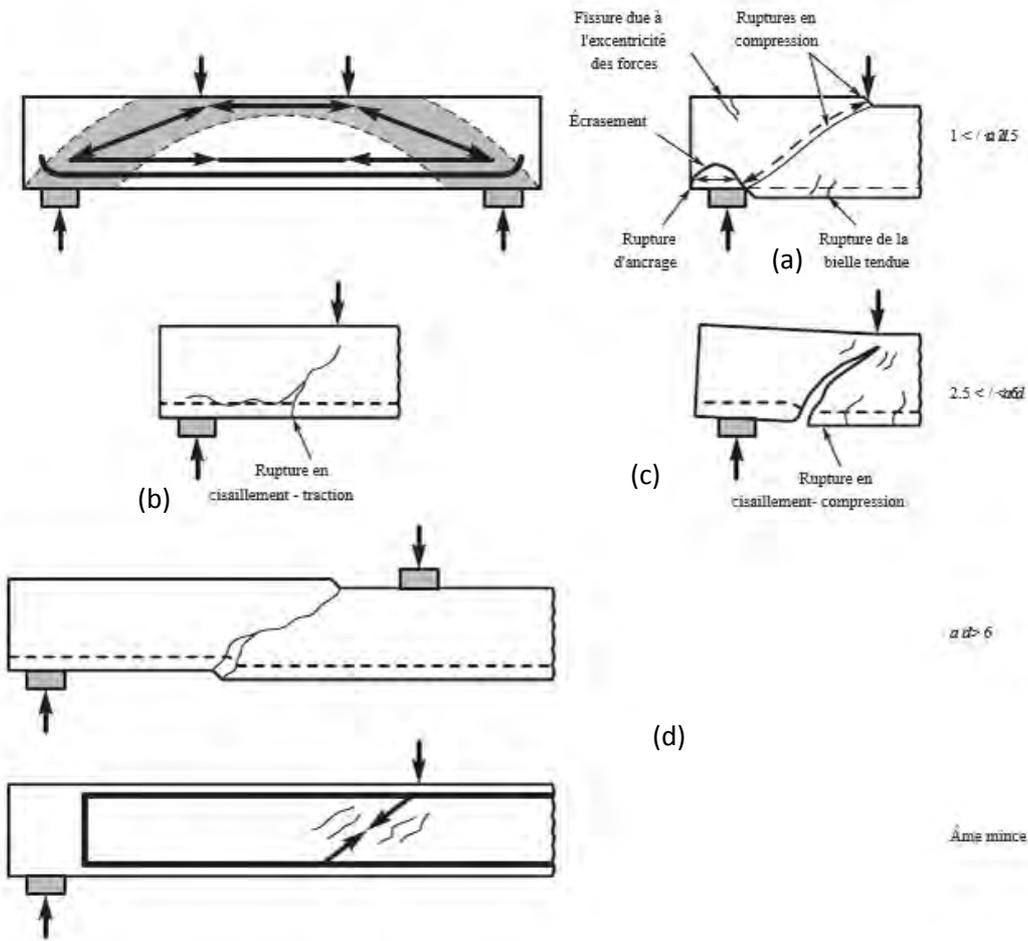


Figure 2.2 Différents modes de rupture de poutres en béton armé sans armatures de cisaillement en relation avec a/d

Pour éviter les modes de rupture de type 1 et 2, il faut prévoir obligatoirement des armatures de cisaillement (barres inclinées ou cadre verticaux), la présence de ces derniers a pour effet immédiat une augmentation de la ductilité de la poutre (présence d'un plateau

plastique au niveau de la courbe charge-déplacement, ou moment-courbure), cette courbe représente la réponse de la structure).

2.7. Importance des armatures de cisaillement et leur rôle

L'armature de cisaillement permet de reprendre les efforts de cisaillement. Il existe différents types :

- étriers droits, verticaux (les plus courants) ;
- barres relevées ;

L'ajout d'armature transversale procure les effets suivants à la résistance en cisaillement:

- Ajoute une contribution à la résistance.
- les étriers réduisent les fissures et les empêchent de se prolonger ce qui permet donc d'améliorer la contribution du béton à la résistance.
- Elles soutiennent les armatures longitudinales et rigidifie l'ensemble du squelette.
- Augmentation de la ductilité.
- Amélioration du confinement.
- Ignorance l'effet de la profondeur.

2.8. Ductilité et déformabilité (dissipation d'énergie)

2.8.1. Introduction

Le béton est le matériau le plus utilisé dans le monde, durant leur existence, les éléments structuraux ou les structures sont conçus pour supporter des charges, certains niveau de chargement sollicitent les ouvrages hors domaine élastique, ce qui nécessite non seulement une grande capacité en terme de résistance mais une ductilité de ces éléments structuraux ou structures, donc une grande déformabilité et une grande dissipation d'énergie, ceci va permettre d'absorber une grande partie d'énergie engendrées par ces charges. La notion de ductilité a entaillé une place plus importante dans le calcul des structures sous chargement statique, cyclique ou/et dynamique.

Une grande ductilité va élargir le palier de plasticité des structures ou des éléments de structures, ce qui influe directement sur la déformabilité et la fait croître.

2.8.2. Notion de section sous-armée

Une section sous-armée a un diagramme charge-déplacement caractérisé par une partie élastique et une autre avec un plateau plastique, le mode de ruine des éléments qui ont ce type de sections est lent *Figure 2.5.*

En analyse plastique des structures le phénomène de redistribution des moments ne peut se faire que pour les sections sous armées en béton armé et les sections plastiques en charpente métallique [54].

2.8.3. Notion de section surarmée

Une section surarmée possède un diagramme charge-déplacement qui est caractérisé par une partie élastique et l'absence de plateau plastique, le mode de ruine des éléments qui ont ce type de sections est brusque. *Figure 2.5.*

2.8.4. La ductilité et la déformabilité

La déformabilité est la capacité d'une structure ou bien d'un élément de structure de se déformer avant l'effondrement, alors que la ductilité est la capacité de ces éléments de structures ou structures de subir une déformation après la fin de la phase élastique et ce avec une réduction de la résistance ou de la rigidité.

Il est à noter qu'une structure peut avoir une grande ductilité mais non pas une grande déformabilité et vice-versa. C'est le cas pour les structures en voile qui ont une petite déformabilité par rapport à celle d'un portique, mais ils ont une ductilité plus grande en comparaison avec celle en portique *Figure.2.3.*

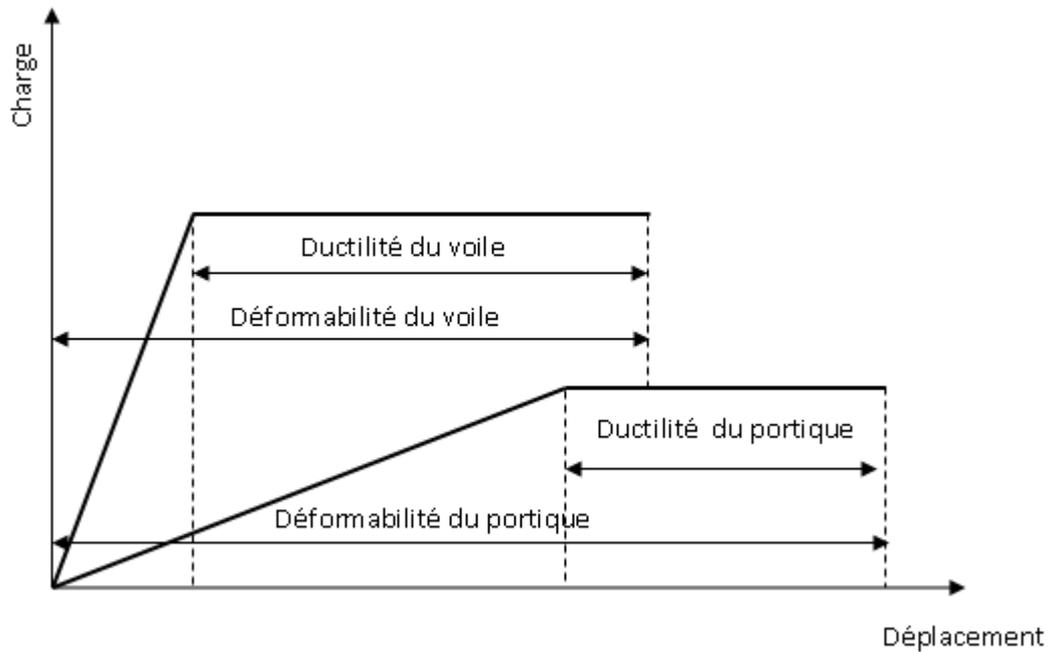


Figure 2.3 Ductilité et déformabilité de voile et portique en béton armé (Kassoul2005)

2.8.5. Le facteur de ductilité

Par définition, le facteur de ductilité est le rapport entre la déformation maximale (Δ_u) et la déformation à la fin de la phase élastique (Δ_e) [34].

Le comportement élasto-plastique d'une section en béton armé est traité en utilisant le concept de la théorie générale (un seul pivot, le pivot B) et avec la prescription du code européen [EC2], pour la détermination de la courbure de la dite section à la fin de la phase élastique ainsi qu'à la fin de la phase plastique.

La **figure2.4** représente une partie d'un élément de poutre en béton armé soumis à la flexion simple, le rayon de courbure R est calculé à partir de l'axe neutre d'un élément de longueur ds .

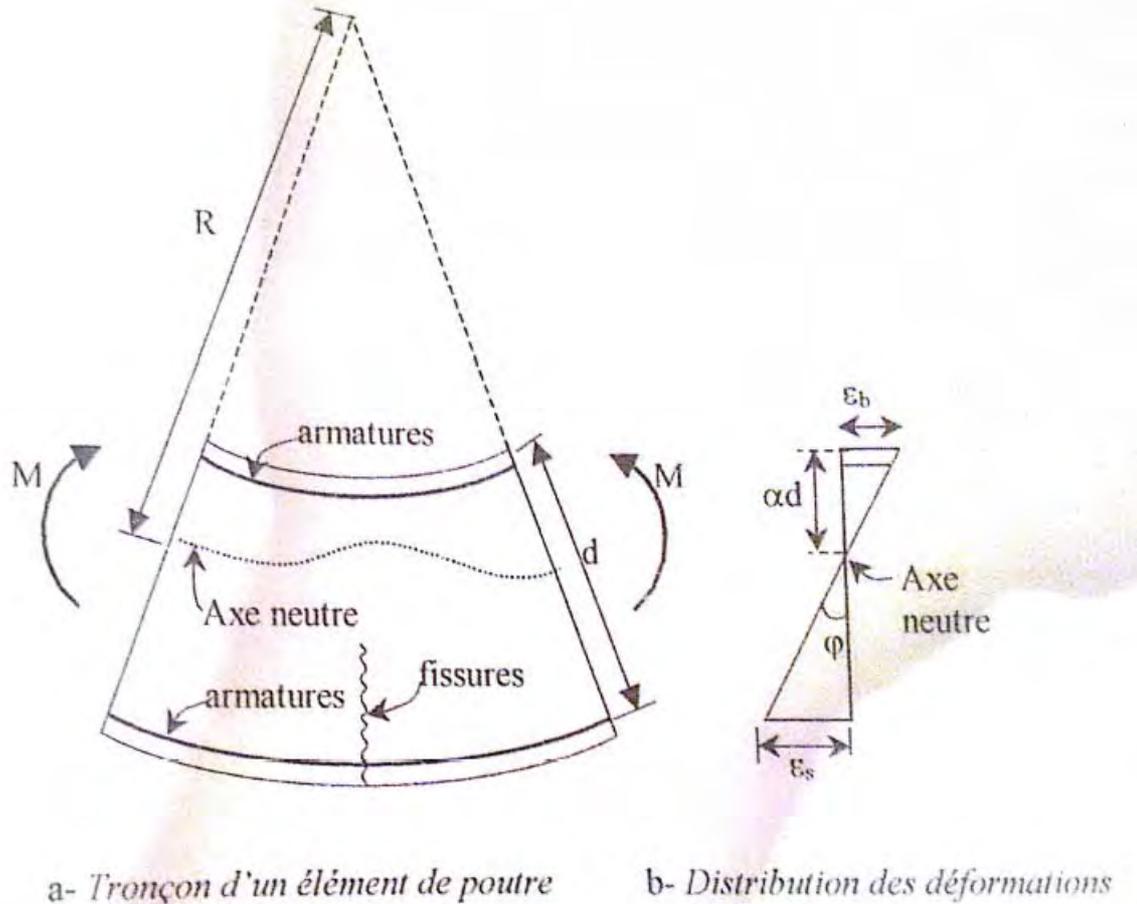


Figure 2.4 Déformation d'une poutre fléchie en béton armé [park et al 1975][34]

$$\varphi = \frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d-x}$$

Pour déterminer la ductilité d'une section de poutre en béton armé, il est nécessaire de déterminer la courbure à la fin de la phase élastique (φ_e), ainsi que la courbure ultime (φ_u). il est à noter que la courbe moment-courbure, dans ce cas, est idéalisée par une courbe bilinéaire, où la phase non-fissuration du béton est négligée [34].

2.8.6. Dissipation d'énergie d'éléments structuraux

a) Introduction

Les structures doivent être conçues de façon telle que l'énergie induite soit absorbée et dissipée par de larges déformations inélastiques de ces structures.

Le comportement d'un élément structurel dans la phase "post-peak" de la réponse « force-déplacement » est particulièrement influencé par la résistance à la traction et l'adhérence du béton. En prenant en compte l'énergie sismique dissipée dans les structures et les endommagements sévères dus au chargement cyclique, les matériaux de construction doivent avoir les deux propriétés suivantes afin de permettre l'amélioration de la réponse force-déplacement des éléments structuraux :

- La ductilité
- La dissipation d'énergie

La ductilité est définie comme un rapport de la flèche ultime sur la flèche au point de peak-load δ_u / δ_{\max} . En outre la dissipation d'énergie est calculée à partir de l'aire de la surface de la courbe force-déplacement. [27].

La dissipation d'énergie est le travail fourni par une force lorsque son point d'application se déplace $dW = \vec{F} \cdot d\vec{l}$

b) Cas de la section sous-armée

Dans ce cas les déformations des armatures tendues dépassent leur limite élastique et se trouvent dans le plateau plastique, c'est-à-dire $\varepsilon_s > \varepsilon_y$ et $f_s = f_y$ ce qui permet d'avoir une rupture lente de l'élément structurel. Cette dernière est caractérisée par un grand allongement des armatures et donc un comportement plus ductile avec une grande dissipation d'énergie.

c) Cas de la section sur armée

Contrairement au premier cas, les déformations des armatures restent dans la partie élastique, c'est-à-dire $\varepsilon_s < \varepsilon_y$ et $f_s < f_y$, ceci va engendrer une rupture brusque et brutale réputée fragile, donc indésirable. Le comportement de l'élément structurel est non ductile et avec une petite dissipation d'énergie.

Dans les deux précédents cas, l'énergie dissipée est égale : $E = \iint p \cdot dl$, cette intégrale représente l'aire de la réponse force-déplacement, il est à noter que celle de la section sous-armée est largement plus grande que celle de la section surarmée **figure2.5**.

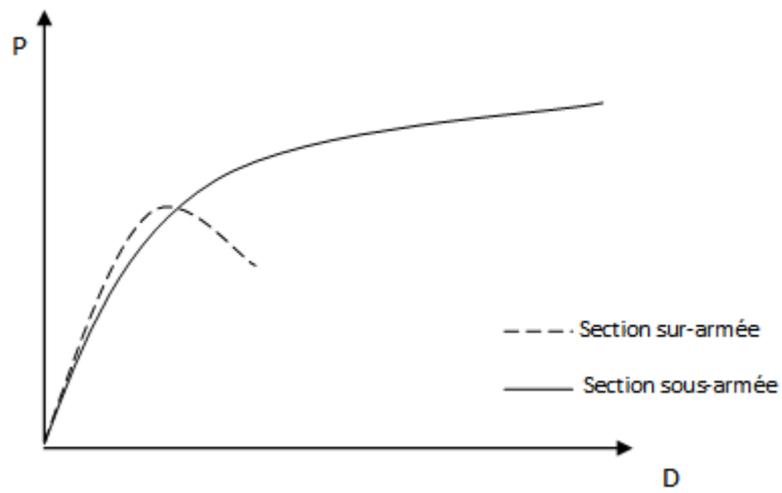


Figure 2.5. Réponse charge déplacement pour section sous-armée et section sur-armée

Chapitre **3**

RENFORCEMENT ET REPARATION DE STRUCTURES OU D'ELEMENTS STRUCTURAUX EN BETON ARME PAR DU PRF

CHAPITRE 3**RENFORCEMENT ET REPARATION DE STRUCTURES OU D'ÉLEMENTS STRUCTURAUX EN BETON ARME PAR DU PRF****3.1. Les matériaux composites**

Les matériaux composites disposent d'atouts importants par rapport aux matériaux traditionnels. Ils apportent de nombreux avantages fonctionnels : légèreté, résistance mécanique et chimique, maintenance réduite, liberté de forme. Ils permettent d'augmenter la durée de vie de certains équipements grâce à leurs propriétés. Ils offrent une meilleure isolation thermique, et pour certains d'entre eux une bonne isolation électrique. Ils enrichissent aussi les possibilités de conception en permettant d'alléger les structures et de réaliser des formes complexes aptes à remplir plusieurs fonctions.

Dans chacun des marchés d'application (bâtiment, automobiles, équipements industriels...), ces performances remarquables sont à l'origine de solution innovante.

Les matériaux composites offrent aux industriels et aux concepteurs des possibilités nouvelles d'associer fonctions, formes et matériaux au sein de la réalisation. C'est un système de plus en plus performant.

Le poids, la plurifonctionnalité sont autant d'atouts de principes de processus nouveaux de conception, d'industrialisation, qui permettent d'étendre les possibilités techniques et de mieux satisfaire des besoins parfois contradictoires (poids -fonction ...) auxquels les matériaux homogènes classiques répondent difficilement.

3.2. Généralités sur les matériaux composites

Un matériau composite consiste dans le cas général d'une ou plusieurs phases discontinues réparties dans une phase continue. La phase discontinue est habituellement plus dure avec des propriétés mécaniques supérieures à celles de la phase continue. La phase continue est appelée " la matrice ", la phase discontinue est appelée "le renfort " (**figure 3.1**).

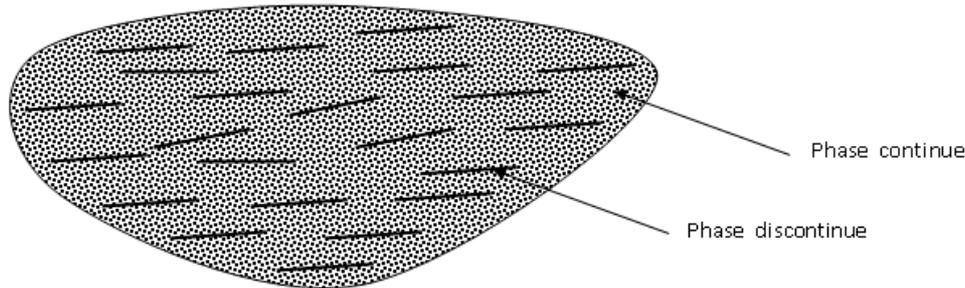


Figure 3.1. Constituants d'un matériau composite.

La géométrie du renfort sera caractérisée par sa forme, sa taille, sa concentration et sa disposition (son orientation).

La concentration du renfort est habituellement mesurée par la fraction volumique (fraction en volume) ou par la fraction massique (fraction en masse), la concentration du renfort est un paramètre déterminant des propriétés mécaniques du matériau composite.

Pour une concentration donnée, la distribution du renfort dans le volume du composite est également un paramètre important, sa distribution uniforme assurera une homogénéité du matériau composite.

Dans le cas d'une distribution non uniforme du renfort, la rupture du matériau sera initiée dans des zones pauvres en renfort, diminuant ainsi la résistance du composite.

Dans le cas des matériaux composites dont le renfort est constitué de fibres, l'orientation des fibres détermine l'isotropie du matériau composite.

Cet aspect constitue une des caractéristiques fondamentales des composites : la possibilité de contrôler l'anisotropie du produit fini par une conception et une fabrication adaptée aux propriétés souhaitées.

Du fait de leurs faibles sections (des diamètres aux environs de 10 à 20 μm), les fibres ne pouvant toute fois être utilisées directement dans une application mécanique d'où l'idée de les incorporer dans une matrice polymère pour constituer un composite à fibres.

La matrice a ainsi diverses fonctions: lier les fibres entre elles, transférer les charges mécaniques aux fibres, protéger les fibres de l'environnement extérieur, ainsi ce nouveau matériau modulable, présente des caractéristiques mécaniques spécifiques assez élevées [35].

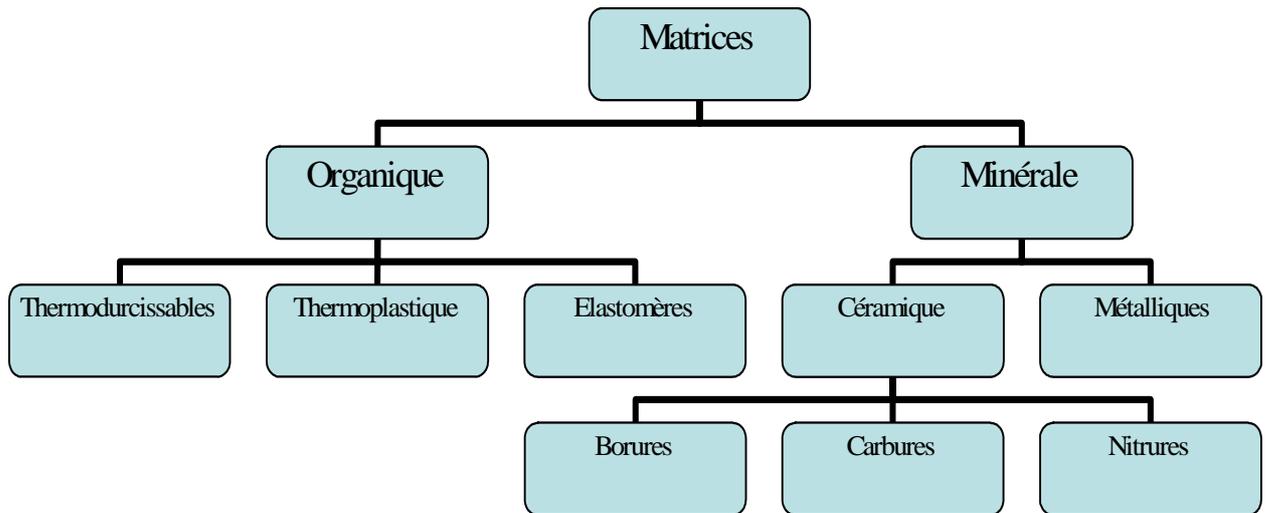


Figure 3.2. Organigramme des différentes familles de matrice.

3.3. Les résines

a) Les différents types de résines

Les résines utilisées dans les matériaux composites ont pour rôle de transférer les sollicitations mécaniques aux fibres et de les protéger de l'environnement extérieur, les résines doivent donc être assez déformables et présentent une bonne compatibilité avec les fibres. En outre elles doivent avoir une masse volumique, et des caractéristiques mécaniques spécifiques élevées.

Compte tenu des contraintes, les résines utilisées sont des polymères modifiés par différents adjuvants et additifs (agents de démoulage stabilisant etc.), les résines sont livrées en solution sous forme de polymères non réticulés en suspension dans des solvants qui empêchent le pontage entre les macromolécules prépolymérisées.

Deux grandes familles de résines polymères existent: les résines thermodurcissables et les résines thermoplastiques.

Ces deux types de résines possèdent la faculté de pouvoir être moulés ou mises en forme pour donner, soit un produit fini soit un produit semi-fini dont la forme peut être modifiée.

b) Les résines thermodurcissables (TD)

Sont associées à des fibres longues, leur structure a la forme d'un réseau tridimensionnel qui se pontent (double liaison de polymérisation) pour durcir en forme, de façon définitive lors d'un échauffement (la transformation est donc irréversible). Ces résines conduisent à une structure géométrique qui ne peut être détruite que par un apport important d'énergie thermique, ainsi elles possèdent des propriétés mécaniques et surtout thermomécaniques plus élevées que les résines thermoplastiques[35].

Du fait de ces caractéristiques plus élevées, les résines thermodurcissables sont les plus employées actuellement dans la mise en œuvre des matériaux composites.

c) Les résines thermoplastiques (TP)

La famille des résines thermoplastiques est très vaste, et peut être séparée en plastique de grande diffusion et plastique technique. Les plastiques de grande diffusion sont mis en œuvre par injection pour obtenir des objets moulés, soit par extension pour obtenir des films, des plaques, des tubes, des profilés, etc.

Les plastiques sont généralement mis en œuvre par injection.

Les résines thermoplastiques possèdent la propriété de pouvoir être mises en forme plusieurs fois par chauffage, et par refroidissement successifs, donc elles peuvent être récupérées et facilement recyclées.

La structure de ces résines a la forme de chaînes linéaires, il faut les chauffer pour mettre en forme (les chaînes se plient) et les refroidir pour les fixer.

L'intérêt des résines thermoplastiques réside dans leur faible coût, résultant à la fois des matières premières disponibles et des procédés de fabrication, toutefois ce faible coût est lié à des propriétés mécaniques, et thermomécaniques faibles.

Ces diverses résines peuvent être renforcées par des fibres courtes, cependant dans le domaine des composites ces résines ont un développement limité du fait de la nécessité de faire appel à des transformations à haute température de produits solides[29,35].

Comparaison entre ces deux types de résines

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

Tableau 3.1: Comparaison entre les deux types de résine.**3.4. Les fibres**

Les renforts contribuent à améliorer la résistance mécanique et la rigidité des matériaux composites, et se présentent sous forme filamentaire. Ils sont caractérisés par:

- la nature de la fibre: minérale ou organique.
- l'architecture de renfort: unidirectionnelle ou bidirectionnelle.
- principaux matériaux de renfort.

Ces renforts sont constitués par plusieurs centaines ou milliers de filaments, de diamètre compris entre 5 et 15 μm .

Il existe deux types de fibres:

- fibres courtes: quelques centimètres ou fraction de millimètre, les feutres, les mats et les fibres courtes impactées utilisées en moulage
- fibres longues: coupées au moment de la fabrication du matériau composite, utilisées telles quelles ou bien tissés.

Ces différents types de fibres sont classés selon la nature de leurs composants:

- Des renforts à base de fibres unidirectionnelles: orientés suivant une même direction de l'espace
- Des renforts à base de fibres bidimensionnelles: surface tissées (tissus) .
- Des renforts à base de fibres tridimensionnelles: volumes préformés ou non, constitués par des fibres orientées

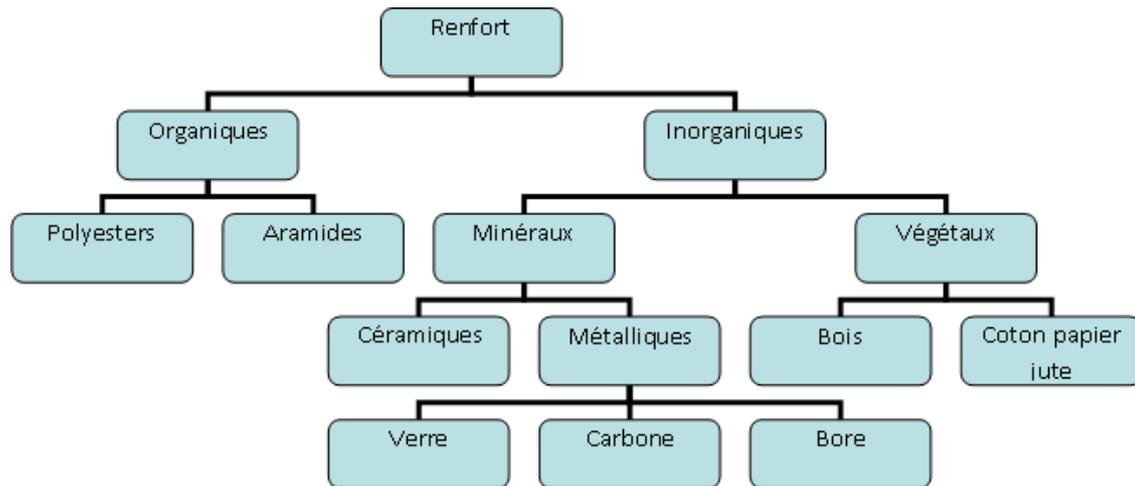


Figure 3.3: Organigramme des différentes familles de fibres.

Les caractéristiques des fibres et renforts

Renforts	Diamètre du filament (μm)	Masse volumique (kg/mm^3)	Module d'élasticité longitudinal (N/mm^2)	Module de cisaillement (N/mm^2)	Coefficient de poisson	Contrainte de rupture (traction) (N/mm^2)	Allongement à la rupture (%)	Coefficient de dilatation thermique
	D	Mv	E	G	K	G	A	u
Verre E	16	2600	74 000	30 000	0.25	2 500	3.5	$0.5^\circ 10$
Verre R	10	2500	86 000		0.2	3 200	4	$0.3^\circ 10$
Carbone HM	6.5	1800	390 000	20 000	0.35	2 500	0.6	$0.08^\circ 10$
Carbone HR	7	1750	230 000	50 000	0.3	3 200	1.3	$0.02^\circ 10$
Kevlar 49	12	1450	130 000	12 000	0.4	2 900	2.3	$0.2^\circ 10$
Bore	100	2600	400 000			3 400	0.8	$0.4^\circ 10$
Silicate d'alumine	10	2600	200 000			3 000		
Polyéthylène		960	100 000			3 000		

Tableau 3. 2. Les Caractéristiques des fibres et renforts.

3.5. Classification des matériaux composites

a) Classification suivant la forme des constituants

i. Introduction

Les composites peuvent être classés suivant la forme des composants ou suivant la nature des composants. En fonction de la forme des constituants, les composites sont classés en deux grandes classes : les matériaux composites à particules et les matériaux composites à fibres.

ii. Les composites à fibres

Un matériau composite est un composite à fibres si le renfort se trouve sous une forme fibreuse. Les fibres utilisées se présentent, sous un aspect de fibres continues, sinon d'un aspect discontinu : ces fibres sont soit coupées, soit courtes.

L'arrangement des fibres, et leurs orientations dans un plan, permet de moduler les propriétés mécaniques des matériaux composites, pour obtenir des matériaux allant de matériaux fortement anisotropes à des matériaux isotropes.

iii. Les composites à particules

Un matériau composite est un composite à particules lorsque le renfort se trouve sous forme de dimensions privilégiées.

Les particules sont généralement utilisées pour améliorer certaines propriétés des matériaux ou des matrices, comme la rigidité, la tenue à la température, la résistance à l'abrasion, la diminution du retrait, etc

Dans de nombreux cas, les particules sont simplement utilisées comme charges pour diminuer le coût de revient du matériau, sans en diminuer les caractéristiques.

Le choix de l'association matrice – particules dépend des propriétés souhaitées par exemple, des incursions de plomb dans des alliages de cuivre, ces particules facilitent l'usinage.

Des particules de métaux tels que le tungstène, le chrome incorporé dans les métaux ductile, augmentera leurs propriétés à température élevée, tout en conservant le caractère ductile à température ambiante [29].

b) Classification suivant la nature des constituants

Selon la nature de la matrice, les matériaux composites sont classés suivant les composites à matrice organique, à matrice métallique ou à matrice minérale. Divers renforts sont associés à ces matrices, seuls certains couples d'association ont actuellement un usage industriel:

- Composites à matrice organique avec :
 - fibres minérales : verre, carbone.
 - fibres organiques : kevlar, polyamide.
 - fibres métalliques : bore, aluminium.
- composites à matrice métallique avec :
 - fibres minérales : carbone.
 - fibres métalliques : bore.
 - fibres métallo –minérales. Fibres de bore revêtues de carbure de silicium.
- composites à matrice minérale avec :
 - fibres métalliques.
 - particules métalliques.
 - particules minérales.

3.6. Historique du renforcement des éléments structuraux par du PRF

a. Renforcement d'un pont situé dans la ville de Tipaza Algérie en PRF

La structure est un pont en béton armé construit sur la rivière de Oumazer dans la périphérie de l'ancienne ville de Tipaza, il est situé dans une zone de forte activité sismique classé zone III. le pont est hyperstatique à trois trames construit en 1927. La table se compose d'une dalle en béton armé supportée par quatre poutres longitudinales en béton armé, ces dernières sont posées sur deux séries de poteaux pour chaque trame, chaque série de poteaux se compose de quatre poteaux lié entre eux par des voiles de cisaillement [1].

La dégradation était visible dans les éléments structuraux du pont avec une fissuration de l'enrobage du béton et la corrosion au niveau des armatures. Une fissuration inclinée à 45° était visible dans la poutre principale au niveau des appuis. Ceci indique une augmentation de la contrainte de cisaillement provoquée par à l'augmentation de trafic de la route. Cet endommagement était certainement du au séisme qui a frappé la région en 1989 avec 6.1° de magnitude sur l'échelle de Richer.

L'analyse de la dégradation et ses différentes causes ont conduit à la proposition des méthodes de réhabilitation et de renforcement pour les éléments dégradés afin de restaurer leur capacité de charge initiale. Les techniques utilisées pour le renforcement de ce pont ont consisté à :

- Renforcer les piles par un chemisage.
- Réparer l'enrobage par un mortier de réparation.
- Injecter une résine époxy pour colmater les fissures.
- Renforcer des poutres en utilisant le tissu en fibre de carbone (CFRP).



Figure 3 .4 pont de d'Oumazer [Abdessemed et al 2011]

b. Renforcement des dalles par du PRF

C'était le premier projet au Royaume uni, en juin 1996, où le PRFC était utilisé comme un moyen externe de renforcement. Le projet est l'objet d'une extension d'un collège, une partie de cette extension est une dalle qui doit supporter une charge en plus. Initialement c'était une

dalle de dernier étage et elle devient une dalle d'étage courant, ce qui fait croître la surcharge d'exploitation de 3 KN m^{-2} . La structure existante était en béton armé, l'étage supplémentaire était conçu de telle sorte qu'il soit "lightweight" un poids léger en charpente métallique[31].

Pour résoudre ce problème il y avait trois propositions :

- Démolir l'étage existant et construire un nouveau.
- Concevoir une seconde structure en charpente métallique, qui supporte la dalle existante ou bien une dalle nouvelle séparée.
- Renforcer la dalle de l'extérieur par de plaques collées.

La première solution était considéré comme coûteuse et prend du temps. La seconde n'était pas faisable pour les grandes portées, de ce fait la proposition retenue était la troisième cette solution était la moins coûteuse, efficace et rapide à mettre en œuvre. Initialement était prévu la fixation d'une plaque en acier de 75 mm de largeur et de 6 mm d'épaisseur pour supporter la charge additionnelle.

Le choix adopté était le renforcement par des lamelles en PRFC et ce pour les avantages :

- La rapidité de la mise en œuvre.
- La légèreté du matériau.
- Les caractéristiques élevées du matériau



Figure3.5 mise en place des lamelles en PRFC sur une dalle en béton armé

c. Renforcement du pont de "Rhine bridge Oberriet"

C'est un pont en trois trames était construit en 1963 sur la rivière de Rhine entre l'Autriche et la Suisse. Il relie la ville de Meinongen (Vorarlberg) à Oberriet (St Gllen). La dernière trame

est de 35.1m de longueur alors que et celle la centrale elle est de 45m de longueur. Une rigoureuse investigation suivi d'une analyse structurelle ont été menées. L'analyse a montré que la dalle du pont nécessite un renforcement transversal, la dalle du pont était initialement conçue pour des charges standard de 14 tonnes (poids des camions).

Plusieurs solutions ont été proposées : remplacement de la dalle, augmentation de la section par chemisage, le renforcement par des lamelles sur la dalle existante. Vu que le béton existant était en bonne condition et l'influence du chlorure n'était pas critique, il a été décidé d'opter pour une solution économique. Et le remplacement de la dalle a été écarté, le chemisage en béton fait augmenter l'épaisseur cause une charge supplémentaire. De ce fait, l'utilisation des lamelles comme renforcement extérieur de la dalle a été retenu et constituant la meilleure solution. Grace à cette solution l'ouvrage est toujours en fonction[31].

d. Renforcement d'un mur en maçonnerie

C'était dans un centre d'affaire à Zurich, Suisse, un bâtiment de six étages de maisons en appartement, construit en 1930 converti en un grand centre d'affaire, une complète nouvelle conception selon les nouvelles charges était nécessaire. L'immeuble a subi plusieurs types de dégradation comme le vieillissement des dalles en bois et d'autres parties de la structure ont été remplacé. Seulement quelques murs en maçonnerie non armé ont été préservés et gardés en place. D'après la nouvelle conception, deux voiles en béton armé étaient nécessaires pour reprendre les efforts sismiques. Il est à noter que pour la direction transversale seulement deux voiles et une partie des murs en maçonnerie contribuent au transfert des charges horizontales aux fondations. D'où la nécessité de renforcer ces derniers [30].

Pour réaliser ce renforcement, trois propositions ont été faites :

- Démolition et reconstruction des murs en maçonnerie.
- Renforcement des murs par l'augmentation de l'épaisseur.
- Renforcement de mur par l'utilisation du PRFC.

Le choix adopté est celui renforcées par du PRFC comme méthode de renforcement, et ce système a été utilisé pour trois niveaux du bâtiment. C'était le premier mur en maçonnerie renforcé par des lamelles en PRFC figure3.6.

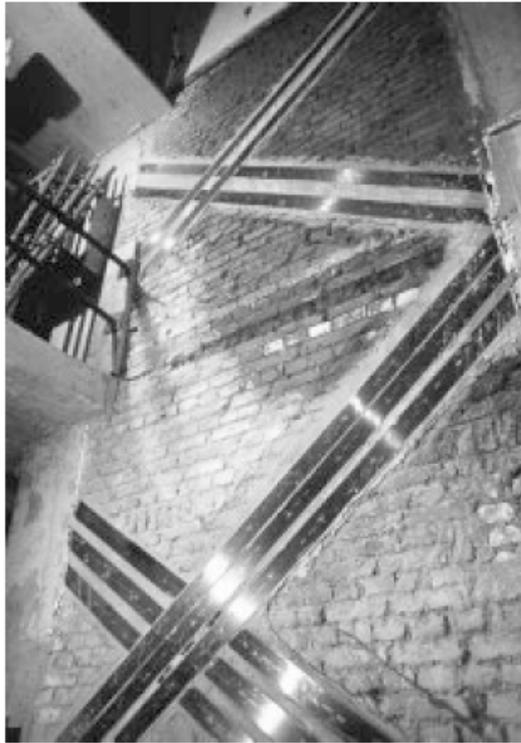


Figure 3.6 Un mur en maçonnerie renforcie au moyen de matériaux composites (halloway)

e. Renforcement d'un pont historique en bois en Suisse

En 1807, un pont en bois a été conçu et construit pour permettre aux calèches de le traverser, la structure originale est un arc renforcé par des éléments treillis. En 1847, durant une guerre civile et comme le pont était un point stratégique, une partie a été détruite. En 1852 cette dernière a été reconstruite, cela a permis au pont de supporter une charge de 20 tonnes.

Durant son existence le pont a été réhabilité par différents méthodes, la plus récente évaluation a montré que les bois utilisés ne sont pas capables de supporter l'actuel chargement.

En 1992, le travail de renforcement du pont a commencé par le remplacement des pavés en bois par d'autres de 20 cm d'épaisseur de Planck de bois, et la poutre principale a été renforcée extérieurement par du PRFC dans la partie tendue[30].



Figure 3.7 fixation des lamelles sur des poutres en bois

f. Renforcement d'un dalot à Great Missenden, Buckinghamshire, (Royaume uni)

Pour augmenter la capacité flexionnelle d'un dalot à 40 tonnes, il était nécessaire de le renforcer par du PRFC lamelles.

Les fissures sont d'abord colmatées par une résine époxy puis l'opération du renforcement est entamée.



Figure 3.8 renforcement d'un dalot par du PRF

g. Renforcement de la dalle d'un ancien appartement à Budapest, Hongrie

Le propriétaire avait changé l'utilisation de la construction d'un usage habitable à un centre d'affaires. La dalle existante n'était pas suffisante pour la nouvelle charge et devait être renforcée par un PRFC lamelles.



Figure 3.9 mise en place de lamelles en PRF sur une dalle d'un ancien appartement

h. Renforcement d'une dalle d'un hôpital a la république de Tchèque

L'hôpital avait prévu d'installer un nouveau tomographe. Il a été constaté que les armatures longitudinales n'étaient pas suffisantes pour la charge supplémentaire occasionnée par le nouveau matériel, ceci a nécessité un système de renforcement extérieur afin d'augmenter la capacité flexionnelle de la dalle.

L'utilisation des lamelles en PRFC, pour atteindre la résistance désirée a été adoptée.



Figure 3.10 mise en place des lamelles en PRF sur une dalle d'un hôpital

i. Renforcement de poutres d'une dalle de Gaufre d'un collège à Stuttgart Allemagne.

Pour faire une extension au collège, un nouvel étage était prévu et devait être rajouté à la construction. Cette dalle était conçue comme étant un plancher terrasse, mais avec le rajout d'un étage, elle devient une dalle de type étage courant, donc des charges supplémentaire ont été créés. Pour supporter ces charges supplémentaires cette dernière devait être renforcée. Le choix retenue étant celui de l'utilisation des lamelles en PRFC.



Figure 3.11 Renforcement d'une dalle en gaufre par du PRF

**j. Renforcement de poutres du pont en béton armé à Niederwartha near Dresden ,
Allemagne**

L'ensemble du pont devait être réparé en raison de la fatigue et des influences environnementales. Une évaluation du pont a conclu que les poutres nécessitaient un renforcement pour augmenter leur capacité flexionnelle[30].

L'utilisation des lamelles en PRFC comme un renforcement extérieur a été retenue.



Figure 3.12 Renforcement d'une poutre d'un pont par du PRF

3.7. Synthèse sur les avantages des matériaux composites

Les matériaux composites présentent des avantages tels que:

- résistance mécanique : pour une même section d'acier, la résistance des fibres de composites est plus élevée.
- poids : la densité des matériaux composites représente 20% de celle des platines d'acier ; pour une même résistance ultime le poids de PRFC (Polymère Renforcé en Fibre de Carbone) représente 10% de poids des platines d'aciers.
- maniabilité : les bandes des matériaux composites présentent une large flexibilité qui facilite la mise en œuvre et son application dans les zones confinées.
- Vu la difficulté d'assemblage et de transport sur site des platines d'acier, les PRFC sont beaucoup plus concluants que ces derniers.
- facilité de préparation de surfaces

- le non nécessité d'une fixation mécanique comparativement aux platines d'acier, cependant le collage des matériaux composites doit être minutieux.
- la durabilité du système de renfort : la bonne tenue des matériaux composites à la corrosion par rapport à celle des platines d'acier, qui peuvent être contaminés par le chlorure ou leurs zones de fixation seront fissurées.
- tenue au feu : la conductivité thermique des matériaux composites est inférieure à celle des platines d'acier. La dégradation due au feu des matériaux composites est lente à celle des platines d'aciers.
- réduction du risque « gel- dégel » : la mise en œuvre du bandage des matériaux composites favorise une bonne étanchéité vis-à-vis de la formation du phénomène « gel-dégel »
- la maintenance et entretien : le système de renforcement de matériaux composites n'exige pas un entretien, par contre le renforcement par les platines d'acier demande une maintenance périodique continue.
- réduction du temps d'exécution et mise en œuvre : la préparation, le transport et la mise en œuvre des platines d'acier prend un temps considérable par rapport à l'application des matériaux composites.
- l'aptitude de précontrainte dans les matériaux composites : un nouveau champ des bandes plates de précontrainte des composites est appliquée afin de compenser la perte de tension dans l'élément structurel et réduire ainsi les fissures.

Chapitre

4

**COMPORTEMENT D'UN ELEMENT
STRUCTUREL RENFORCE PAR DU
PRF SOUMIS A LA FLEXION SIMPLE :
CODES ET MODELE THEORIQUE
PROPOSE**

CHAPITRE 4

COMPORTEMENT D'UN ÉLÉMENT STRUCTUREL RENFORCÉ PAR DU PRF SOUMIS À LA FLEXION SIMPLE : CODES ET MODÈLE THÉORIQUE PROPOSÉ

4.1 Introduction

Avec l'extension de l'utilisation des matériaux composites dans le monde, il est devenu impératif d'établir des normes et règlements pour prendre en charge cette utilisation de manière optimale. À cet effet, plusieurs pays ont lancé leur propre code ayant trait au renforcement par des matériaux composites. Les problèmes récurrents ont trait à l'efficacité et aux limites d'utilisation.

Dans le présent chapitre, une présentation de plusieurs codes est faite à fin de montrer la nécessité de ces derniers. En outre, une approche théorique est proposée sans l'utilisation de facteurs de sécurité autres que ceux adoptés pour le calcul classique du béton armé.

En fin, un tableau qui regroupe l'ensemble des méthodes mentionne la différence entre ces différents codes.

4.2 American Concrete Institute (ACI440.2R.08)

i. introduction

La présente thèse concerne le comportement des éléments structuraux en béton armé renforcés par du PRF soumis à la flexion simple. Ce code opte pour le concept d'un seul pivot (concept de la théorie générale). Et donne une présentation du comportement mécanique du matériau en PRF. Ce code suppose que le collage du PRF dans la partie tendue des éléments en béton soumis à la flexion fait augmenter la résistance flexionnelle d'un ordre variant de 10 à 160%.

Il est recommandé que le moment ultime de la section soit calculé en utilisant les mêmes combinaisons de charges exigées par le ACI318-05 en ajoutant un facteur de réduction pour le PRF ψ_f , qui doit s'appliquer dans sa contribution M_{nf} . Ce facteur est utilisé pour prouver la fiabilité de la résistance prédite et il prend en considération les différents modes de rupture et en particulier le décollement du renfort.

Cette résistance flexionnelle nominale peut se déterminer à partir des équations de compatibilité des déformations, l'équilibre des forces internes, et le contrôle de mode de rupture.

Ce code prenait une déformation relative limite du béton à $\varepsilon_c=3\text{‰}$, contrairement à la quasi-totalité des autres codes qui la limite à $\varepsilon_c=3.5\text{‰}$,

Quant ε_f atteint ε_{fu} avant que le béton n'atteigne sa limite de déformation maximale, le phénomène de décollement a lieu.

L'ajout d'un renforcement transversal en forme de « U » fait augmenter la déformation et assure le non décollement au niveau des extrémités.

Quelques hypothèses ne reflètent pas la réalité du comportement du PRF, à titre d'exemple, le cisaillement de l'adhésive peut engendrer un glissement entre le support et le PRF mais le facteur de réduction peut faire éviter ce phénomène.

Une déformation initiale était prise en considération ε_{bi} cette déformation initiale peut être déterminée à partir d'une analyse élastique de l'élément existant basée sur les propriétés d'une section-fissurée.

ii. Calcul à l'état limite ultime

La détermination de la capacité flexionnelle est tributaire de la détermination de la position de l'axe neutre. Cette dernière est obtenue par la résolution d'équilibre qui en fait une équation à trois inconnues interdépendantes. Cette résolution ne pouvait se faire que par la méthode d'essais successifs.

La procédure de cette méthode consiste à attribuer de manière arbitraire une valeur à "c" ('axe neutre), en générale on commence avec $c=0.5d$, puis on détermine les déformation des différents composants de la section, à partir de la condition de compatibilité des déformations relative. Les contrainte des armatures et du PRF sont tirées des diagrammes contrainte-déformation, la dernière étape consiste à vérifier l'équilibre de l'équation avec ces valeurs, s'il y a l'équilibre, "c" est solution. Sinon la procédure est reprise avec une autre valeur de "c" choisie.

iii. Verification à l'état limite de service

Pour éviter une déformation inélastique de l'élément en béton armé renforcé par des PRF, la contrainte dans les armatures sous la charge de service (surtout les éléments soumis à une charge cyclique) doit être limitée à 80% de la contrainte d'écoulement, il en est de même pour celle du béton et qui doit être limiter à 45% de résistance à la compression.

4.3 Fédération internationale du Béton (FIB2001)

4.6.1. Déformation initiale (avant renforcement) :

L'effet du chargement sur les éléments avant renforcement doit être pris en considération dans le calcul des éléments renforcés, il est basé sur la théorie d'élasticité où M_0 est le moment de service. si M_0 est supérieur à M_{cr} (moment à l'apparition de la première fissure), le calcul de la déformation initiale est nécessaire, si M_0 est inférieur à M_{cr} , la déformation initiale est négligé.

Les modes de rupture des éléments renforcés sont classés comme suit:

- Le premier mode est caractérisé par l'exploitation optimale du béton et du PRF, avec une rupture par écrasement du béton et une rupture du PRF en traction.
- Le deuxième mode concerne la rupture qui se produit par le décollement du PRF (ce décollement peut se produire au niveau de l'enrobage du béton, à l'interface béton résine, à la résine, ou à l'interface résine PRF *figure 4.1*).

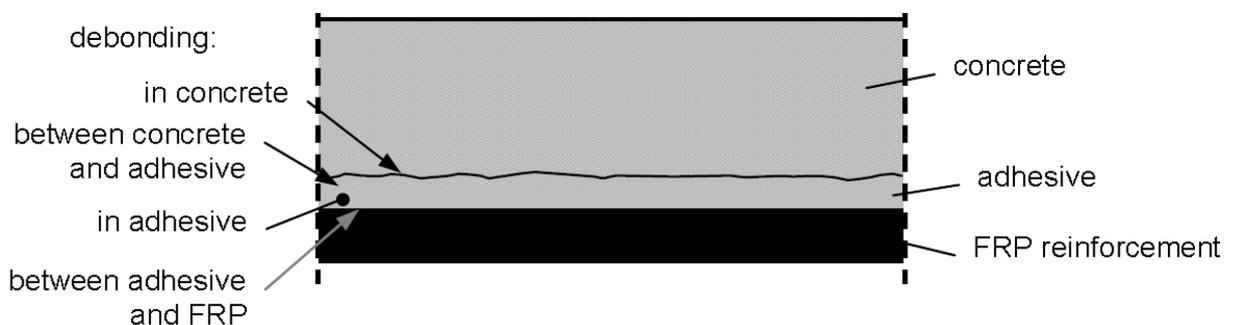


Figure 4.1. Différents interfaces pour la rupture en décollement

4.6.2. Analyse à l'état limite ultime :

La détermination de la capacité flexionnelle d'une section renforcée est basé sur les principes du calcul des sections en béton armé. le calcul de cette dernière est fait par la méthode

d'essais successifs, c'est la même procédure qu'a été appliquée pour le code précédent. Seulement cette fois-ci une déformation initiale ε_0 doit être prise en compte.

4.6.3. Analyse à l'état limite de service

Pour éviter une déformation inélastique de l'élément en béton armé renforcé par des PRF, la contrainte dans les armatures sous la charge de service (surtout les éléments soumis à une charge cyclique) doit être limitée à 80% de la contrainte d'écoulement.

4.4 Association Française de Génie Civil (AFGC)

i. présentation

La première version a été publiée en 2003 et a concerné uniquement les poutres renforcées au moyen de matériaux composites, elle a été actualisée en 2007 avec l'incorporation du partie traitant les poteaux soumis à la compression simple. En 2013 elle était élargie au renforcement des dalles en béton armé soumises au poinçonnement ainsi qu'aux premiers éléments qu'il faut prendre en considération dans le cas du renforcement des structures précontraintes.

ii. Calcul à l'état limite ultime

- Principe et hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul sont inspirées à partir de l'article A.3.3.2 du BAEL. Ces hypothèses de ce calcul sont citées ci-dessous :

- les sections droites restent droites et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures métalliques ou composites et le béton ;
- la résistance à la traction du béton est négligée ;
- la résistance à la compression du composite est négligée ;
- les diagrammes contrainte – allongement de calcul du béton, de l'acier passif et du composite considérés sont ceux de l'article A.3.3. Pour le béton et les aciers passifs les limitations de contraintes sont celles du BAEL ($f_{bu} = 0.85f_{cj} / \theta\gamma_b$ et

$$f_{su} = f_e / \gamma_s \text{ pour le composite la contrainte est limitée à } f_{f,d} = \frac{\alpha_f f_{cj}}{\gamma_{f,u}} \text{ à l'ELU ;}$$

- les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 1‰, pour l'allongement unitaire du renfort composite à $\varepsilon_{fu,d} = \text{Min}\left\{\frac{f_{j,d}}{E_f}; 0,85\text{‰}\right\}$ et pour le raccourcissement unitaire du béton à 0,35‰ ;
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres de ferrailage ou bandes de renfort composite, pourvu que l'erreur commise sur les déformations unitaires ne dépasse pas 5‰. On ne peut en aucun cas regrouper des aciers et des composites ;
- la totalité des charges est prise en compte (pas de phasage).

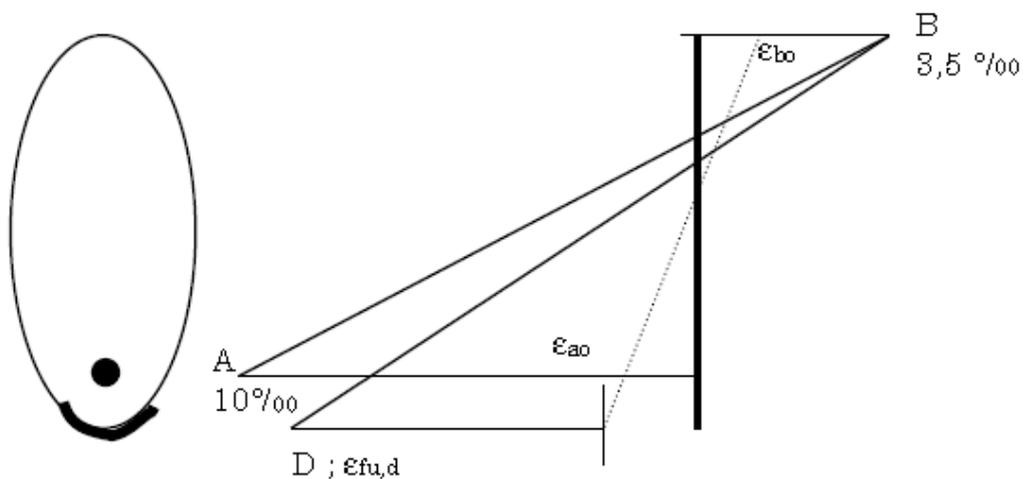


Figure 4.2 concept (trois + un) pivots

1er cas : pivot A ou B

Moment de rupture poutre pivot B (diagramme de déformations AB)

$$M_{bu} = 0,8 \cdot y \cdot f_{bu} \cdot b \cdot (d - 0,4y) \quad \text{avec } y = 0,259 d$$

Moment de rupture poutre (droite de déformation passant par le pivot A)

Moment repris par les armatures tendues supposées plastifiées :

$$M_A = A \cdot f_{a,u,d} \cdot Z_a \quad \text{avec } Z_a \approx 0,9 d$$

Moment repris par les composites :

$$M_f = A_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{f,d} \cdot Z_f \quad \text{avec } Z_f \approx d$$

et avec $\epsilon_{f,d} = \min \{1, 10 \cdot (10\% - \epsilon_{a0}); \epsilon_{fu,d}\}$

Moment ultime de la poutre réparée

$M_u = \min \{ \text{moment rupture poutre pivot B } M_{bu}; M_A + M_f \}$

2ème cas : pivot B ou D, aciers plastifiés (aciers HA500)

$$\epsilon_s = \frac{f_e / \gamma_s}{E_s} = 2.17\% < \epsilon_{fu,d} < 1.10 \cdot (10\% - \epsilon_{a0})$$

moment repris par les armatures tendus : $M_A = A \cdot f_{a,u,d} \cdot Z_a$

moment repris par les plaques composites : $M_f = A_f \cdot E_f \cdot \epsilon_{fu,d} \cdot Z_f$

moment ultime de la poutre réparée : $M_u = \min \{ M_{bu}, M_A + M_f \}$

3ème cas : pivot B ou D, aciers passifs non plastifiés

$$\epsilon_a = \epsilon_{a0} + 0.91 \epsilon_{fu,d} < \epsilon_s = \frac{f_e / \gamma_s}{E_s}$$

moment repris par aciers tendus : $M_A = A \cdot E_a \cdot \epsilon_a \cdot Z_a$

moment repris par plaques composites : $M_f = A_f \cdot E_f \cdot \epsilon_{fu,d} \cdot Z_f$

iii. Etat limite de service

Les vérifications effectuées à l'ELS sont :

- un état limite de compression du béton limitée à $\sigma_{blim} = 0,6 f_{cd}$ (Article A.4.5,2 du BAEL);
- un état limite d'ouverture des fissures traduit par une limitation de la contrainte dans les aciers passifs suivant l'article A.4.5,3 du BAEL, en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable ;
- une limitation de la contrainte dans le composite à $\sigma_{blim} = \text{Min} \{ \sigma_{f,d} \text{ à l'ELS}; 450 \text{ MPa} \}$.

Pour le cas d'une section rectangulaire en flexion simple

la position de l'axe neutre Y est égal à :
$$Y = \frac{-A + \sqrt{A^2 + 2b \cdot B}}{b}$$

avec $A = n \cdot A'_s + n \cdot A_s + n_f \cdot A_f$

$B = (n \cdot d' \cdot A'_s + n \cdot d \cdot A_s + n_f \cdot h \cdot A_f)$

L'inertie de la section est donnée par

$$I = b \frac{x^3}{3} + n \cdot A'_s \cdot (y - d')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 + n_f \cdot A_f \cdot (d - y)^2$$

Les contraintes sont alors calculées par $\sigma_c = \frac{M}{I} \cdot Y$ $\sigma_s = n \frac{M}{I} \cdot (d - Y)$

$$\sigma_f = \frac{M}{I} \cdot (h - Y)$$

4.5 Code Italien CNR 2004 "guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures"

i. Analyse à l'ELU

Le calcul à l'ELU de renforcement des éléments structuraux exige que les deux valeurs de capacité flexionnelle M_{rd} et le moment pondéré M_{sd} , satisfont la condition suivante $M_{sd} < M_{rd}$.

Il est supposé que la rupture en flexion se produit lorsque une de ces deux conditions n'est pas satisfaite :

– la déformation maximale du béton comprimé ε_{cu} , comme définie le code est atteinte.

– La déformation maximale du PRF en traction ε_{fd} est atteinte.

Dans le calcul, il faut toujours prendre en compte les déformations initiales dans l'élément avant renforcement. Ces dernières sont dues au chargement initial représenté par M_0 , si ce moment est inférieur au moment qui provoque l'apparition de la première fissure M_{cr} . Dans ce cas, les déformations initiales de compression ε_{co} et de traction ε_o peuvent être négligées.

ii. La capacité flexionnelle des éléments renforcés.

L'analyse en flexion des éléments renforcés par du PRF est basée sur le concept de la satisfaction des conditions de compatibilité des déformations et de l'équilibre des efforts internes.

Ce code distingue deux types de rupture qui dépendent de la déformation ultime du PRF et le second dépend de la déformation ultime du béton.

Quand l'élément se rompt par le mode de déformation ultime du PRF, la ruine est due par rupture de PRF, toutes les déformations correspondent à la valeur fixe de déformation ε_{fd} .

La distribution des déformations est linéaire comme déjà supposée auparavant

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{x}{h-x} \leq \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_{s2} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{x-d_2}{h-x}$$

$$\varepsilon_{s1} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_0) \cdot \frac{d-x}{h-x}$$

Par contre, quand l'élément se rompt par le mode de la rupture du béton, la ruine se produit par l'écrasement du béton, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ avec l'écoulement des armatures en traction, tandis que les déformations du PRF n'auront pas atteint leur valeur ultime. Les déformations s'écrivent :

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \cdot (h-x) - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fd}$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x-d_2}{x}$$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d-x}{x}$$

iii. Analyse à l'ELS

Dans le calcul à l'état limite de service, le comportement de tous les matériaux est considéré linéaire élastique pour les deux conditions de la section transformée (non-fissurée et fissurée). Les hypothèses de calcul sont :

- Un comportement linéaire élastique pour tous les matériaux.
- Une section plane et perpendiculaire à l'axe de la poutre avant déformation reste plane et perpendiculaire à l'axe de la poutre après déformation.
- L'adhérence de l'interface béton-PRF est parfaite.

La première hypothèse permet d'avoir un module de Young constant pour chaque matériau, la seconde implique la linéarité des déformations, et la troisième permet de définir un

$$\text{rapport modulaire } n_s = \frac{E_s}{E_c} \quad n_f = \frac{E_f}{E_c}$$

Ces rapports modulaires sont utilisés pour transformer la section réelle en une section en béton.

4.4 Code Canadien ISIS CANADA “Strengthening Reinforced Concrete Structures with Externally-Bonded Fiber Reinforced Polymers”

i. introduction

Une hypothèse supplémentaire est proposée dans le calcul des éléments renforcés, c'est celle d'ignorer les déformations initiales au niveau du béton et des armatures avant le renforcement extérieur par du PRF, et ce à cause de la grande ductilité des armatures et des petites déformations du béton au cours du renforcement.

La méthode d'analyse présentée dans ce document est basée sur les mêmes hypothèses mise par le code canadien CSA Standard A23.3-94 pour les structures en béton armé, et le CSA Standard S6-88 pour les ponts en béton.

ii. Différents modes de rupture e flexion

Quatre modes de rupture sont possible pour un élément en béton armé renforcé par du PRF à l'extérieur.

- Ecrasement du béton
- Ecoulement des armatures suivi par un écrasement du béton
- Ecoulement des armatures suivi par une rupture du PRF.
- Décollement du renfort en PRF à l'interface béton-PRF.

Pour certains cas il est difficile de prédire le mode de rupture. De ce fait, il faut supposer un mode de ruine puis vérifier, si la supposition initiale est fausse, le processus est reconduit jusqu'à l'obtention du vrai mode de ruine.

Pour la méthode de calcul présentée dans le présent document, le quatrième mode de ruine n'est pas pris en considération, car c'est un mode qui peut être évité pratiquement par l'utilisation d'un ancrage ou par un calcul approprié de la longueur d'ancrage et ce par une limitation des contraintes et des déformations du PRF.

4.6 Modèle proposé

4.6.1. Lois de comportement des matériaux utilisés

a. Béton

Le comportement du béton est représenté par une relation contrainte-déformation (figure.1) avec une partie parabolique de $\varepsilon=0$ à $\varepsilon=\varepsilon_0$ et une partie rectangulaire pour ε_0 compris entre ε

et ε_{cu} la contrainte est donné par
$$\frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 f_{ck}}{1.5} = 0.567 f_{ck}$$

la valeur limite de déformation du béton est 3.5‰ cette valeur est valable pour toutes les résistances du béton.

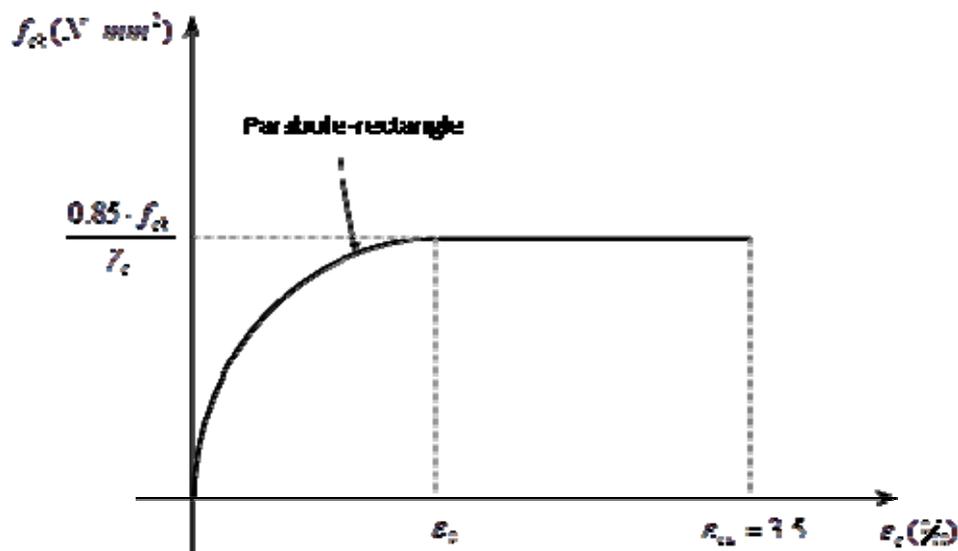


Figure 4.3. Diagramme parabolique-rectangle de contrainte-déformation de béton en compression

b. Acier

Le comportement de l'acier est identique en traction comme en compression, étant linéaire dans la partie élastique jusqu'à la limite élastique $\frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ où f_{yk} est la contrainte caractéristique d'écoulement et γ_s est le facteur de sécurité de l'acier.

Dans la partie élastique la relation entre les contraintes et les déformations est :

Contrainte = module d'élasticité x déformation = $E_s \cdot \varepsilon_s$

Donc la déformation au point d'écoulement est :

$$\varepsilon_y = \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) / E_s$$

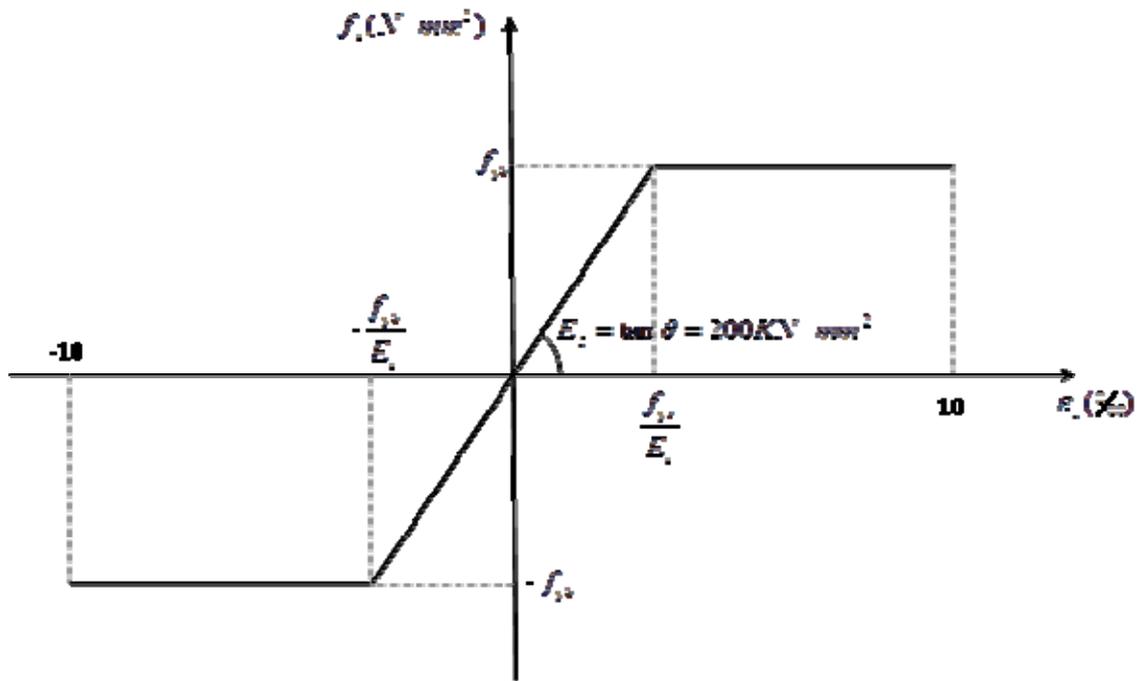


Figure 4.4. loi de comportement de l'acier

c. Les matériaux composites

Les produits composites employés doivent présenter un allongement à la rupture en traction supérieur ou égal à 8.5%.

Pour les matériaux composites unidirectionnels, la loi de comportement en traction est modélisée comme suit:

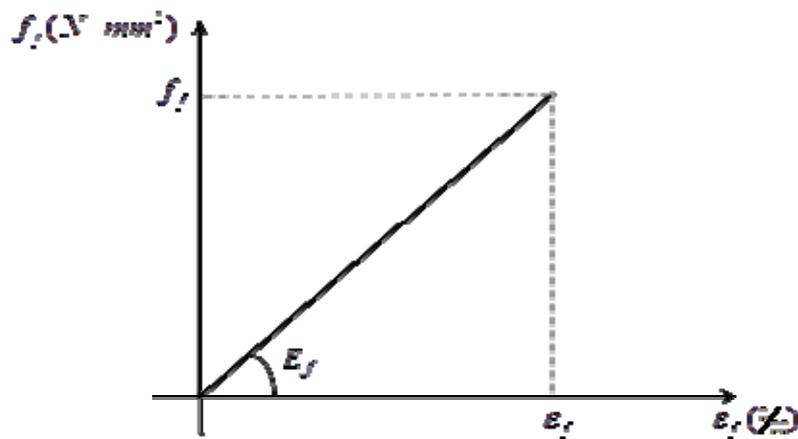


Figure 4.5. Loi de comportement du composite

les deux paramètres principaux étant:

f_f : Résistance garantie à la rupture en traction et E_f : Module de Young

4.6.2. Analyse d'une section d'un élément structural en béton armé soumis à la flexion simple:

a. Analyse de la section à l'état limite de service ELS

Dans cette partie il est nécessaire de décrire la théorie élastique pour deux types de section en béton armé, le premier cas concerne la section non fissurée alors que le deuxième présente la section fissurée.

La première phase concerne une valeur des moments allant de 0 à M_{cr} (moment où la première fissure apparait), la flèche quant à elle varie de 0 à Δ_{cr} alors que la courbure de 0

$$\text{à } \varphi_{cr}, \text{ d'où } M_{cr} = \frac{2I_g f_t}{h}, \Delta_{cr} = \frac{M_{cr}}{24E_c I_g} (3L^2 - 4a^2), \varphi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_g}$$

Où I_g est le moment d'inertie de la section non fissurée $I_g = \frac{bh^3}{12}$, et f_t la contrainte de

$$\text{traction du béton } f_t = 0.3f_c^{2/3} \text{ et } E_c = 22000 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} \text{ Avec } f_{cm} = f_{ck} + 8MPa \text{ [EC2]}$$

" a " étant la distance entre l'appui et le point d'application de la charge, et L c'est la longueur de la poutre (entre nus d'appuis).

Le deuxième cas (section fissurée), a lieu lorsque la valeur du moment atteint la limite élastique M_y (post-fissuration). quand la contrainte dans la fibre la plus tendue du béton dépasse la valeur de f_t , le béton dans la partie tendue ou en-dessous de l'axe neutre est négligé. Dans cette partie la **figure4.6** présente les déformations et les contraintes d'une section en béton armé soumis à la flexion simple.

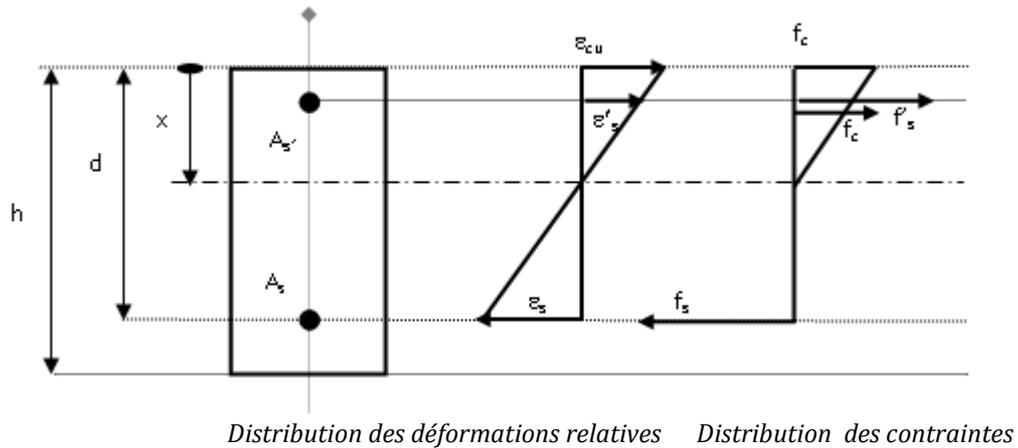


Figure 4.6. Image à l'E.L.S d'une section rectangulaire en béton armé

De la condition de compatibilité les déformations relatives ont donné

$$\varepsilon'_s = \left(\frac{x - d'}{x} \right) \cdot \varepsilon_c \quad \varepsilon_s = \left(\frac{d - x}{x} \right) \cdot \varepsilon_c$$

Vu que les matériaux sont en élasticité, les contraintes des matériaux sont égales à :

$$f_c = E_c \varepsilon_c \quad f'_s = E_s \varepsilon'_s = \alpha_e E_c \varepsilon'_s \quad f_s = E_s \varepsilon_s = \alpha_e E_c \varepsilon_s$$

Où α_e est égal à $\frac{E_s}{E_c}$.

L'équation d'équilibre des efforts internes est : $\frac{1}{2} A_c f_c + A'_s f'_s = A_s f_s$

Où A_c est l'aire du béton à la compression A_s et A'_s sont les sections d'armatures tendues et comprimées respectivement. En injectant les expressions littérales de ε_s et ε'_s dans l'équation d'équilibre. Cette dernière s'écrit après simplification:

$$\frac{1}{2} A_c E_c \varepsilon_c + A'_s \alpha_e E_c \frac{x - d'}{x} \varepsilon_c = A_s \alpha_e E_c \frac{d - x}{x} \varepsilon_c$$

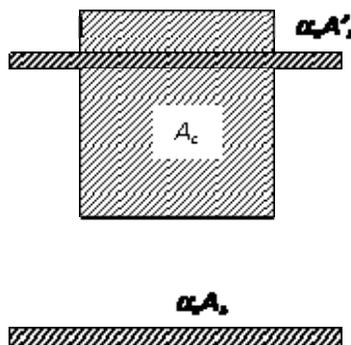


Figure 4.7. section équivalente (section transformée) en BA

Section homogénéisée : cas de la section fissurée et pour le cas d'une section rectangulaire $A_c = bx$, c'est une équation à une inconnue en x , elle devient :

$$\frac{1}{2}bx^2 + A'_s \alpha_e (x - d') = A_s \alpha_e (d - x)$$

L'axe neutre de la section fissurée passe par le centre de gravité de la section transformée, ce dernier peut se déterminer soit par Huigueness

$$x = \frac{\sum(Ax)}{\sum A} = \frac{dx \cdot \frac{x}{2} + \alpha_e A_s \cdot d + \alpha_e A'_s \cdot d'}{dx + \alpha_e A_s + \alpha_e A'_s}$$

Ou bien à partir de l'équation d'équilibre, c'est une équation de deuxième degré de type

$Ax^2 + Bx + C = 0$ leur solution est :

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A} \quad \text{Donc } x \text{ est égal à :}$$

$$x = \frac{-\alpha_e (A_s + A'_s) \pm \sqrt{(\alpha_e (A_s + A'_s))^2 + 2b\alpha_e (A_s d + A'_s d')}}{b}$$

Une fois la profondeur de l'axe neutre est déterminée . Le moment élastique par rapport au centre de gravité de bloc des contraintes de la section est donné par :

$$M_{y/cog} = F'_s \cdot \left(\frac{1}{3}x - d'\right) + F_y \left(d - \frac{1}{3}x\right)$$

Avec F_y étant l'effort de traction au niveau des armatures tendues lorsque $\epsilon_s = \epsilon_y$.

La courbure à la mi-travée de la poutre est : $\varphi_y = \frac{M_y}{E_c I_{cr}} \quad \Delta_{cr} = \frac{M_y}{24E_c I_{cr}} (3L^2 - 4a^2)$

Dans cette phase, le moment d'inertie est égale à :

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - x)^2 + \frac{E_s}{E_c} A'_s (x - d')^2$$

b. Analyse de la section à l'état limite ultime ELU

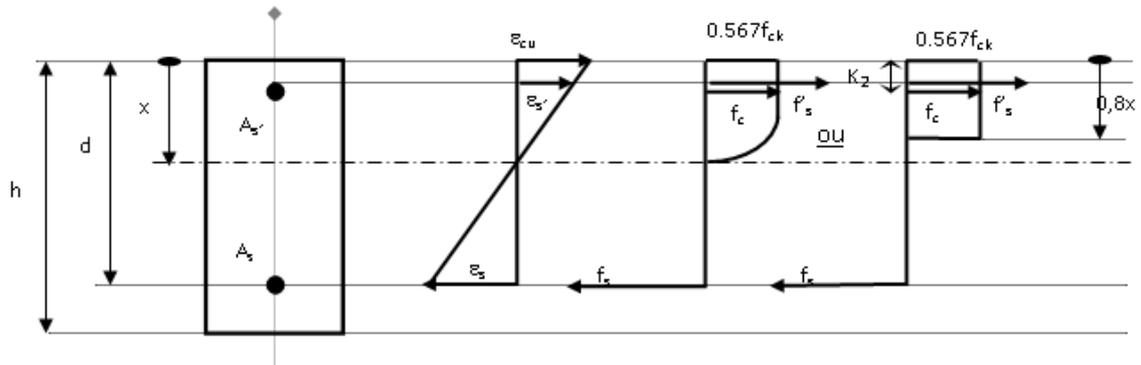


Figure 4.8. Image à l'E.L.U d'une section rectangulaire en béton armé

Le bloc des contraintes rectangulaire simplifié adopté par l'EC2, est basé sur le principe de Whitney, la création d'un bloc rectangulaire fictif de telle sorte son centre de gravité se trouve au même niveau que celui du bloc réel. La valeur de la profondeur du bloc est de 80% de la valeur de la profondeur de l'axe neutre à partir de la fibre la plus comprimée.

Soit une section rectangulaire en béton où A_s et A'_s représentent respectivement la section d'armatures tendues et comprimées.

La distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues notée "d", est dite hauteur utile de la section.

La valeur de la déformation relative de la fibre la plus comprimée du béton est fixée à 3.5‰ , pour une section à l'état limite ultime .

la compatibilité des déformations des matériaux: acier et béton, s'exprime par les relations suivantes:

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d - x}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} \quad (4-1)$$

$$\varepsilon'_s = \left(\frac{x - d'}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} \quad (4-2)$$

Pour le bloc rectangulaire fictif des contraintes du béton :

- $K_1 = 0.567$
- K_2 est le coefficient de positionnement pris égal à 0.4

A partir de l'équation d'équilibre des forces internes de la section:

$$F_C + F_S' = F_S \quad (4-3)$$

où F_C est la force de compression dans le béton

$$F_C = K_1 \cdot f_{ck} \cdot A_C(x) \quad (4-4)$$

$$F_C = 0.567 \cdot f_{ck} \cdot A_C(x)$$

F_S' est la force de compression au niveau des armatures comprimées.

$$F_S' = f_s' \cdot A_s' \quad (4-5)$$

F_S est la force de traction au niveau des armatures tendues.

$$F_S = f_s \cdot A_s \quad (4-6)$$

L'équation d'équilibre devient alors:

$$K_1 \cdot f_{ck} \cdot A_C(x) + f_s' \cdot A_s' = f_s \cdot A_s \quad (4-7)$$

En divisant les termes de l'équation par le terme de " A_u " définissant une section utile:

$$0.567 f_{ck} \cdot \frac{A_c(x)}{A_u} + f_s' \cdot \rho_s' = f_s \cdot \rho_s \quad (4-8)$$

L'équation (5-8), représente une équation à trois inconnues interdépendantes : $A_c(x)$, f_s , f_s' , qui ne peut être résolue que par la méthode d'essais successifs dont les étapes sont résumées ci-dessous :

- i. Fixer la profondeur de l'axe neutre " x " pour une valeur balayant la section.
- ii. Calculer les déformations relatives " ε_s " et " ε_s' " à partir des équations (4-1) et (4-2).
- iii. Evaluer les contraintes f_s et f_s' respectivement à partir des diagrammes contraintes-déformations appropriés.
- iv. Injecter ' x , f_s , et f_s' dans l'équation d'équilibre (4-7).
- v. Vérifier à travers l'équation (5-8) si l'équilibre est atteint, donc " x " est solution. Dans le cas contraire, le problème exigerait une succession des valeurs de " x " jusqu'à ce que

l'équilibre des forces soit atteint: $F_C + F_S' = F_S$

Une fois la profondeur de l'axe neutre est connue, le moment ultime de la section est défini par :

$$M_{u/cdg} = F'_s \cdot (d - d') + F_s (d - 0.4x) \quad (4-9)$$

En divisant les deux termes de cette équation par " $A_u \cdot d$ ", on obtiendra l'expression du "moment réduit":

$$\frac{M_u}{A_u \cdot d} = \rho'_s \cdot f'_s \cdot \left(0.4 \frac{x}{d} - \frac{d'}{d}\right) + \rho_s \cdot f_s \cdot \left(1 - 0.4 \frac{x}{d}\right) \quad (4-10)$$

4.6.3. Analyse d'une section d'un élément structurel en béton armé renforcé soumis à la flexion simple

a. A l'état limite service ELS

Dans cette partie il est nécessaire de décrire la théorie élastique pour deux types de section en béton armé renforcée en PRFC, le premier cas concerne la section non fissurée alors que le deuxième présente la section fissurée.

La première phase s'identifie lorsque le moment s'augmente de 0 jusqu'à le moment correspondant à l'apparition de la première fissure M_{cr} , la flèche s'augmente de 0 à Δ_{cr} et la

courbure de 0 à φ_{cr} , donc $M_{cr} = \frac{2I_g f_t}{h}$, $\Delta_{cr} = \frac{M_{cr}}{24E_c I_g} (3L^2 - 4a^2)$, $\varphi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_g}$

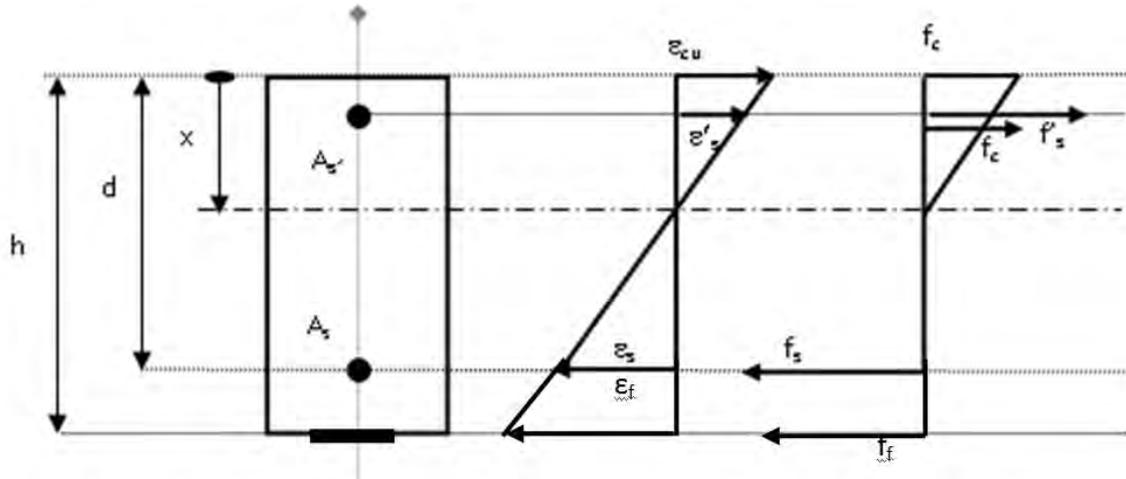
Où I_g est le moment d'inertie de la section non fissurée $I_g = \frac{bh^3}{12}$, et f_t la résistance à la

traction du béton $f_t = 0.3f_c^{2/3}$ et $E_c = 22000 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}$ Avec $f_{cm} = f_{ck} + 8MPa$ [EC2]

Avec aussi a la distance entre l'appui et le point d'application de la charge, et L c'est la longueur de la poutre (entre nus d'appuis).

Le deuxième cas (section fissurée), est s'achevé lorsque la valeur du moment atteint la limite élastique M_y (post-fissuration). quand la contrainte dans la fibre la plus tendue du béton dépasse la valeur de f_t , le béton dans la partie tendue ou en-dessous de l'axe neutre est négligé. Dans cette partie la **figure5** présente les déformations et les contraintes d'une

section en béton armé soumis à la flexion simple.



Distribution des déformations relatives Distribution des contraintes

Figure 4.9. Image à l'E.L.S d'une section rectangulaire en béton armé renforcée par du PRF

Les équations de compatibilité sont $\epsilon'_s = \left(\frac{x-d'}{x}\right) \cdot \epsilon_c$ $\epsilon_s = \left(\frac{d-x}{x}\right) \cdot \epsilon_c$ $\epsilon_f = \left(\frac{h-x}{x}\right) \cdot \epsilon_c$

Vu que les matériaux sont en élasticité, les contraintes des matériaux est égale à : donc

$$f_c = E_c \epsilon_c \quad f'_s = E_s \epsilon'_s = \alpha_e E_c \epsilon'_s \quad f_s = E_s \epsilon_s = \alpha_e E_c \epsilon_s \quad f_f = E_f \epsilon_f = \alpha'_e E_c \epsilon_f$$

Où α_e et α'_e est le module du rapport $\alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$ $\alpha'_e = \frac{E_f}{E_c}$ de la section équivalente.

L'équation d'équilibre des forces interne est : $\frac{1}{2} A_c f_c + A'_s f'_s = A_s f_s + A_f f_f$

Où A_c est l'air du béton à la compression A_s , A'_s et A_f sont la section des armatures tendues, comprimées, et de renfort en PRF respectivement. L'utilisation des équations de compatibilités, l'équation d'équilibre devient une expression en fonction de terme ϵ_c :

$$\frac{1}{2} A_c E_c \epsilon_c + A'_s \alpha_e E_c \frac{x-d'}{x} \epsilon_c = A_s \alpha_e E_c \frac{d-x}{x} \epsilon_c + A_f \alpha'_e E_c \frac{h-x}{x} \epsilon_c$$

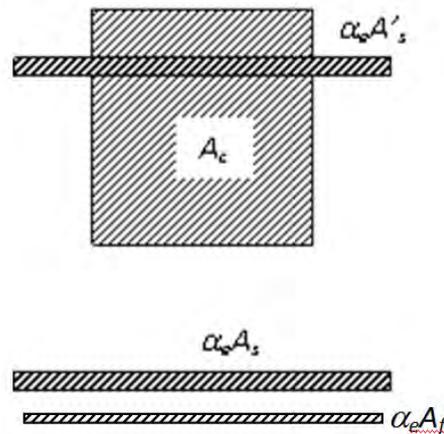


Figure 4.10. section équivalente (section transformée) en BA renforcée

Cette équation peut être simplifiée et devienne :

$$\frac{1}{2}bx^2 + A'_s \alpha_e (x - d') = A_s \alpha_e (d - x) + A_f \alpha'_e (h - x)$$

L'axe neutre de la section fissurée passe par le centre de gravité de la section transformée, ce dernier peut se déterminer soit par le théorème de Huigueness

$$x = \frac{\sum(Ax)}{\sum A} = \frac{dx \cdot \frac{x}{2} + \alpha_e A_s \cdot d + \alpha_e A'_s \cdot d' + \alpha'_e A_f \cdot h}{dx + \alpha_e A_s + \alpha_e A'_s + \alpha'_e A_f}$$

Ou bien à partir de l'équation de l'équilibre, c'est une équation de deuxième degré de type

$$Ax^2 + Bx + C = 0$$

$$\frac{1}{2}bx^2 + ((A'_s + A_s)\alpha_e + A_f \alpha'_e)x - ((A_s d + A'_s d')\alpha_e + A_f h \alpha'_e) = 0$$

Leur solution est :

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A} \quad \text{Donc } x \text{ est égal à :}$$

$$x = \frac{-((A'_s + A_s)\alpha_e + A_f \alpha'_e) \pm \sqrt{((A'_s + A_s)\alpha_e + A_f \alpha'_e)^2 + 2b((A_s d + A'_s d')\alpha_e + A_f h \alpha'_e)}}{b}$$

Une fois la profondeur de l'axe neutre déterminée. Le moment élastique par rapport au centre de gravité de bloc de contraintes de la section est défini par :

$$M_{y/cog} = F'_s \cdot \left(\frac{1}{3}x - d'\right) + F_y \left(d - \frac{1}{3}x\right) + F_f \left(h - \frac{1}{3}x\right)$$

Avec F_y est la force des armatures tendues lorsque $\varepsilon_s = \varepsilon_y$.

La courbure à la mi-travée de la poutre est : $\varphi_y = \frac{M_y}{E_c I_{cr}}$ alors que le déplacement est

$$\Delta_{cr} = \frac{M_y}{24E_c I_{cr}} (3L^2 - 4a^2)$$

Dans cette phase le moment d'inertie est égale à :

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + \frac{E_s}{E_c}A_s(d-x)^2 + \frac{E_s}{E_c}A'_s(x-d')^2 + \frac{E_s}{E_c}A_f(h-x)^2$$

b. A l'état limite ultime

Soit une section rectangulaire renforcée où: A_s , A'_s , représentent respectivement les sections des armatures tendues et comprimées, A_f étant la section du renfort.

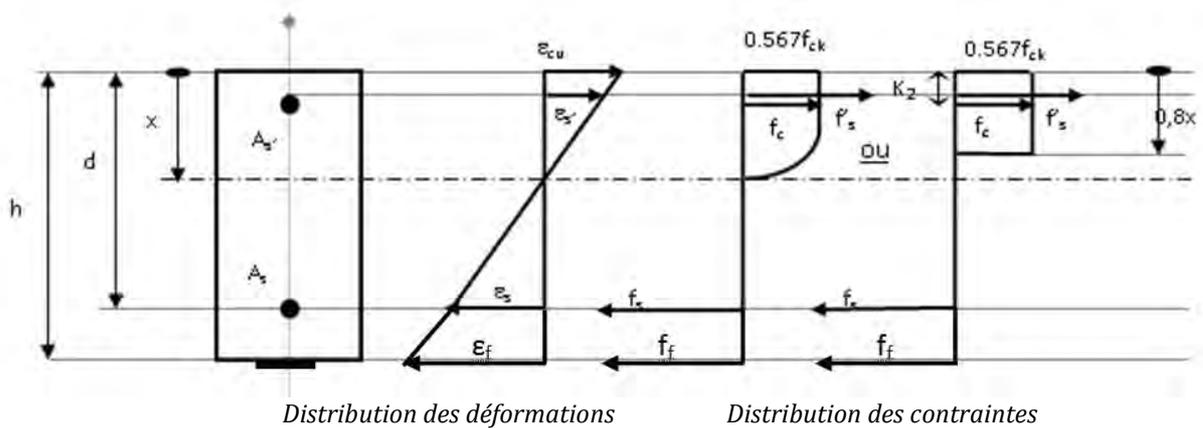


Figure 4.11. Image à l'E.L.U d'une section non usuelle en béton armé renforcée

La distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues notée "d", est dite: la hauteur utile de la section.

La valeur de la déformation relative de la fibre la plus comprimée du béton est fixée à $3.5^0/00$, pour une section à l'état limite ultime.

La compatibilité des déformations des matériaux : l'acier, le matériau composite et le béton, sont exprimés par les relations suivantes:

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d-x}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} \quad \text{(4-1)}$$

$$\varepsilon'_s = \left(\frac{x - d'}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} \quad (4-2)$$

$$\varepsilon_f = \left(\frac{h + \frac{t}{2} - x}{x} \right) \cdot \varepsilon_{cu} \quad (4-11)$$

Avec:

t : l'épaisseur du renfort

K₁ pris égal à 0.567

K₂ : le coefficient de positionnement est pris égal à 0.4

L'équation d'équilibre des efforts internes de la section renforcée s'écrit:

$$F_C + F'_S = F_S + F_f \quad (4-12)$$

où F_C est la force de compression dans le béton

$$F_C = K_1 \cdot f_{ck} \cdot A_C(x) \quad (4-4)$$

$$F_C = 0.567 \cdot f_{ck} \cdot A_C(x)$$

F'_S est la force de compression des armatures comprimées.

$$F'_S = f'_s \cdot A'_s \quad (4-5)$$

F_S est la force de traction des armatures tendues.

$$F_S = f_s \cdot A_s \quad (4-6)$$

F_f est la force due au renforcement au moyen de matériau composite.

$$F_f = f_f \cdot A_f \quad (4-13)$$

L'équation d'équilibre devient alors:

$$K_1 \cdot f_{ck} \cdot A_C(x) + f'_s \cdot A'_s = f_s \cdot A_s + f_f \cdot A_f \quad (4-14)$$

En divisant les termes de l'équation par le terme de "A_u" définissant une section utile:

$$0.567 f_{ck} \cdot \frac{A_c(x)}{A_u} + f'_s \cdot \rho'_s = f_s \cdot \rho_s + f_f \cdot \rho_f \quad (4-15)$$

L'équation (4-15), était une équation à quatre inconnues interdépendantes : $A_c(x)$, f_s , f'_s , f_f , est devenue plus laborieuse que la précédente ,et qui ne peut être résolue que par la méthode d'essais successifs.

Les étapes à suivre dans cette méthode sont :

- i. Fixer la profondeur de l'axe neutre "x", commencer par $x=d/2$.
- ii. Calculer les déformations relatives " ε_s ", " ε'_s " et " ε_f ", à partir équations (4-1), (4-2) et (5-11).
- iii. Evaluer les contraintes f_s , f'_s et f_f respectivement à partir des diagrammes contraintes-déformations appropriés.
- iv. Injecter x , f_s , f'_s , f_f dans l'équation d'équilibre.
- v. Vérifier à travers l'équation (4-14) si l'équilibre est atteint, donc "x" est solution. Dans le cas contraire, le problème exigerait une succession de valeurs de "x" jusqu'à ce que l'équilibre des forces soit atteint: $F_c + F'_s = F_s + F_f$

Une fois la profondeur de l'axe neutre est déterminé, le moment ultime de la section s'exprime comme suit :

$$M_{u/cdg} = F'_s \cdot (0.4x - d') + F_s (d - 0.4x) + F_f (h + \frac{t}{2} - 0.4x) \quad (4-16)$$

La courbure à la mi-travée de la poutre est : $\phi_u = \frac{M_u}{E_c I'_{cr}}$ alors que le déplacement est

$$\Delta_u = \frac{M_u}{24E_c I'_{cr}} (3L^2 - 4a^2)$$

Pour simplifier le problème est considéré une estimation conservatrice pour la courbure ou le déplacement ultime, la contribution de la rigidité des acier après leur écoulement est ignorée [Toutanji et al 2006]. L'expression du moment d'inertie devient donc :

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + \frac{E_s}{E_c} A'_s (x - d')^2 + \frac{E_s}{E_c} A_f (h - x)^2$$

4.7 Conclusion

La conception d'un élément structurel en béton armé renforcé par du PRF soumis à la flexion simple est menée avec les hypothèses de calcul conventionnelles appliquées au calcul du béton armé. Quelques différences à noter entre les codes telle que le coefficient d'équivalence entre béton acier est pris dans AFGC [AFGC2003] égal à 15 alors que dans les autres codes, ils le maintiennent à la valeur réelle de E_s/E_c .

En ce qui concerne les lois de comportement des matériaux et les contraintes limites, l'ACI fait référence à l'ACI318 du béton armé, la FIB et le code Italien font référence à l'EC2, l'ISIS Canada fait référence au CSA Standard, alors que l'AFGC fait référence au BAEL91.

Dans ces différents codes, il est supposé que l'adhérence béton-composite est parfaite. Pour prendre en considération l'effet du décollement, les codes utilisent des coefficients de réduction, à titre d'exemple, l'ACI limite les déformations du PRF et pour éviter le mode de rupture par décollement, il est à noter que ce phénomène de décollement n'est à ce jour pas résolu.

Chapitre **5**
PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

CHAPITRE 5 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

5.1. Généralités

Le programme expérimental a été élaboré de telle sorte qu'il reproduise les conditions réelles des ouvrages en exploitation en Algérie avec une faible résistance caractéristique du béton.

La revue de littérature nous a permis de choisir les dimensions en fonction du rapport a/d , où a est la distance entre le point d'application de la charge et l'appui et d est la profondeur utile de la poutre, ce qui donne pour une poutre profonde un rapport a/d compris entre 1 et 2.5.[ASCE-ACI1998]

Ce genre de poutre ($1 \leq a/d \leq 2.5$) présente une bonne résistance au cisaillement, dont les contraintes de ce phénomène sont transmises par le biais des bielles comprimées. [ASCE-ACI1998]

5.2. Objectifs du programme étude expérimental

L'objectif principal de ce travail de recherche est de mener un programme expérimental sur des poutres en béton armé soumises à la flexion simple à « quatre points ». Les effets de plusieurs paramètres devant être quantifiés tels que :

- la résistance à la compression (17 MPa, et 35 MPa).
- le taux d'armatures longitudinales (de 0.13 à 0.83 %).
- le type et le taux du renfort en composite (lamelle ou tissu)
- le degré d'endommagement des poutres (0, 50 et 100% par rapport à la charge de ruine).

Les principales informations devant être tirées des poutres testées sont comme suit :

- le mode de rupture.
- la flèche à la mi-travée ainsi qu'au niveau du point d'application de la charge.
- la charge ultime.
- les déformations relatives au niveau des armatures longitudinales.
- la relation moment-courbure.
- la déformation du béton comprimé.

- la position de l'axe neutre.
- la déformation enregistrée sur le matériau composite.
- la largeur de la fissure à mi- travée.

5.3. Caractéristique des matériaux

5.3.1. Béton

- mélanges

Deux mélanges de béton ont été utilisés pour avoir des classes de résistances ciblées à savoir un béton de faible résistance égale à 17 MPa et un deuxième ayant une résistance en compression égale à 35 MPa. Les formulations des bétons étudiés ont été optimisées à l'aide du logiciel BétonLab Pro.

La première composition du béton correspond à la résistance de compression égale à 17 MPa, permet d'avoir un comportement proche de la réalité dans les anciennes constructions Algériennes. Ainsi la composition d'un 1 m³ de ce béton pour avoir cette résistance est présentée dans le tableau5-1:

ciment 32,5 (kg)	gravillon 8/12,5 (kg)	Sable (kg)	gravillon 12,5/25 (kg)	Gravillon 4/8 (kg)	Eau (l)
280	255	730	770	125	190

Tableau 5.1. Composition du béton à la résistance de compression de 17 MPa,

la deuxième composition de béton correspondant à une résistance de compression de 35 MPa, pour des ouvrages courants est donnée dans le tableau 5.1:

ciment 52,5 (kg)	gravillon 6/12,5 (kg)	Sable (kg)	gravillon 12,5/25 (kg)	Gravillon 4/8 (kg)	Eau (l)
280	508	765	616	0	173

Tableau 5.2. Composition du béton à la résistance de compression de 35 MPa

- **Les essais à l'état frais effectué sont :**

Pour la première composition, les testes au cône d'Abrams ont donné un affaissement égal à 12 cm pour le premier mélange et de 11.5 cm pour le deuxième gâché.

Pour la deuxième composition, les testes au cône d'Abrams ont donné un affaissement égal à 7 cm pour le premier mélange, égale à 12 cm pour le deuxième gâché.



Figure 5.1. Essai d'affaissement au cône d'Abrams

La densité des mélanges a été calculée en fonction de l'échantillon introduit dans l'appareil de mesure de l'air occlus. On se sert toujours de la chambre inférieure de l'aéromètre rempli par le mélange, avant la mesure de l'air occlus. Si les poids de la chambre pleine et vide sont respectivement P et P0, la densité du mélange frais est égal à $d = \frac{P - P_0}{8}$; 8 étant le volume de la chambre inférieure de l'aéromètre. La masse volumique (la densité) de la première composition du béton est $18.75/8=2.34$ Kg/m³ pour le premier gâché et $18.85/8=2.36$ Kg/m³ pour le deuxième. La densité de la deuxième composition est $18.90/8=2.36$ Kg/m³ pour le premier gâché, et $18.7/8=2.34$ Kg/m³ pour le deuxième.

L'air occlus obtenu à partir d'un aéromètre est de 2.3% pour les deux formulations. L'air occlus est le volume d'air relatif qui restera piégé dans le béton, même après la mise en œuvre. Il est possible d'évaluer la quantité d'air enfermée lors de remplissage d'un volume en exploitant un volume de référence cylindrique. Nous avons utilisé pour cela un aéromètre de huit litres modèle « CONTROLS ». On commence par remplir la chambre inférieure de l'appareil, sur trois couches égales tout en vibrant à chaque fois. On fixe ensuite la chambre

supérieure, on injecte de l'eau à l'aide d'un tube dans le premier robinet. Le deuxième est ouvert. Quand l'eau commence à sortir par ce dernier, on ferme les deux robinets et on applique une pression en actionnant la pompe manuelle intégrée jusqu'à ce que l'aiguille du manomètre de l'appareil indique la valeur de référence 0%. On ouvre la valve qui sépare les volumes des deux chambres (supérieure et inférieure), le mélange est alors comprimé et le pourcentage d'air occlus est directement indiqué par l'aiguille du manomètre.



Figure 5.2. Test de l'air occlus

- **Essai à la compression simple**

L'essai de compression est utilisé pour déterminer les caractéristiques mécaniques (résistance à la compression, module d'élasticité E et le coefficient de poisson ν) et la loi de comportement du béton. Les éprouvettes cylindriques, de dimensions 160 mm de diamètre et 320 mm de hauteur, sont testées selon le mode opératoire défini dans la norme ASTM C39/C39M-03. La mise sous contrainte doit être effectuée sans choc et d'une manière continue à une vitesse de 0,24 MPa/seconde.

La charge de rupture F est la force maximale enregistrée au cours de l'essai. Si « S » est la section orthogonale de l'éprouvette, la résistance à la compression f_c est donnée par la relation : $f_c = F/S$. La Figure 5.3 présente le comportement en compression simple du béton.[16]

Un traitement de deux surfaces de l'éprouvette se fait à l'aide du soufre pour les rendre planes ceci s'effectue par le biais d'un dispositif (Figure 5-3)



Figure 5.3. Essai à la compression simple

- **Essai à la traction par fendage**

Cet essai permet de déterminer la contrainte de rupture à la traction par fendage (NF P 18-408). L'essai est effectué sur une éprouvette cylindrique $\varnothing 160 \times 320$ mm. Le montage intermédiaire permettant d'imposer la charge sur deux génératrices opposées, doit être parfaitement centré sur le plateau inférieur de la presse. La plaque de base du dispositif d'essai est équipée de quatre ressorts pour le centrage et la fixation du spécimen (Figure 5-4). Selon la norme, la mise en charge des cylindres s'effectue à la vitesse de $0,05 \pm 0,01$ MPa/s

soit $4 \pm 0,8$ KN/s, la contrainte de rupture est donnée par la relation : $f_{ct,sp} = \frac{2F}{\pi dh} = 0,637 \frac{F}{dh}$

avec

F : charge de rupture

d : diamètre de l'éprouvette

h : la hauteur de cylindre

Du fait que la rupture s'effectue au-delà du domaine élastique, la résistance à la traction par fendage est supérieure à la résistance à la traction axiale $f_{ct,ax}$. L'ENV 206 (Eurocode 2) permet d'évaluer la valeur de cette dernière en appliquant un coefficient de conversion :

$$f_{ct,ax} = 0,9 f_{ct,sp} \quad (16)$$

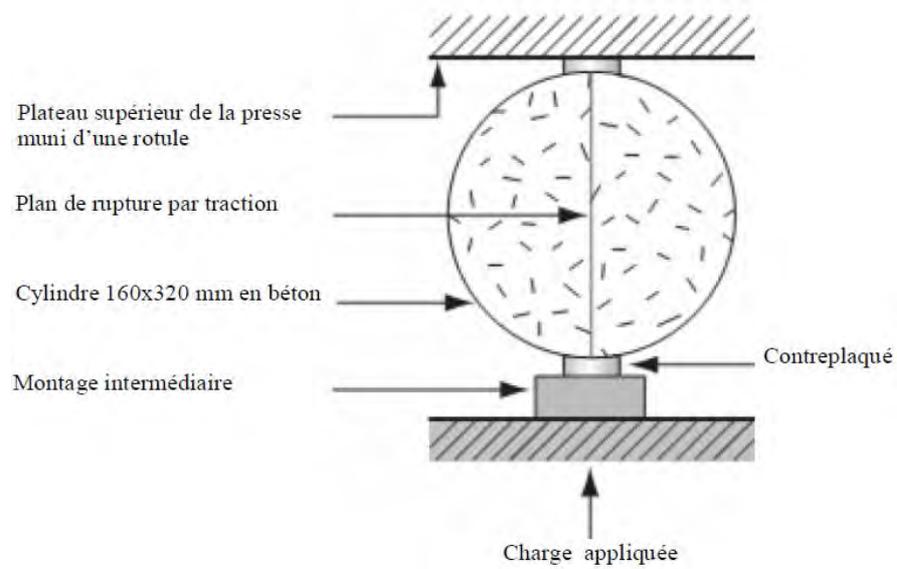


Figure 5.4. Essai à la traction par fendage

- **Essais pour la détermination du module d'élasticité et le coefficient de Poisson**

Un dispositif spécial pour déterminer le module d'élasticité dispose de trois comparateurs qui mesurent les déformations longitudinales de cylindre liés directement à un PC qui interprète les résultats, une charge d'un tiers de la charge ultime du cylindre est appliquée sur trois cycles de charge-décharge, cela permet d'avoir un module d'élasticité plus fiable. Aussi, ce même dispositif dispose de deux comparateurs radiaux permettant de déterminer le coefficient de Poisson et qui sont liés au PC ce dernier donne les résultats (figure5.5) .



Figure 5.5. Essai à la compression pour la détermination du module d'élasticité et du coefficient du Poisson

Le tableau5.3 rassemble les différents résultats de différents essais effectués :

Type Béton	1	2
Résistance à la compression le jour de l'essai (MPa)	17	35
Résistance à la traction par fendage le jour de l'essai (MPa)	$2.19 \cdot 0.9 = 1.97$	$2.37 \cdot 0.9 = 2.13$
Module d'élasticité E_{co} (MPa)	22000	24000
Coefficient de poisson ν_c	0.2	0.2

Tableau 5.3. Résultats de différents essais effectués

5.3.2. Armatures

Nous avons utilisé pour les armatures longitudinales et transversales un acier à haute adhérence (FeE 500- NF A 35016). Les caractéristiques mécaniques des armatures utilisées sont celles fournies par le fabricant comme le montre le Tableau 5.4. Le comportement mécanique de l'acier est de type élasto-plastique. La limite élastique est déterminée par la méthode conventionnelle à 0,2 % de la déformation relative.

Types d'aciers	Désignation	Limite élastique f_e (MPa)	Résistance à la rupture f_r (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Module d'élasticité E_a (MPa)	Coefficient de poisson ν_a
Armatures à haute adhérence	Fe E 500	500	550	12	210000	0,3

Tableau 5.4. Caractéristiques mécaniques des armatures utilisées

5.3.3. Caractéristiques des matériaux composites utilisés

a) Les lamelles et les tissus en (CFRP)

Le renforcement composite utilisé dans le renforcement des poutres est constitué soit des lamelles en polymères de fibres de carbone (SikaCarbodur) ou bien d'un tissu en polymères de fibres de carbone (Sikawrap), Leurs caractéristiques sont données dans l et tableau 5.5.

Type de renfort Polymère renforcé de fibres CRFP	Section (mm ²)	largeur (mm)	épaisseur (mm)	Module d'élasticité (N/mm ²)	Résistance à la traction (N/mm ²)	Allongement à la rupture (%)
Sika®Carbodur® S512*(plates)	60	50	1.2	165000	3100	>1.70
SikaWrap®-230 C/45(sheets)	-	300	1.76	234 000	4300	>1.80 pour tissu seul 1.2 (pour le composite tissue+résine)

Tableau 5.5. Caractéristiques géométriques et mécaniques des lamelles en fibres de carbone



Figure 5.6. Lamelle et tissu en PRFC

b) Les résines

Les propriétés des résines employées dans les deux types de renfort sont données respectivement dans le tableau 5.6 et le tableau 5.7.

Type de résine	Résistance en Compression (MPa)	Résistance en cisaillement (MPa)	Résistance en traction (MPa)	Module d'élasticité en compression (MPa)	Module d'élasticité en traction (MPa)
Sika®Carbodur® S512*(plates)	85-95	16-19	26-31	9600	11200

Tableau 5.6. Caractéristiques mécaniques de la résine utilisée avec Sika® CarboDur® plates

Type de résine	Module d'élasticité en compression (MPa)	Module d'élasticité en traction (MPa)	Résistance en traction (MPa)	Déformation à la rupture (%)
Sikadur®-330	3800	4500	30	>0.9

Tableau 5.7. Caractéristiques mécaniques de la résine utilisée avec SikaWrap®230



Figure 5.7. Résine utilisée dans les renforts

5.2. Préparation des spécimens

Le programme expérimental regroupe seize poutres soumises à la flexion simple (quatre points), de dimensions 400 mm de hauteur, 200 mm de largeur et de 2300 mm de longueur ont été testées, (tableau 5.8) le ferrailage longitudinal inférieur est de 8, 14,16 et 20 mm de diamètre et des barres de 10 mm de diamètre pour la partie supérieure et ce pour l'ensemble des poutres, concernant les armatures transversales utilisées des sections de 8 mm de diamètre avec un espacement approprié afin de reprendre les efforts de cisaillement.

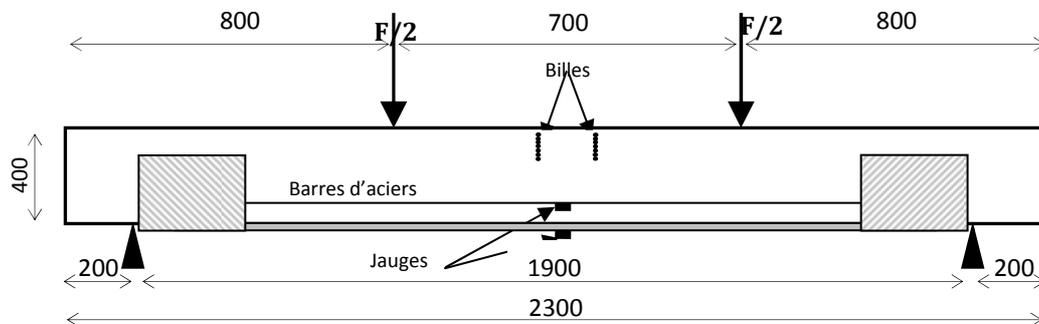


Figure 5.8. Elaboration d'une poutre renforcée par des lamelles en PRFC soumise à la flexion simple (4 points)

Avant le bétonnage, on prépare les moules en bois, imprégné d'huile afin d'éviter l'adhérence entre le moule et le béton coulé lors du décoffrage. Les spécimens sont conservés dans les moules et protégés par un film en plastique pendant 48 heures. Après le démoulage, elles sont conservées dans un milieu non conditionné jusqu'au moment de la réalisation des essais.





Figure 5.9. Différentes étapes de réalisation de spécimens

Après décoffrage, on procède à un nettoyage des faces inférieures et latérales des poutres au moyen d'une ponceuse et d'air comprimé, pour dégager les particules restantes, et rendre les surfaces aussi planes que possible afin d'assurer ultérieurement un bon collage et une parfaite adhérence : béton-lamelle ou béton-tissu.

La procédure du renforcement extérieur est initialisée par la coupe de lamelle, la préparation de la résine de collage et ensuite la fixation de lamelle sur la poutre. L'utilisation du tissu en PRFC comme renfort latéral va permettre d'éviter le décollement des lamelles aux extrémités des spécimens lors des essais.

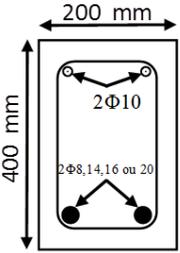
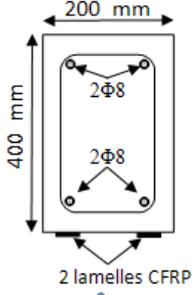
5.3. Configuration et instrumentation des spécimens :

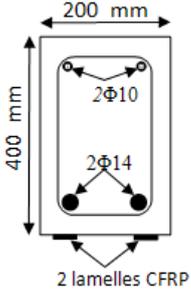
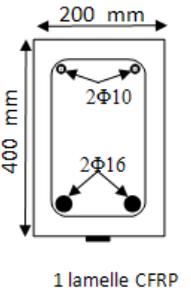
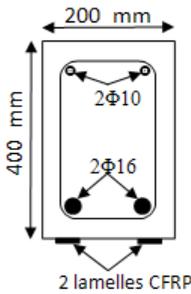
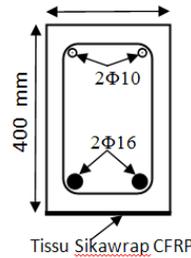
a. Nomenclature des spécimens

Il est important, dans un premier temps, de définir les notations utilisées pendant la présente étude. Dix sept éprouvettes testées ont été identifiées par une notation qui comporte cinq termes, quatre lettres et deux chiffres, séparés par un point. Elles ont été regroupées selon

l'essai en trois catégories : d'éléments structuraux de contrôle (4 éprouvettes) d'éléments structuraux renforcés (9 éprouvettes), d'éléments structuraux réparés (4 éprouvettes).

En outre le tableau 5.8 présente les différentes configurations adoptées pour déterminer le comportement en flexion des poutres renforcées avec des matériaux composites. La dénomination de ces spécimens est faite comme suit : le premier terme se compose de deux lettre CB ou SB indiquant si la poutre est de contrôle ou renforcée, le deuxième est un chiffre (1,2,3 ou 4) représentant le taux des armatures longitudinales tendues utilisé (de 0.13 à 0.86%), le troisième est un chiffre (1 ou 2) spécifiant la résistance caractéristique du béton (1 pour 17 MPa ET 2 pour 35 MPa), le quatrième est une lettre ayant trait au taux et la nature du renfort (U : non renforcée, P : 2 lamelles en PRFC, p : une seule lamelle en PRFC ou W : tissu en PRFC), le cinquième est une lettre indiquant le degré d'endommagement (N : non endommagée, d : 50% d'endommagement, D : 100% d'endommagement).

Notation des spécimens	Configuration des spécimens	Observations
CB.2.1.U.N CB.3.1.U.N CB.4.1.U.N CB.3.2.U.N		Quatre poutres de contrôle une avec des armatures longitudinale, une de diamètre 14mm, une autre de 20 mm et deux avec un diamètre de 16 mm parmi ces deux derniers une a la résistance de 17 MPa et l'autre de 35 MPa.
SB.1.1.P.N		Une poutre en béton faiblement armé avec des armatures longitudinales de 8mm de diamètre, renforcée par deux lamelles en PRFC.

<p>SB.2.1.P.N</p>	 <p>200 mm 400 mm 2Φ10 2Φ14 2 lamelles CFRP</p>	<p>Une poutre en béton armé de 14mm de diamètre, renforcée par deux lamelles en PRFC.</p>
<p>SB.3.1.p.N SB.3.2.p.N</p>	 <p>200 mm 400 mm 2Φ10 2Φ16 1 lamelle CFRP</p>	<p>deux poutres en béton armé avec des armatures de 16mm de diamètre, renforcées par une seule lamelle en PRFC. De deux classes différentes une de 17Mpa et l'autre de 35 MPa.</p>
<p>SB.3.1.P.N SB.3.2.P.N SB.3.1.P.d SB.3.1.P.D SB.3.2.P.d SB.3.2.P.D</p>	 <p>200 mm 400 mm 2Φ10 2Φ16 2 lamelles CFRP</p>	<p>Six poutres en béton armé avec des armatures de 16mm de diamètre, renforcées par deux lamelles en PRFC, avec deux résistances caractéristique trois de 17 MPa de et trois autres de 35MPa, dans chaque classe de résistance se trouve une poutre renforcée, une poutre endommagée à 50% de sa capacité puis renforcée et une autre endommagée à 100% puis renforcée.</p>
<p>SB.3.1.P.N SB.3.2.P.N</p>	 <p>200 mm 400 mm 2Φ10 2Φ16 Tissu Sikawrap CFRP</p>	<p>Deux poutres en béton armé avec des armatures de 16 mm, renforcée par un tissu en PRFC, de deux classes différentes une avec 17 MPa et l'autre de 35MPa.</p>

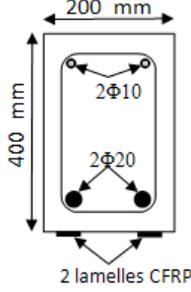
SB.4.1.P.N		Une poutre en béton armé avec des armatures de 20mm de diamètre, renforcée par deux lamelles en PRFC.
------------	---	---

Tableau 5.8. Caractéristiques des spécimens

b. Instrumentation des spécimens

En ce qui concerne l'instrumentation des essais, les spécimens sont testés en flexion à quatre points sous une presse hydraulique d'une capacité de 1000 KN pilotée par ordinateur (figure 1), la flèche en mi-travée est mesurée avec des capteurs LVDT, la mesure de la flèche au niveau du point d'application de la charge est obtenue à partir de comparateurs, le déplacement par écrasement des deux appuis est pris en considération pour la correction de la flèche à mi-travée, ainsi que la largeur de la fissure est mesurée par LVDT (figure 5.10).



5a : LVDT pour mesure de déplacement



5 b: LVDT pour mesure de la fissuration

Figure 5.10. Instrumentation d'essais en LVDT

Quatre jauges électriques de la déformation sont installées en milieu de chaque poutre, deux sur les armatures longitudinales inférieures et deux autres sur les lamelles, pour enregistrer ces déformations un système d'acquisition des données est exploité par un micro-ordinateur figure.5.11.

Deux séries de 7 billes sont installées en parallèle au milieu de chaque poutre (la distance est de 200mm entre deux billes parallèle) sur la facette latérale dans la partie supérieure de la poutre réparties sur une distance de 170mm de haut en bas avec un pas de 2.5, afin de déterminer la position de l'axe neutre ainsi que pour enregistrer la déformation de la fibre la plus comprimée du béton et ce à l'aide d'un extensomètre figure.5.12.



Figure 5.11. Installation des jauges au Niveau des armatures et des lamelles



Figure 5.12. Mise en place des billes pour mesurer la déformation du béton

Chapitre **6**

**PRÉSENTATION ET DISCUSSION DES
RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX**

CHAPITRE 6**PRÉSENTATION ET DISCUSSION DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX****6.1. Résultats obtenus**

Lors des essais sur les poutres, un nombre impressionnant de mesures a été pris de manière manuelle ou avec pilotage par micro-ordinateur.

Ces mesures ont concerné les différents niveaux du chargement jusqu'au "peak load", la flèche à mi-travée, les déformations au niveau des armatures, et des renforts, la détection de la naissance de la première fissure ainsi que son développement et son extension, il a été jugé utile de mettre en exergue les paramètres suivants :

- Le taux d'armatures longitudinales.
- La résistance du béton.
- Le type et le taux du renfort.
- Le degré d'endommagement.

Ces résultats sont présentés dans le tableau 6.1 En outre à partir de ces résultats, il a été possible d'estimer la ductilité et la rigidité initiale.

Poutre	P_y KN	P_u KN	δ_y mm	δ_u mm	Changement de la flèche %	Largeur de fissure w_c mm	ϵ_s ‰	ϵ_f ‰	rigidité Tg KN/mm	ductilité Δ_u/Δ_e	Gain* obtenu%	Mode De rupture
SB.1.1.P.N	105.97	160.35	5.28	8.06	-	0.501-	6.31	3.38	20.07	-	-	2
SB.2.1.P.N Sans « U »		220.22	-	6.71	-	-	6.48	8.99		-	-	2
SB.2.1.P.N	120	280.26	3.17	9.78	-	0.799	8.88	4.75	26.03	-	-	2
1CB.3.1.U.N	160	240	4.61	29.3	-	1.54	7.15	-	34.70	7.22	-	1b
SB.3.1.P.N	220	400.41	5.05	12.2	-53.36	0.53	9.82	6.81	43.56	-	66.88	2
SB.3.1.p'.N	200	320.18	5.65	11.72	-66	1.68	5.33	5.88	35.40	-	33.40	2
SB.3.1.W.N	200	339.67	5.62	18.30	-37.54	1.44	19.63	4.27	35.59		41.53	3
SB.3.1.P.d	251,24	340.13	6.47	10.55	-66.99	-	16.51	4.58	38.83		41.72	4
SB.3.1.P.D	-	355.54	-	12.09	-58.73	-	-	5.01			48.14	4
CB.3.2.U.N	200	260.14	5.63	12.54	12.54	3.99	3.4	-	35.52	2.22	-	1b
SB.3.2.P.N	240	389.20	5.45	10.95	-12.68	1.42	3.66	5.56	44.03	-	49.61	2
SB.3.2.p'.N	240	377.51	5.76	14.705	+17.26	1.82	3.67	7.60	41.67	-	45.12	2
SB.3.2.W.N	220	395.69	5.13	19.86	+58.37	1.42	4.29	6.34	42.88		52.11	3
SB.3.2.P.d	280	420.71	4.78	12.83	+2.31	-	7.89	6.61	58.58		61.72	4
SB.3.2.P.D	-	420.21	-	13.33	+6.29	-	-	5.38			61.53	4
CB.4.1.U.N	280	391.04	5.77	43.39	-	-	9.53	-	48.53	8.68	-	1a
SB.4.1.P.N	340	509.54	6.31	11.215	-74.15	1.16	15.35	5.60	53.88	-	30.30	2

*Différence relative par rapport aux poutres contrôle

Tableau 6.1. Résultats des tests pour l'ensemble des poutres

L'étude des courbes charges flèche des poutres renforcées peut donner une première idée du comportement de celle-ci. Cependant, c'est plutôt la mesure de la courbure qui va permettre d'évaluer la capacité de rotation et la déformation de cette section, et donc donner plus d'informations sur la ductilité.

Les déformations du béton dans la partie comprimée, dépendent des mesures effectuées sur les deux séries de billes qui sont installées parallèlement (chaque deux billes parallèles sont espacées de 200mm) sur la partie latérale au niveau de la mi-travée de chaque poutre, ces billes sont réparties sur une longueur de 170 mm de haut en bas avec un pas de 25 mm entre deux billes successives, afin de permettre la détermination des déformations relatives du béton, jusqu'à la déformation de la fibre la plus comprimée et ce à l'aide d'un extensomètre.

Les mesures des déformations au niveau des billes sont effectuées par une procédure de pas-à-pas, en faisant augmenter le chargement par palier (le pas entre deux paliers est égal 20 KN), et ce pour permettre de prendre les différents mesure manuellement, et ce jusqu'à l'atteinte de la charge de ruine. Dans chaque palier de chargement, sept mesures de déformations sont effectuées afin d'avoir une série de données, leur exploitation a permis de représenter la déformation du béton en fonction de la hauteur de la section en béton armé sur sa partie supérieure (figure6.1).

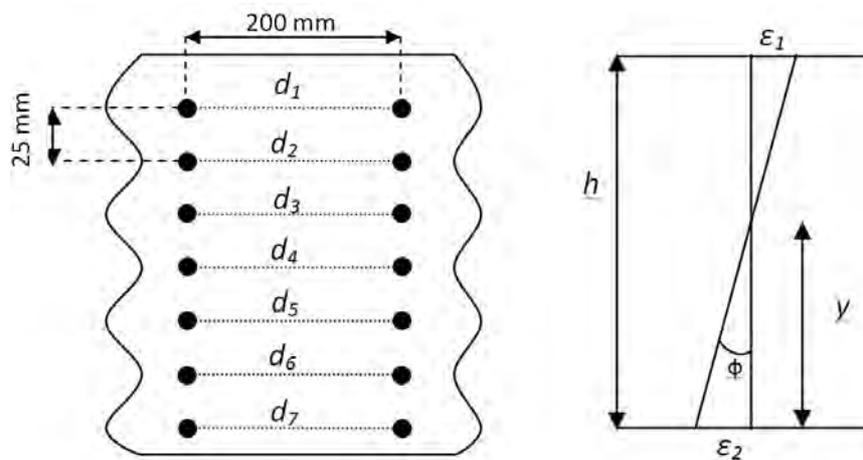


Figure 6.1. Disposition des billes

la déformation du béton et la position de l'axe neutre sont déduites à partir de la figure par la relation suivante $\varepsilon = \frac{d_i - d_{i0}}{d_{i0}}$, à partir de cette équation la déformation au niveau de chaque deux billes parallèles a été déterminé pour chaque palier de chargement. Les points dans la

pratique, ne pouvant jamais être alignés, il a été nécessaire d'utiliser la méthode des moindres carrés pour obtenir la relation sous la forme $y = \varphi x + \varepsilon_c$ tel que schématisé dans la figure 6.1 où φ c'est la courbure, et $\varepsilon_c = \varepsilon_1$ est la déformation du béton au niveau de la fibre la plus comprimée.

La valeur de l'axe neutre donc est égale à $x = \frac{\varepsilon_1}{\varphi}$ parce que pour des petits angles $tg \varphi \approx \varphi$

(Développement de Taylor) Passant au moment de la poutre, pour une flexion à quatre points

la valeur du moment est déduite comme suit : $M_u = \frac{P_u a}{2}$ où a : est la distance entre l'appui

et le point d'application de la charge. Dans le présent cas est égal à 0.6 m donc $M = 0.3 P$.

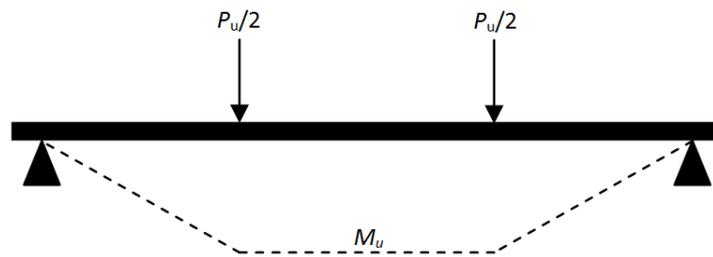


Figure 6.2. Diagramme des moments fléchissant pour une flexion à quatre points

6.2. Diagrammes charge-déplacement

6.2.1. Poutres de contrôles

L'utilisation des poutres « contrôle » facilite la comparaison entre poutres renforcées et poutre non renforcée, donc la poutre contrôle est considéré comme une poutre témoin. Dans la présente étude, il y a 3 poutres de contrôle, deux pour la classe (17 et 35) du béton et deux pour le taux d'armatures (0.53% et 0.83%).

La figure 6.3 présente le diagramme charge-déplacement des différentes poutres contrôle.

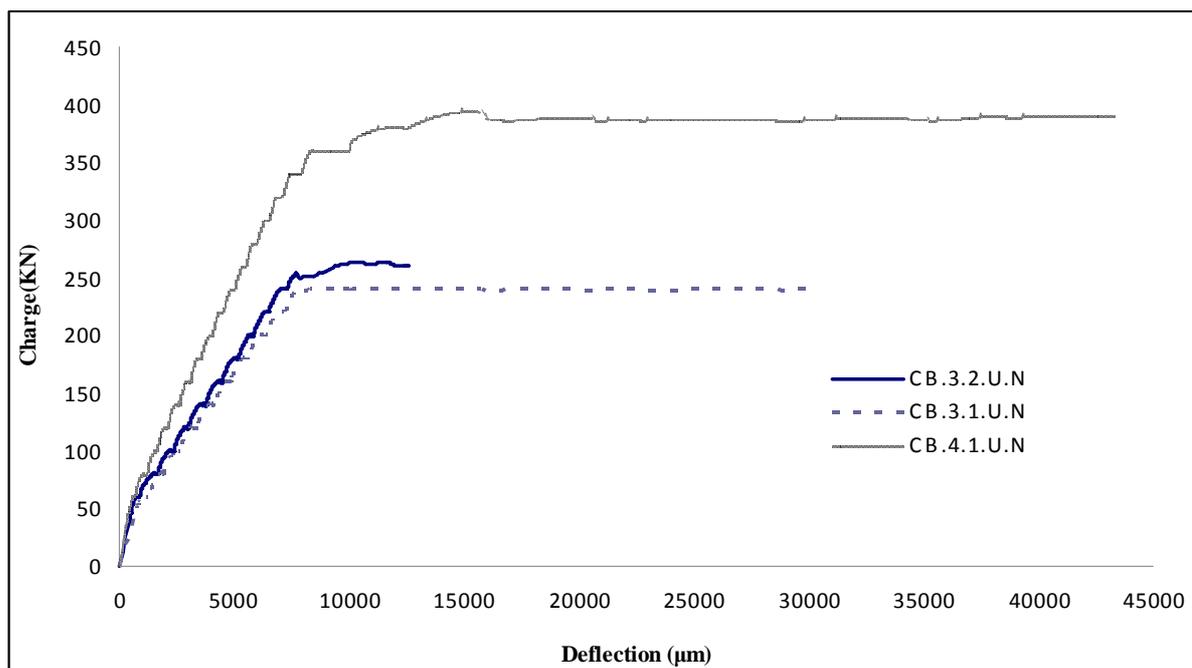


Figure 6.3. Diagramme charge – déplacement des poutres de contrôle

D'après le tableau 6.1 et la figure 6.3, les principales constatations retenues sont

- La charge de la poutre avec le taux d'armature le plus élevé (0.83%), CB.4.1.U.N, est plus grande que celle de la poutre contrôle avec un taux de (0.53%), d'un ordre de 62.8% . par contre, pour un même taux d'armatures (0.53%) et en utilisant deux classe du béton (17 et 35 MPa) la différence est petite (8.33%).
- La flèche, au moment de la ruine, pour les poutres contrôle est de 12.54mm pour CB.3.2.P.N à 43.39mm pour CB.4.1.U.N.
- L'étendue de la phase plastique varie d'une poutre contrôle à une autre. La poutre la plus ductile était celle avec le taux d'armatures le plus élevé. Et la moins ductile avec le taux (0.41%) et la classe du béton 35MPa. Le facteur de ductilité variant de 2.22 à 8.68, il est à rappeler que le facteur de ductilité est égal à $\frac{\Delta_u}{\Delta_e} = \frac{43.39}{5} = 8.68$ pour CB.4.1.U.N.
- La largeur des fissures est plus grande pour la poutre de contrôle de classe 17, elle est égal à 3.99mm, alors que celle pour la poutre de classe 35 est égale à 1.49mm.

- La rigidité de la poutre de contrôle avec un taux d'armatures plus élevé (0.83%) a une rigidité égale 48.53 KN/mm, celle de CB.3.1.U.N est de 34,70 KN/mm, soit une réduction de 28.50%. la poutre de classe35 a quasiment la même rigidité que celle de classe17.

6.2.2. Poutres renforcées

Les poutres ont été renforcées par deux lamelles en PRFC puis elles ont été testées jusqu'à leurs résistances ultimes. Le tableau 6.1 et la figure6.4 révèlent les résultats obtenus.

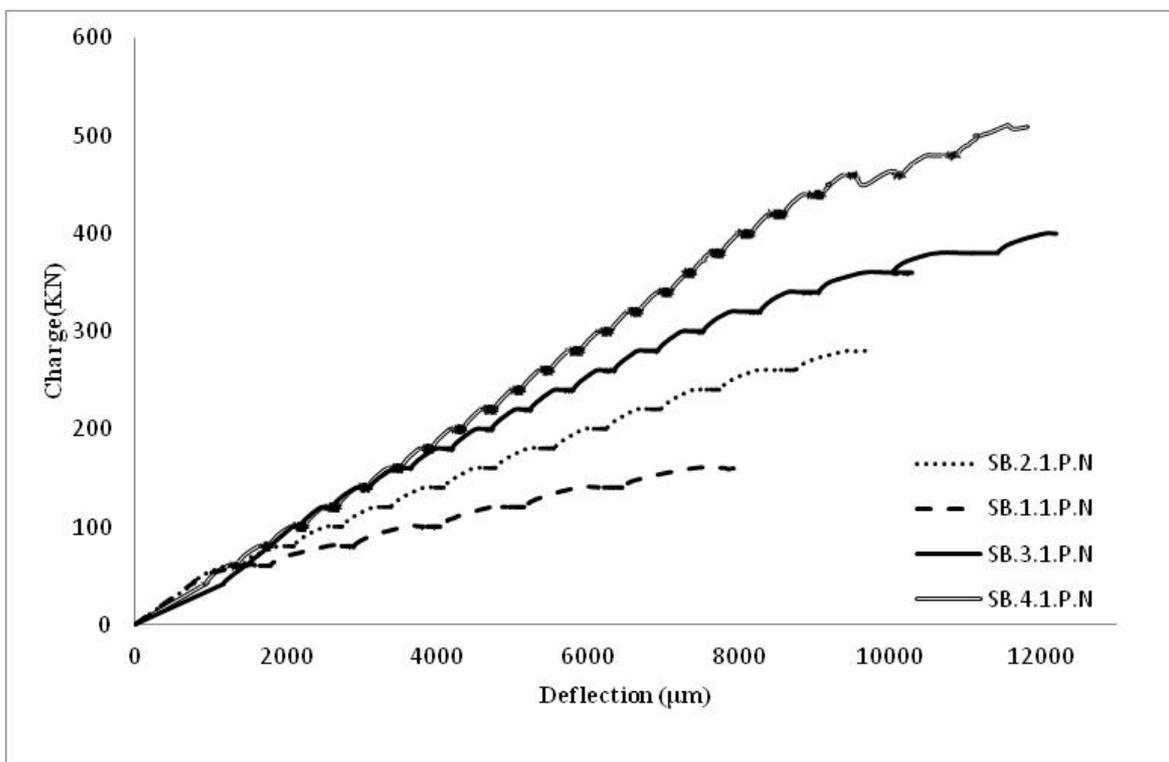


Figure 6.4. diagramme charge – déplacement des poutres renforcées pour différents taux d'armatures

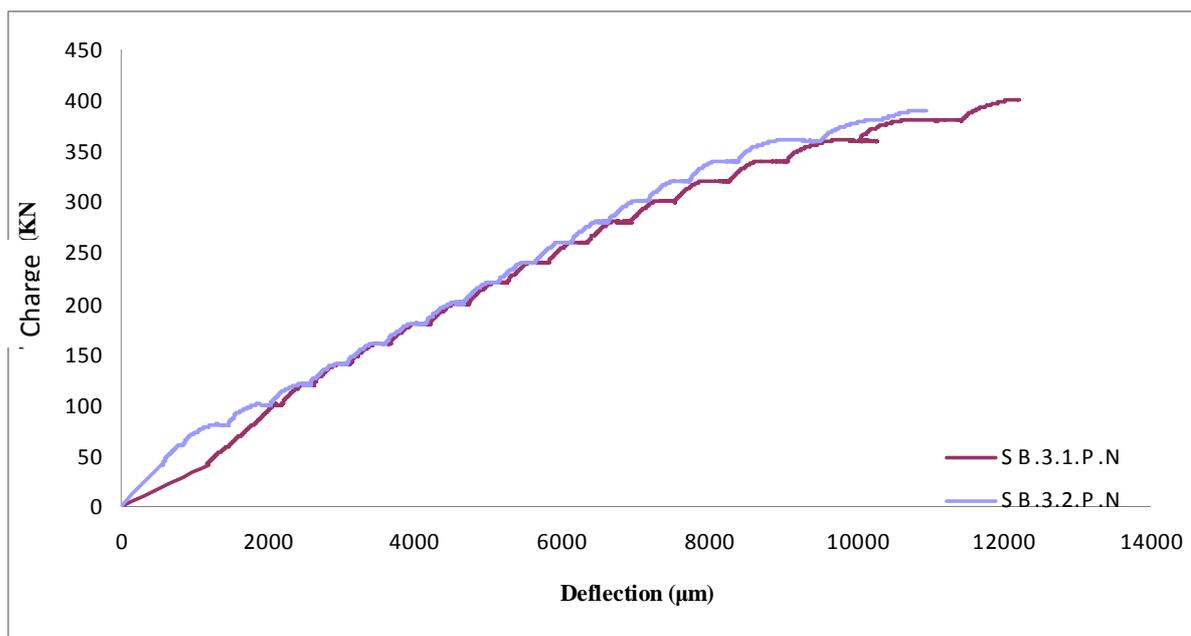


Figure 6.5. Diagramme charge – déplacement des poutres renforcées pour deux classes de béton différentes

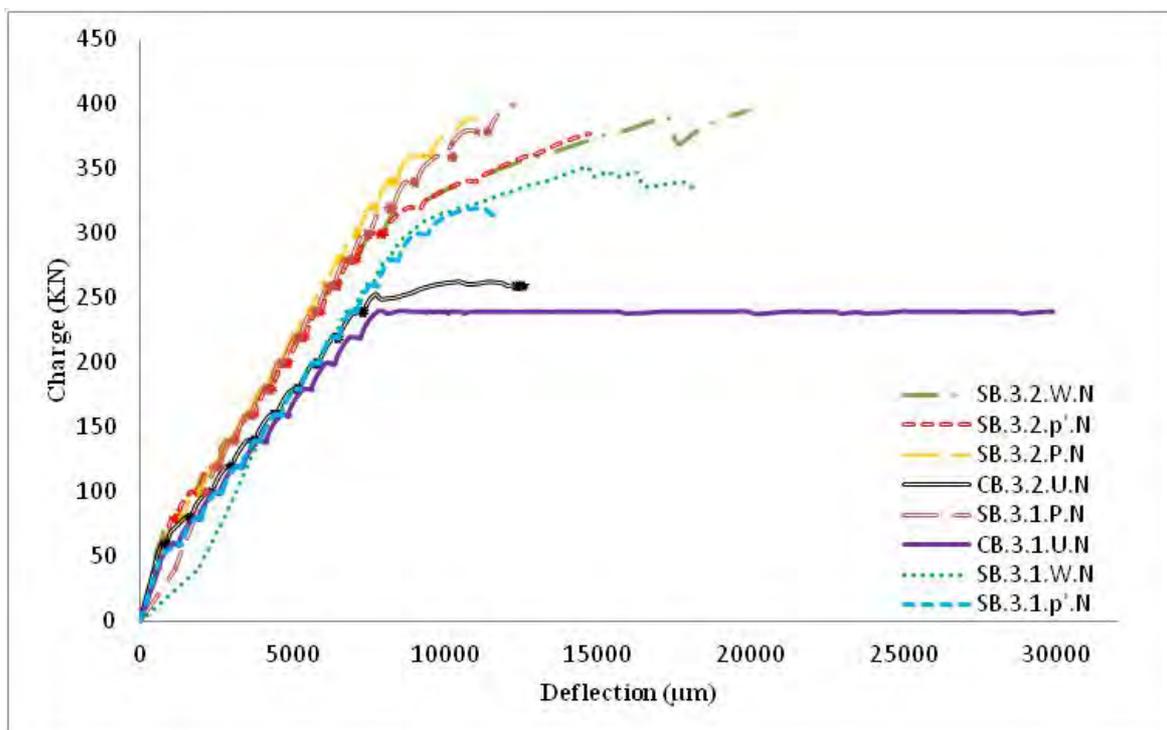


Figure 6.6. diagramme charge – déplacement des poutres renforcées pour différents types et taux de renfort

Les principales constatations sont :

- Plus le taux d'armature augmente plus la charge de ruine augmente, allant de 160.35KN pour le taux le plus faible (0.13%) à 509.54KN pour le taux le plus élevé (0.83%), soit une augmentation de 217.77%.
- La flèche augmente conjointement avec le taux d'armatures allant de 8.06 mm pour le plus faible taux à 43.39mm pour le taux le plus élevé.
- La rigidité de la poutre SB.4.1.P.N a été trouvée égale 2.68 fois à celle de la poutre avec le plus faible taux d'armatures SB.1.1.P.N.
- La résistance du béton a un effet moins important en terme de rigidité (rigidité pour la classe 35 \approx 1.01 à celle de la classe 17).
- Les déformations au niveau des armatures longitudinales ont atteint 15‰ pour la poutre avec un taux d'armatures élevé, contrairement à celle qui a un faible taux ne dépassant pas 7‰.
- Concernant la classe du béton, il est constaté que les deux courbes de poutres des deux classes sont presque superposées, avec une légère augmentation pour celle de la classe 35, qui est de l'ordre de 2.88% .

6.2.3. Poutres endommagées puis renforcées

Le figure 6.7 représente les diagrammes charge-déplacement pour une série de quatre poutres de classe 17, et une autre de quatre poutres de classe 35, il s'agit d'une poutre de contrôle deux autres endommagées de 50 et 100% puis réparées et testées, et une quatrième poutre renforcée sans subir une dégradation.

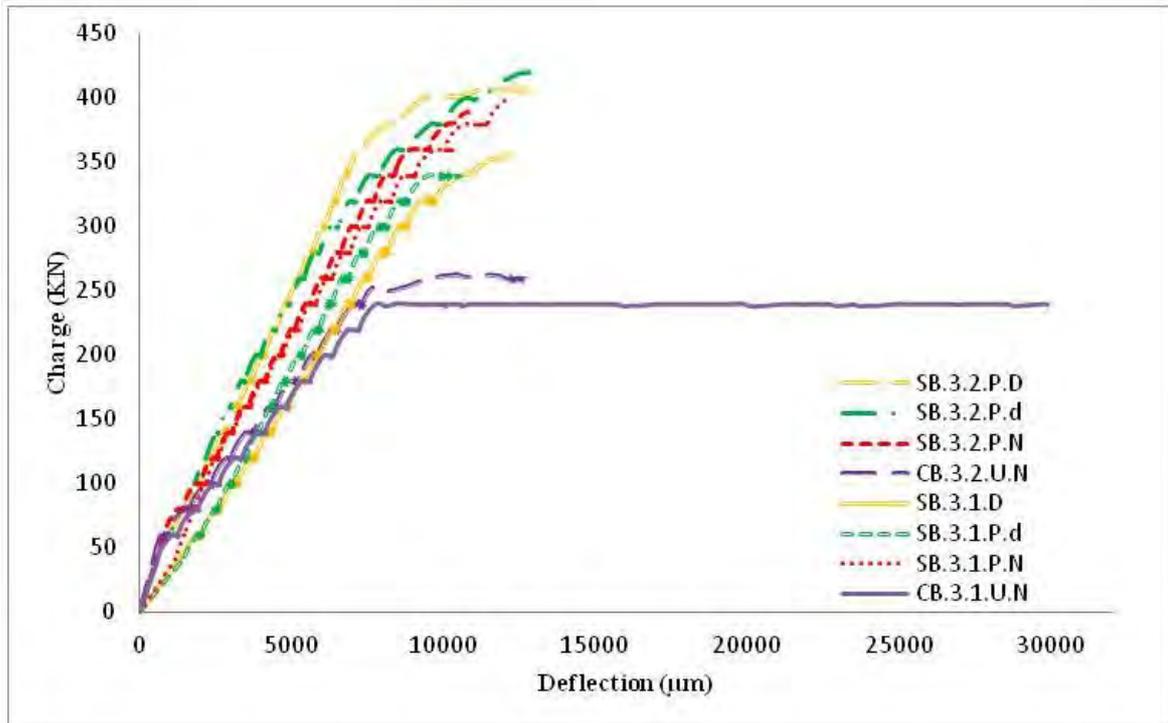


Figure 6.7 . Diagramme charge – déplacement pour les poutres endommagées puis renforcées

Les principales constatations sont :

- La charge des poutres endommagées puis renforcées est inférieure par rapport à la poutre non-endommagée et renforcée (400.41KN), elle est égale à 320.18KN pour la poutre qui a subi une dégradation de 50%, et 339.67KN pour celle qui était dégradée à 100%.
- En comparaison des résultats des poutres dégradées puis renforcées et celle non renforcée, ils ont montré une augmentation de l'ordre de 41.74% et 48.14% pour celle endommagée avec un degré de 50 et 100% successivement.
- Pour la classe 35, les deux poutres endommagées ont pu supporter une charge supérieure à celle renforcée sans endommagement, avec une augmentation de l'ordre de 8%.
- En comparaison avec la poutre non-endommagée et renforcée, l'augmentation est de l'ordre de 61%.

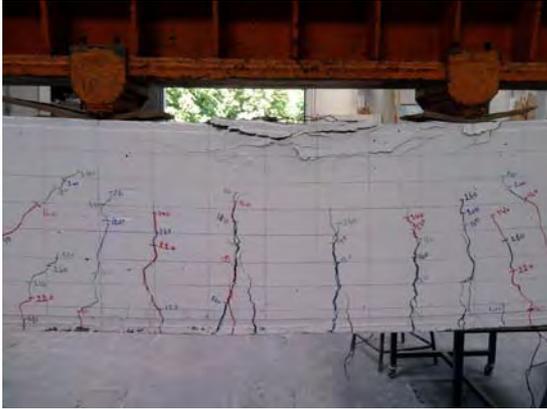
- La rigidité des poutres endommagées était inférieure pour celles de la classe 17, contrairement à celles de la classe 35 qui ont été supérieures à celle non-endommagée et renforcée tableau 6.1.
- En outre la flèche diffère d'une poutre à une autre et la diminution atteint 13.5% pour les poutres de la classe 17, alors que celles de classe 35 ont eu une augmentation allant jusqu'à 21%.

6.3. Différents modes de ruine

Dans la présente étude, quatre modes de rupture ont été révélés :

- Le premier mode "mode1" se compose de deux types de ruine, 1a et 1b, consacré aux poutres de contrôles. Le mode 1a est caractérisé par un écrasement du béton comprimé après l'écoulement des armatures. La seule poutre concernée par ce mode est CB.4.1.U.N, qui a le taux d'armatures le plus élevé. Alors que le mode 1b est caractérisé par l'écoulement des armatures sans écrasement du béton. Les deux poutres SB.3.1.U.N et SB.3.2.U.N ont eu ce dernier mode de ruine.
- Le deuxième mode "mode2" est caractérisé par le décollement des lamelles après l'écoulement des armatures. Les poutres qui ont eu ce mode de ruine sont, SB.3.1.P.N SB.3.2.P.N, SB.2.1.P.N, SB.1.1.P.N, SB.4.1.P.N SB.3.1.p'.N SB.3.2.p'.N.
- Le troisième mode "mode3" est caractérisé par la rupture du tissu en PRFC après l'écoulement des armatures ainsi que l'éclatement de l'enrobage inférieur de la poutre. Les deux poutres concernées par ce mode sont SB.3.1.W.N SB.3.2.W.N.
- Le quatrième mode "mode4" est caractérisé par un décollement des lamelles tandis que les armatures ont subi un pré-écoulement auparavant. Les poutres concernées par ce mode sont SB.3.1.P.d , SB.3.1.P.D, SB.3.2.P.d , SB.3.2.P.D.

Les différents modes de rupture sont illustrés dans les figures suivantes :



Mode1a



Mode3



Mode3



Mode3



Mode4



Mode4



Mode2



Mode2

Figure 6.8. Différents modes de rupture des poutres

6.4. Etude comparative

6.4.1. Introduction

Il a été décidé de comparer les résultats obtenus expérimentalement avec les prédictions théoriques obtenues par le modèle théorique proposé ainsi qu'avec les prédictions données par les différents codes à savoir ACI, ISIS Canada, FIB, et le code Italien.

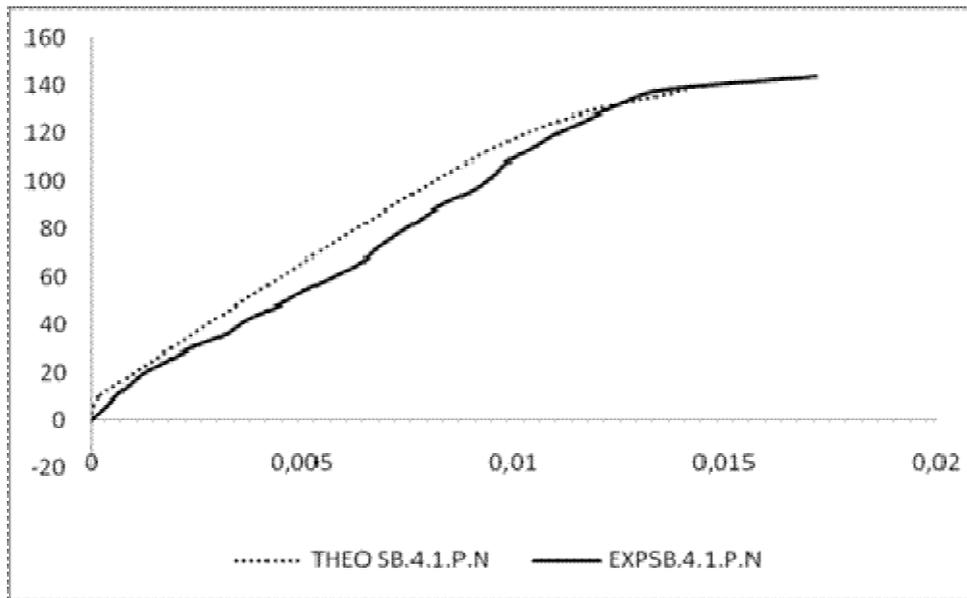
6.4.2. Courbure

Cette comparaison a été possible pour le modèle proposé, les résultats sont représentés graphiquement dans les courbes 6.9.a à 6.9.c.

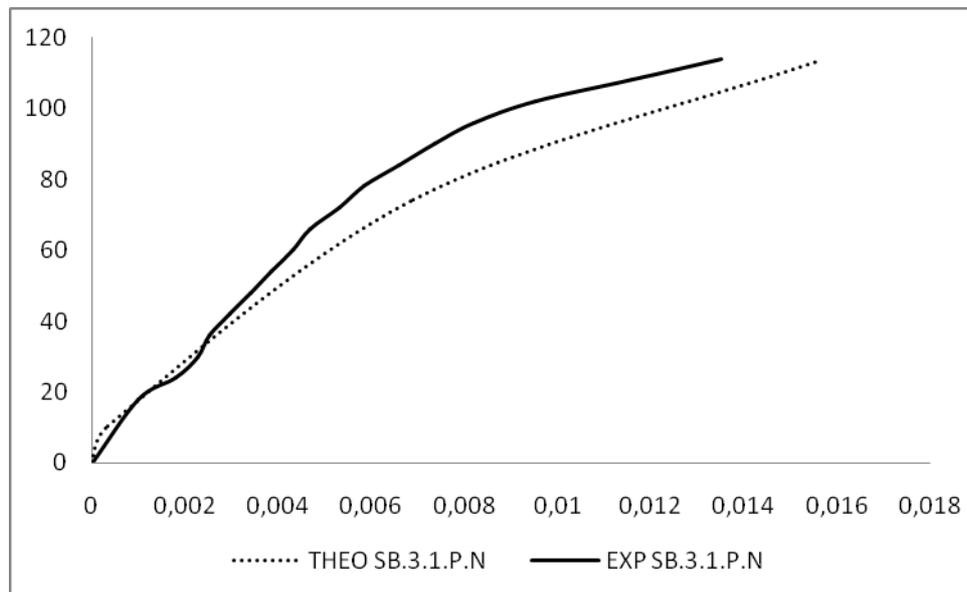
Il est à noter que la courbure pour les courbes expérimentales n'a pu être obtenue pour les valeurs maximales du moment, et ce à cause de l'incertitude du calcul de la courbure $\frac{\epsilon_c}{x} = \frac{1}{r}$ où ϵ_c est la déformation relative du béton correspondant au moment maximal et x la profondeur de l'axe neutre. Les valeurs sont données dans l'annexe A.

La superposition des courbes a fait relever les constatations suivantes :

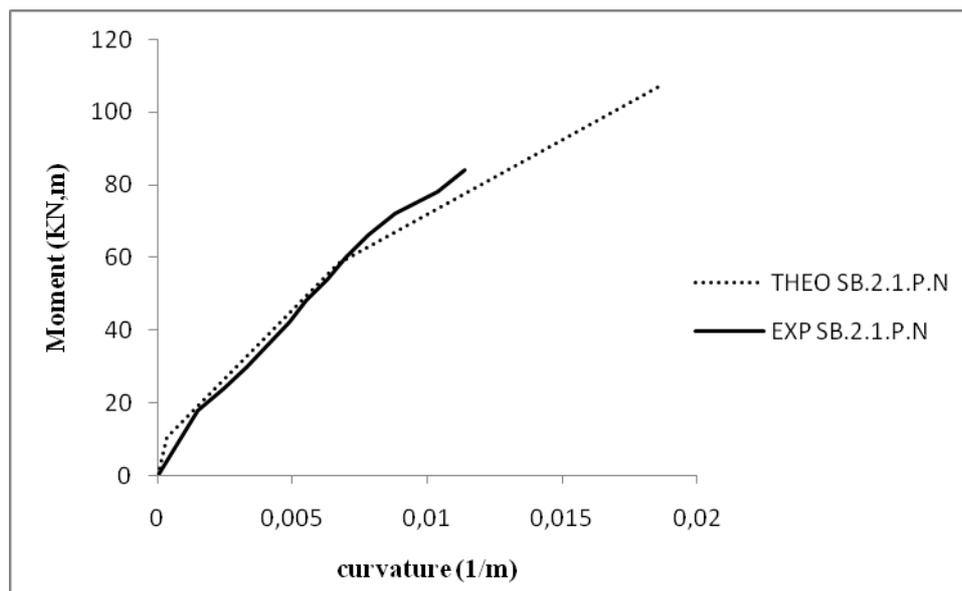
- Parfaite corrélation pour la poutre SB.2.1.P.N
- Sur-estimation du modèle pour la partie initiale pour la poutre SB.4.1.P.N, la raison serait dû essentiellement à la non prise en charge des fissurations, seul la première fissure a pu être relevée avec la charge correspondante (à chaque apparition de fissure, il y a changement de rigidité).
- Pour le cas de la poutre SB.3.1.P.N le modèle sous estime (on se retrouve du côté de la sécurité).



a: poutre type SB.4.1.P.N



b: poutre type SB.3.1.P.N



c: poutre type SB.2.1.P.N

Figure 6.9.: Comparaison entre les résultats théoriques et expérimentaux

D'après ces figures, la prédiction théorique a donné des résultats presque similaires aux résultats expérimentaux pour les spécimens renforcés avec un taux d'armatures élevé, mais plus le taux d'armatures diminue plus la fiabilité de la prédiction diminue, cela signifie que cette approche a une limite d'utilisation parce que elle n'a pas pris en compte la rupture prématurée due au phénomène de décollement des lamelles.

6.4.3. Capacité flexionnelle

Les prédictions des différents codes développées dans le chapitre 5 sont données dans le tableau 6.2 pour quatre poutres renforcées avec quatre taux d'armatures longitudinales différentes :

Poutres	Classe du béton MPa	Taux d'armatures $\rho_s\%$	M_{THEO} KN.m	M_{ACI} KN.m	M_{ISIS} KN.m	$M_{ITALIEN CODE}$ KN.m	M_{FIB} KN.m	M_{Exp} KN.m
SB. 4.1.P.N	17	0.83	128.98	127.12	128.47	128.98	128.98	169.85
SB.3.1.P.N	17	0.53	113.31	110.22	112.25	113.31	113.31	133.47
SB.2.1.P.N	17	0.41	107.45	103.74	106.51	107.45	107.45	93.42
SB.1.1.P.N	17	0.13	80.48	76.18	79.40	80.48	80.48	53.45

Poutres	M_{THEO}/M_{Exp}	M_{ACI}/M_{Exp}	M_{ISIS}/M_{Exp}	$M_{ITALIEN}/M_{Exp}$	M_{FIB}/M_{Exp}
SB. 4.1.P.N	0.76	0.75	0.76	0.76	0.76
SB.3.1.P.N	0.85	0.83	0.84	0.85	0.85
SB.2.1.P.N	1.15	1.11	1.14	1.15	1.15
SB.1.1.P.N	1.51	1.43	1.49	1.51	1.51

Tableau 6.2. Résultats comparatifs des capacités flexionnelles pour des poutres avec différents taux d'armatures

Les résultats obtenus à partir des différents codes ont donné des valeurs très proches à celle du modèle théorique, et ceci malgré l'utilisation des facteurs de sécurité et de réduction par certains codes. En comparaison avec les résultats expérimentaux tous les codes ont surestimé l'effet de renfort lorsque le taux d'armatures est faible, par contre pour un taux de renfort élevé la prédiction des différents codes a été très satisfaite. La surestimation de l'effet du renfort est due à la supposition de la parfaite adhésion entre les lamelles en PRFC et le béton, cela en dépit que le code américain a pris le compte de phénomène de la rupture prématuré due au décollement par la limitation de déformation de PRFC ainsi que l'utilisation d'un facteur de sécurité pour la contribution du renfort à la capacité flexionnelle, le ISIS canada aussi a utilisé un facteur de sécurité pour limiter la contribution des PRFC à la résistance de la poutre, mais cela n'a pas été suffisant pour empêcher le décollement.

Il ressort des résultats regroupés dans le tableau 6.2, que la même tendance est observée entre les résultats expérimentaux et ceux du modèle et des prédictions des codes à savoir une sous estimation pour les taux d'armatures 4 et 3. Les valeurs des prédictions devraient être majorées par un facteur égal à 1.2 approximativement pour ramener les prédictions avec les résultats expérimentaux. Pour les taux 1 et 2, une pénalisation par un facteur allant de 0.7 à 0.9 approximativement devant être utilisée, et ce en dépit du fait que certains codes utilisent des coefficients de sécurité pour le renfort, ceci n'a pas été le cas pour la prédiction du modèle proposé.

Poutres	Taux d'armatures $\rho_s\%$	P_{EXP} KN	P_{THEO} KN	P_{ACI} KN	P_{ISIS} KN	$P_{ITALIEN}$ CODE KN	P_{FIB} KN
SB. 4.1.P.N	0.83	509.54	429.93	423.73	428.23	429.93	429.93
SB.3.1.P.N	0.53	400.41	377.70	367.40	374.17	377.70	377.70
SB.2.1.P.N	0.41	280.26	358.17	345.80	355.03	358.17	358.17
SB.1.1.P.N	0.13	160.35	268.27	253.93	264.67	268.27	268.27

Tableau 6.3. Comparaison des capacités flexionnelles pour des poutres avec différents taux d'armatures entre résultats expérimentaux et divers prédictions

D'après les résultats obtenus, il est constaté que la fiabilité des codes pour des taux d'armatures faibles est à réviser soit par l'amélioration de l'adhérence entre les deux matériaux PRFC-Béton, soit par trouver un moyen d'ancrage plus efficace sinon comme cas particulier de limiter les déformations de PRFC d'une manière plus considérable ce qui signifie une limitation plus grande.

6.4.4. Etude comparative avec travaux antérieurs

i. Comparaison avec les travaux d'Esfahani[24]

Dans cette partie, une comparaison entre le modèle théorique et les résultats expérimentaux d'Esfahani a été faite, en appliquant le modèle proposé à ces résultats de la littérature [24].

Le tableau 6.4 présente les différents résultats comparatifs des charges, des poutres renforcées et non renforcée.

ρ_s %	0,75	1,35	2,1
P_u KN (Poutre non renforcée) [Esfahani]	49,46	75,94	96,42
P_u KN (Poutre renforcée) [Esfahani]	61,45	84,93	106,32
P_u KN (Poutre non renforcée) [modèle théorique]	35,5	60,6	84,55
P_u KN (Poutre renforcée) [modèle théorique]	60,87	73,2	86,87

Tableau 6.4 prédictions du modèle théorique confrontés à celle d' Esfahani pour différents taux d'armatures

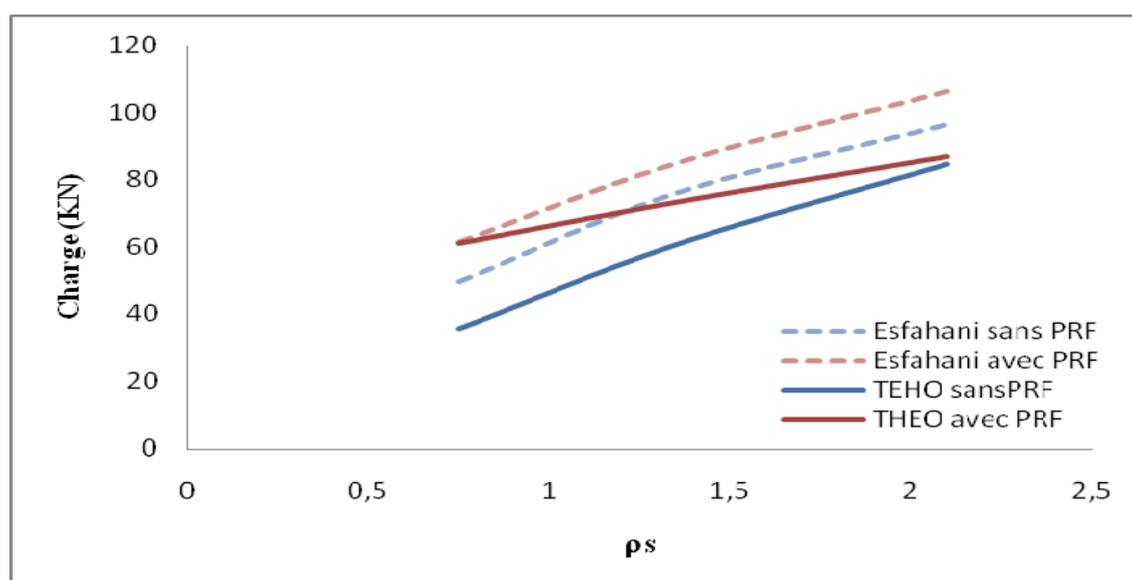


Figure 6.9 comparaison entre le modèle théorique et les travaux expérimentaux d'Esfahani [24] avec les différents taux d'armatures

ii. Comparaison avec le code ACI [2]

Dans cette partie, une comparaison entre le modèle théorique et celui du règlement ACI a été faite, en appliquant le modèle proposé aux résultats expérimentaux de la littérature [Esfahani].

Le tableau 6.5 présente les différents résultats comparatifs des charges, des poutres renforcées et non renforcée.

ρ_s %	0,75	1,35	2,1
P_u KN (Poutre non renforcée)[modèle théorique]	35,5	60,6	84,55
P_u KN (Poutre renforcée)[modèle théorique]	60,87	73,2	86,87
P_u KN (Poutre non renforcée)[ACI]	41,25	69,86	89,43
P_u KN (Poutre renforcée)[ACI]	68,98	83,59	92,67

Tableau6.5 Résultats comparatifs des charges entre le modèle théorique et celle de l'ACI pour les poutres d' Esfahani avec les différents taux d'armatures

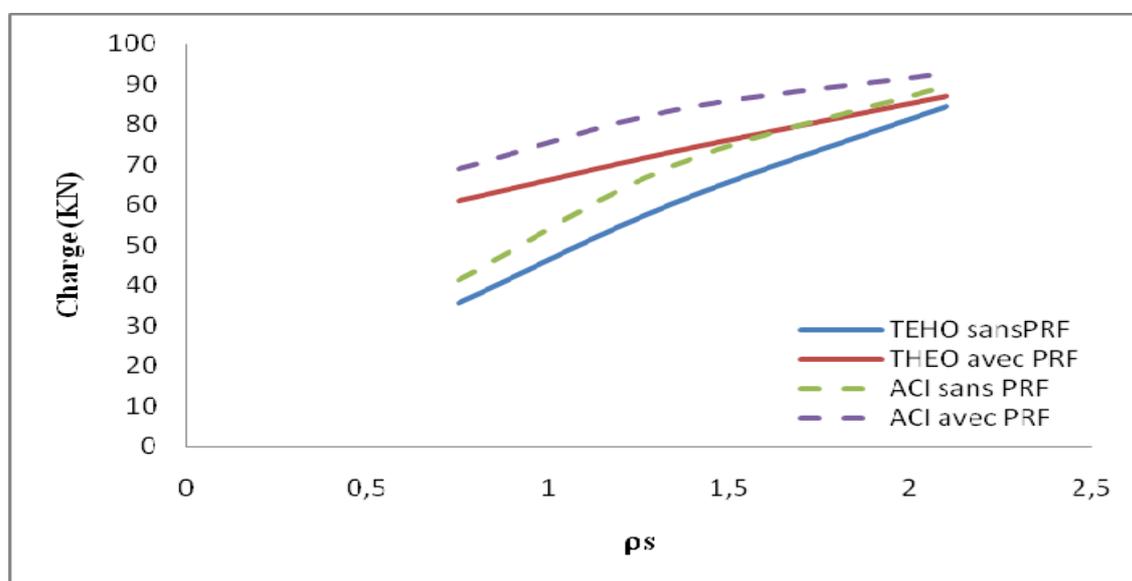


Figure6.10 comparaison entre le modèle théorique et celle de l'ACI pour les poutres d' Esfahani [24] avec les différents taux d'armatures

D'après les résultats obtenus entre les travaux expérimentaux d'Esfahani, le modèle théorique, et le règlement ACI, Les principales constatations retenues sont :

- Le modèle théorique a donné des résultats inférieurs à ceux des travaux d'Esfahani allant de 1% pour un taux de 0.75%, à 18% pour le taux 2.1%.
- L'évolution des courbes des travaux expérimentaux pour les deux poutres renforcées et non renforcées était constante. Par contre celles de modèle ont été une évolution convergente, les deux courbes viennent se superposer et le renfort devient inutile.
- Concernant les deux modèles proposés et celui du code ACI, les courbes des poutres contrôlées ont une évolution parallèle de même allure que celles renforcées.
- Ces deux modèles théorique, proposé et celui du code ACI, ont montré que l'effet du renfort diminue en augmentant le taux d'armatures longitudinales.

iii. Comparaison avec d'autres travaux de la littérature

chercheurs	designation	b(mm)	l(mm)	h(mm)	armature longitudinal		P _u (KN)	δ _{max} (mm)	Mode de rupture
					top	bottom			
M.R.Esfahani	B1-12D-0L	150	2000	200	157mm ²	226.08mm ²	49.46	23.34	SY/DL
	B2-12D-1L15				157mm ²	226.08mm ²	61.45	10.20	SY
	B5-16D-0L				157mm ²	401.92mm ²	75.94	15.52	SY/DL
	B7-16D-1L15				157mm ²	401.92mm ²	94.92	11.01	SY/CC
	B9-20D-0L				157mm ²	628.00mm ²	96.42	16.24	DL
	B11-16D-1L15				157mm ²	628.00mm ²	108.91	19.14	SY/DL
F.Ceroni	A1	100	1000	180	100.48mm ²	157.00mm ²	29.6	23.3	CC/SY
	A2				100.48mm ²	157.00mm ²	37.4	19.2	CC/DL
	B1				100.48mm ²	226.08mm ²	41.6	21.6	SY/CC
	B2				100.48mm ²	226.08mm ²	49.2	18.6	DL
H.Toutanji	CB	108	1800	158	56.00mm ²	142.00mm ²	37.1	34.3	CC/SY
	3L-1				56.00mm ²	142.00mm ²	52.9	12.4	DL
L.Pelà	Slab1	500	2000	200	-	452.00mm ²	109	34.3	Flexure
	Slab2	500	2000	230	-	904.00mm ²	240	34.3	Shear
	Slab3	500	2000	240	-	339.00mm ²	310	34.3	DL
	Slab4	500	2000	230	-	791.00mm ²	358	34.3	DL
Y.T.Obaidat	CB	500	2000	240	157mm ²	509.00mm ²	118	12	CC/SY
	RF1				157mm ²	509.00mm ²	166	8	DL
	RF2				157mm ²	509.00mm ²	142	6	DL

	RF3				157mm ²	509.00mm ²	128	7	DL
A.ZHANG	AC	150	2500	250	157mm ²	226.19mm ²	45.4	19.6	CC/SY
	A10				157mm ²	226.19mm ²	62.5	24.3	DL
	A13				157mm ²	226.19mm ²	62.0	21.1	DL/CC
	A18				157mm ²	226.19mm ²	63.8	24.4	DL
	BC				157mm ²	402.12mm ²	68.7	17.2	CC/SY
	B10				157mm ²	402.12mm ²	82.4	21.0	DL
	B13				157mm ²	402.12mm ²	91.3	21	RL/CC
	B18				157mm ²	226.19mm ²	90.1	28.0	RL/CC
O.Benjeddou	CB	120	2000	150	100mm ²	157.00mm ²	21.4	12.9	SY
	RB1				100mm ²	157.00mm ²	40.1	9.02	DL
	RB2				100mm ²	157.00mm ²	37.7	8.65	DL
	RB4				100mm ²	157.00mm ²	30.75	9.5	DL
E.Choi	C	150	550	150	-	-	37.9	0.79	DL
	G				-	-	18.2	0.66	DL
	CC				-	-	34.1	0.9	DL
	CG				-	-	30.25	0.64	DL
	GC				-	-	25.45	0.65	DL
	GG				-	-	24.1	0.65	DL
X.Li	B10	150	2600	300	56.54mm ²	226.19mm ²	40.5	38.4	F
	B11	152	2600	298	56.54mm ²	226.19mm ²	63.3	19.7	DL
	B12	152	2600	299	56.54mm ²	226.19mm ²	72.9	25.1	DL
	B20	150	2600	301	56.54mm ²	307.87mm ²	50.2	17.0	F
	B21	149	2600	299	56.54mm ²	307.87mm ²	76.3	13.3	DL
	B22	149	2600	302	56.54mm ²	307.87mm ²	88.9	23.6	DL

Table 6.6 compilation des résultats des travaux antérieurs

Plusieurs travaux ont étudié le comportement en flexion des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites. Ceroni (2010) a étudié l'effet de renforcement par des lamelles en PRFC et barre de Near Surface Mounted NSM sous un chargement monotone et un chargement cyclique. Toutandji et al (2006) étudié l'effet de renforcement par du tissu en PRFC en différent couche ceci par l'utilisation d'une résine époxy inorganique. Esfahani et al (2007) a étudié l'effet de renforcement par de PRFC avec trois taux différents des armatures longitudinales ρ_s , aussi fait varier la largeur, la longueur et le nombre de plie de

PRFC. Pelà et al(2012) ont élaboré un programme expérimental concernant une dalle en béton armé d'un ancien viaduc endommagé dans la surface à cause des agents environnementales. Dans cette étude les auteurs remplacent la partie de béton détériorée par une autre en béton neuf puis la dalle a été renforcée en flexion. Obaidat et al (2011) ont étudié le comportement d'une poutre à échelle réelle en béton armé endommagée puis renforcée par des lamelles en PRF en cisaillement et en flexion, ils ont montré que l'efficacité de cette technique de renforcement en flexion est dépend la longueur de PRFC. Benjeddou et al(2012) ont étudié le renforcement d'une poutre en béton armé endommagée puis renforcé par des lamelles en PRFC. ZHANG et al (2006) illustrent le comportement de poutres en béton armé renforcées pas des lamelles en PRFC avec différent niveau de pré-chargement. Li et al (2013) ont démontré la contribution de renforcement latérale U-shaped sur la capacité flexionnelle des poutres de faible résistance caractéristique, pour éviter le phénomène de délamination de PRFC à l'extrémité des poutres. Choi et al (2013) ont présenté une étude expérimentale et analytique visant l'investigation de la délamination de CFRP et GFRP en tissu.

La comparaison de ces travaux antérieurs a démontré que le renforcement par PRFC fait croître la résistance et la rigidité des poutres, contrairement à la ductilité laquelle était réduit d'une façon importante par rapport aux poutres de contrôle.

Plusieurs types de modes de ruptures se produisent dans les poutres renforcées par PRF. Dans ces études une rupture en flexion a été constatée développée dans l'ensemble de poutres de contrôle, et une délamination de PRFC dans la majorité des poutres renforcées. En outre une séparation de l'enrobage du béton a été produite dans l'étude de in Pelà et al (2012) et la rupture de PRFC dans l'étude de Zhang et al (2006).

Chapitre

7

EFFETS DE DIFFÉRENTS PARAMÈTRES

CHAPITRE 7**EFFETS DES DIFFERENTS PARAMETRES****7.1. Introduction**

Les effets des différents paramètres ont été étudiés au préalable de manière directe, dans le chapitre 6. La discussion des résultats a porté sur la rigidité initiale, la capacité flexionnelle ainsi que la ductilité, recueillis dans les digrammes charge-déplacement (réponse des différents spécimens testés).

Dans le présent chapitre, il a été jugé utile de mettre en exergue deux phénomènes à savoir :

- L'évolution des déformations relatives dans les armatures en fonction de l'accroissement de la charge et ce jusqu'à la ruine.
- Le suivi et la propagation de la 1^{ère} fissure tout en mesurant sa largeur durant tout l'essai (de l'apparition de la fissure jusqu'à la ruine).

Les différents paramètres à étudier dans cette partie expérimentale sont :

- Effets du taux d'armatures longitudinales.
- Effets de la classe du béton.
- Effets du type et du taux de renfort.

L'évolution des déformations relatives d'armatures et des largeurs des fissures est présentée graphiquement et les valeurs extrêmes sont données dans les tableaux.

7.2. Effets du taux d'armatures longitudinales**7.2.1. Poutres de contrôle****a) Diagramme Charge-déformation des armatures longitudinales pour poutres contrôle**

Les courbes des deux poutres contrôle ont une allure similaire, en commençant par une partie linéaire, puis une seconde où la charge s'accroît légèrement, tandis que les déformations continuent à évoluer (figure 7.1). Le tableau 7.1 compile les résultats

Poutres	Classe du béton MPa	Taux d'armatures ρ_s %	Charge P_u (KN)	Déformation dans les armatures ϵ_s ‰	Augmentation en terme de ϵ_s %
CB.3.1.U.N	17	0.502	240	7.15	33.42
CB.4.1.U.N	17	0.785	390	9.54	

Tableau 7.1 déformations des armatures des poutres contrôle pour différents taux d'armatures

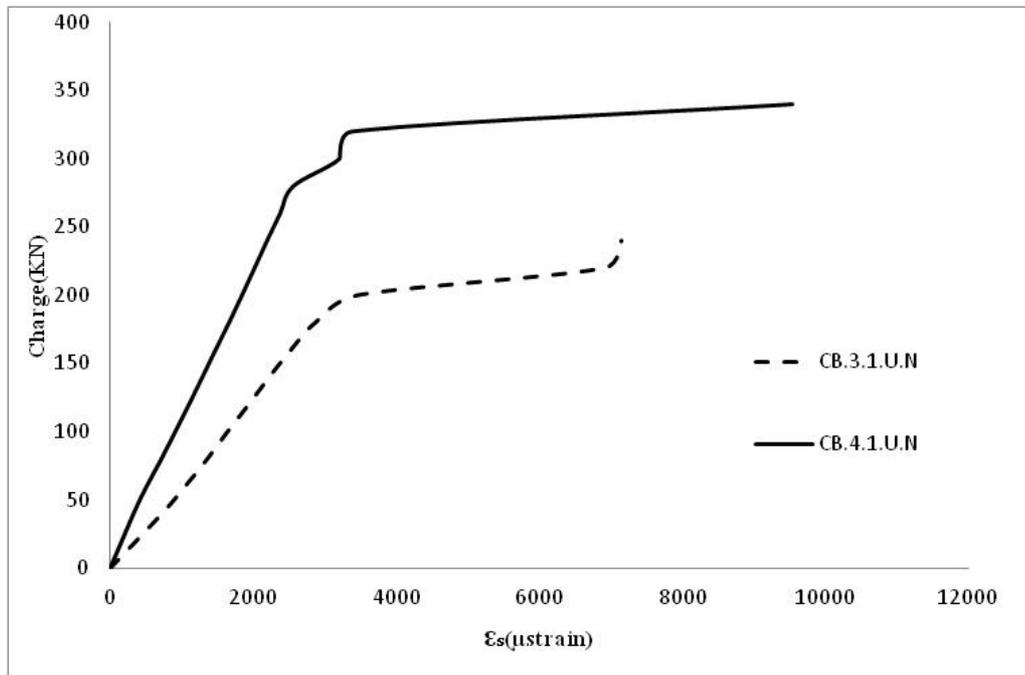


Figure 7.1. Diagramme Charge-déformation des armatures longitudinales des poutres contrôle pour différents taux de d'armatures

b) Principales constatations

Les principales constatations pour l'effet du taux d'armatures sur le comportement des deux poutres contrôle sont :

- Les courbes de déformations des armatures pour les deux poutres contrôles ont une évolution pareille, commençant par une partie linéaire puis une seconde qui s'accroît légèrement jusqu'à la rupture.
- Augmentation des déformations d'armatures longitudinales de 33.42% pour la poutre ayant le taux le plus élevé.

7.2.2. Poutres renforcées par deux lamelles en PRFC

a) diagramme Charge-déformation d'armatures longitudinales

Les quatre courbes ont une allure similaire, en commençant par une partie linéaire puis une partie où la charge augmente légèrement, caractérisée par une branche ascendante qui diffère d'une poutre à une autre, la plus faible étendue pour le taux le plus faible, alors que la plus grande étendue est pour le taux le plus fort. figure7.2.

Le tableau 7.2 présente le pourcentage d'augmentation des déformations au niveau des armatures longitudinales des poutres renforcées pour différents taux d'armatures.

Poutres	Déformation max armatures longitudinales ϵ_s	augmentation %
SB.1.1.P.N	6.31	1
SB.2.1.P.N	8.84	40.10
SB.3.1.P.N	9.82	55.63
SB.4.1.P.N	15.35	143.26

Tableau 7.2. Résultats de déformation des armatures longitudinales des poutres renforcées pour différents taux d'armatures

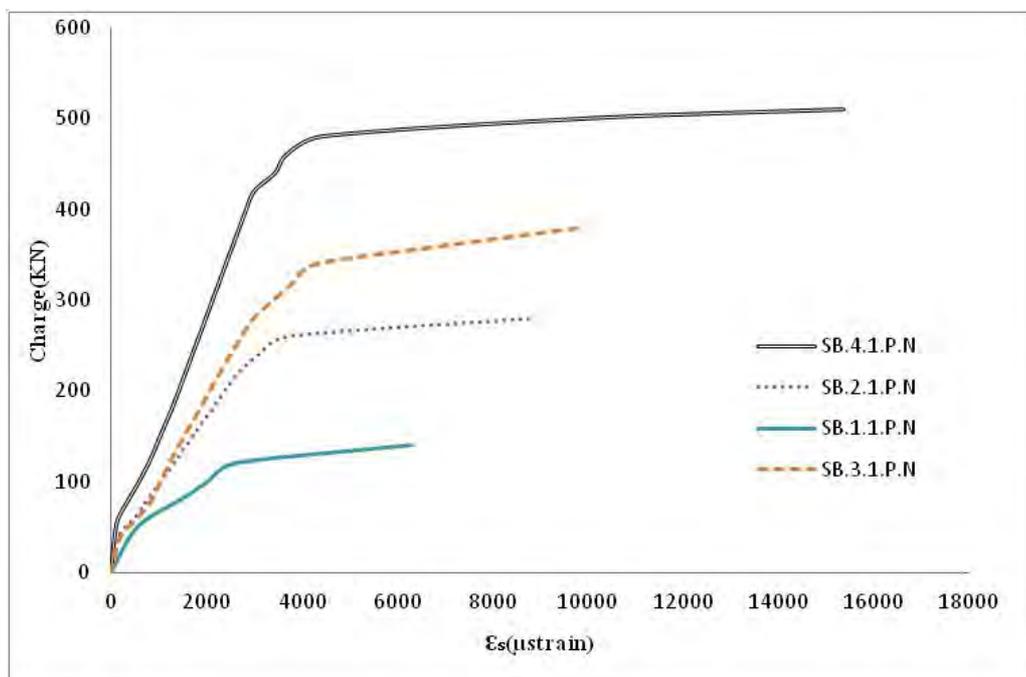


Figure 7.2. Diagramme Charge-déformation des armatures longitudinales des poutres renforcées pour différents taux d'armatures

Les principales constatations sont :

- toutes les courbes ont une allure qui est caractérisée par deux parties, une linéaire et une autre où la charge s'accroît légèrement alors que les déformations relatives des armatures continuent à évoluer.
- Les déformations des armatures de la poutre ayant le taux le plus élevé sont supérieures à celles ayant un taux faible de l'ordre de 143% (tableau 7.2).
- La valeur des déformations d'armatures pour les poutres ayant le taux le plus élevé a atteint 15.35‰, dépassant ainsi largement la limite de 10‰

b) diagramme Charge-largeur de la fissure

Poutres	Largeur de la fissure (mm)	augmentation (%)
SB.1.1.P.N	0.501	1
SB.2.1.P.N	0.799	59.48
SB.3.1.P.N	1.54	207.38
SB.4.1.P.N	1.16	131.54

Tableau 7.3. Résultats de la largeur de la fissure des poutres renforcées pour différents taux d'armatures

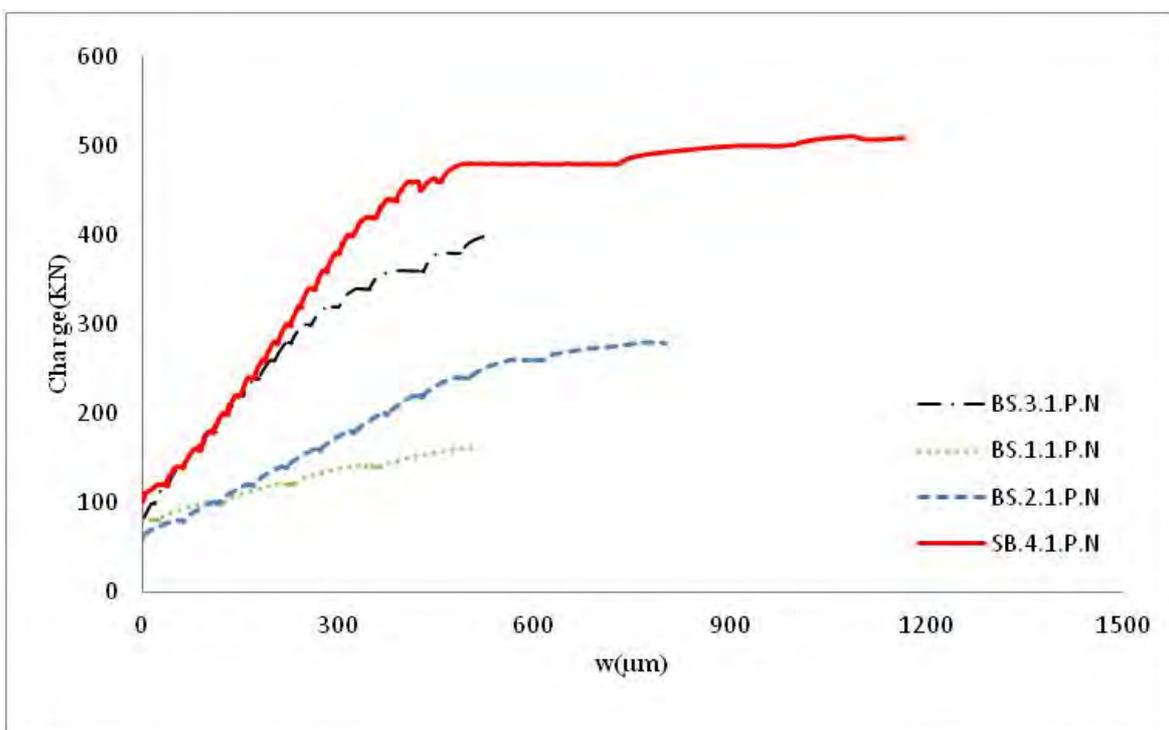


Figure 7.3. Diagramme Charge-largeur de la fissure des poutres renforcées pour différents taux d'armatures

Les principales constatations retenues sont :

- L'apparition de la première fissure respectivement pour l'ensemble des spécimens était : une charge de 100KN pour le type SB.4.1.P.N, 80KN pour le type SB.3.1.P.N et SB.2.1.P.N, tandis qu'elle est égale à 60KN pour le type SB.1.1.P.N.
- L'ouverture de la fissure de la poutre SB.4.1.P.N a une allure différente par rapport aux autres, puisque sa courbe est caractérisée par deux parties, une linéaire alors que dans la seconde, la charge s'accroît légèrement, et la fissure continue à s'élargir jusqu'à rupture. Les courbes des autres spécimens ayant seulement une partie linéaire.

7.2.3. Comparaison entre les poutres de contrôle et les poutres renforcées

a) Diagramme Charge - déformation d'armatures longitudinales

La figure 7.4 présente les courbes de différentes poutres de contrôle et renforcées, avec différents taux d'armature.

Il en ressort de ces figures et tableaux les faits saillants suivants :

- Les déformations des armatures des poutres renforcées sont plus importantes que les poutres de contrôle, ayant 15.35‰ pour le taux d'armatures le plus élevé.
- L'augmentation des déformations entre la poutre contrôle et celle renforcée est égale à 60.90% pour le taux d'armatures le plus élevé.
- Pour la poutre renforcée ayant le taux d'armature le plus élevé, les déformations au niveau des armatures dépassent la limite de 10‰.
- La fin de la partie linéaire correspond à la limite élastique du diagramme (σ - ϵ) des armatures, cette limite est approximativement égale à 2500 μ strain.

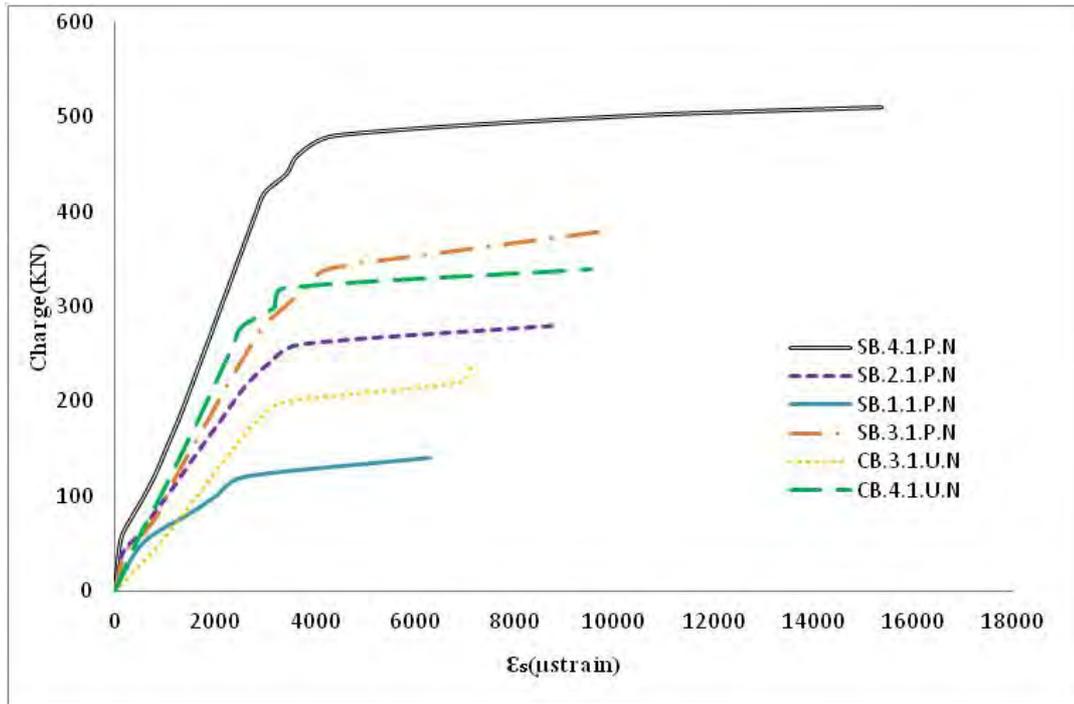


Figure 7.4. Diagramme Charge-déformation des armatures longitudinales des poutres de contrôle et renforcées pour différents taux d'armature

b) Diagramme Charge - largeur de la fissure

La figure 7.5 présente la largeur de la fissure en fonction du chargement des poutres de contrôle et des poutres renforcées.

D'après cette figure, les principales constatations sont :

- La largeur de la fissure de la poutre contrôle est plus grande que celle de la poutre renforcée, elle est respectivement égale à 1.54mm pour CB.3.1.U.N, et 0.53mm pour SB.3.1.P.N, soit une diminution de 65.58%. ce que signifie que le renforcement a fait limiter l'ouverture de la fissure.
- L'apparition de la première fissure respectivement pour l'ensemble des spécimens était sous une charge de 80KN pour les types CB.3.1.P.N, SB.3.1.P.N et SB.1.1.P.N, sous une charge de 60KN pour le type SB.2.1.P.N. alors qu'elle était de 100 KN pour le type SB.4.1.P.N.

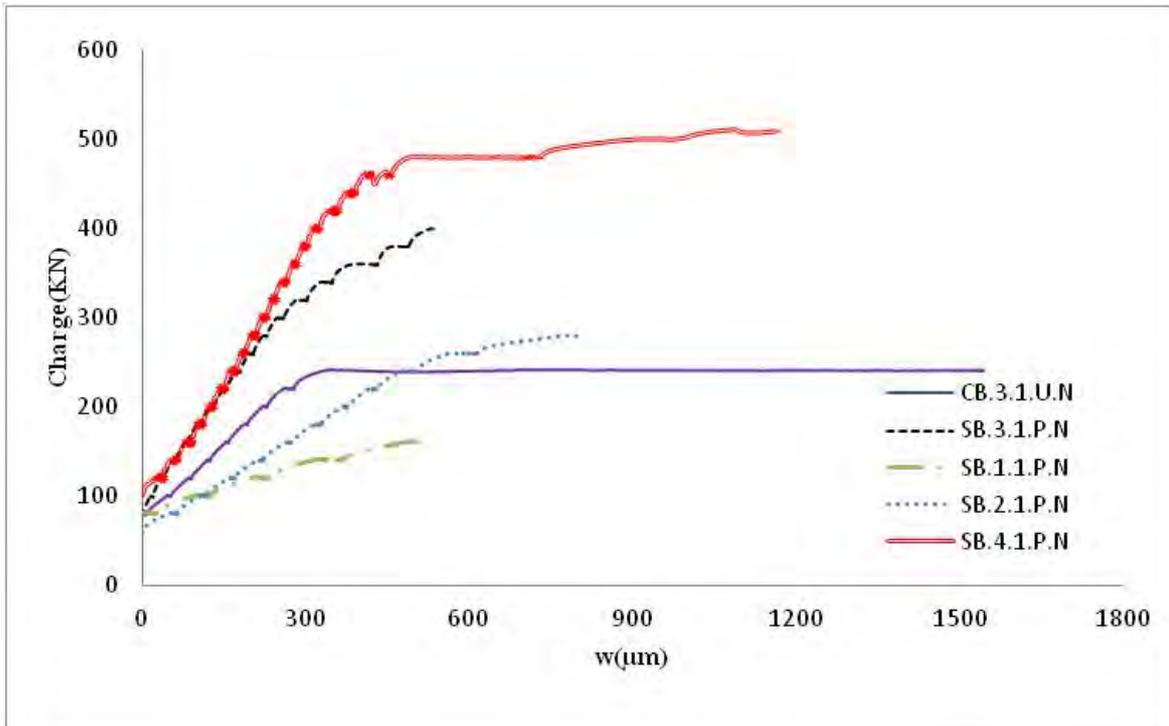


Figure 7.5. diagramme Charge- largeur de la fissure des poutres contrôle et renforcées pour différents taux d'armatures

7.3. Effets de la classe du béton

7.3.1. Poutres de contrôle

a) Diagramme Charge-déformation des armatures longitudinales

La figure 7.6 présente deux courbes de la déformation des armatures longitudinales en fonction du chargement, et ce pour deux classes du béton différentes, classe 17 et classe 35.

D'après cette figure, les constatations retirées sont :

- La courbe de la classe 17 est caractérisée par une partie linéaire puis une seconde s'accroît légèrement, par contre la poutre de la classe 35 est caractérisée seulement par une partie linéaire jusqu'à la rupture.
- La diminution des déformations au niveau des armatures est de l'ordre de 52.44%.

Poutres	ϵ_s (‰)	diminution %
CB. 3.1. U.N	7.15	52.44
CB.3.2.U.N	3.4	

Tableau 7.4. Résultats des déformations d'armatures des poutres de contrôle pour différentes classes du béton

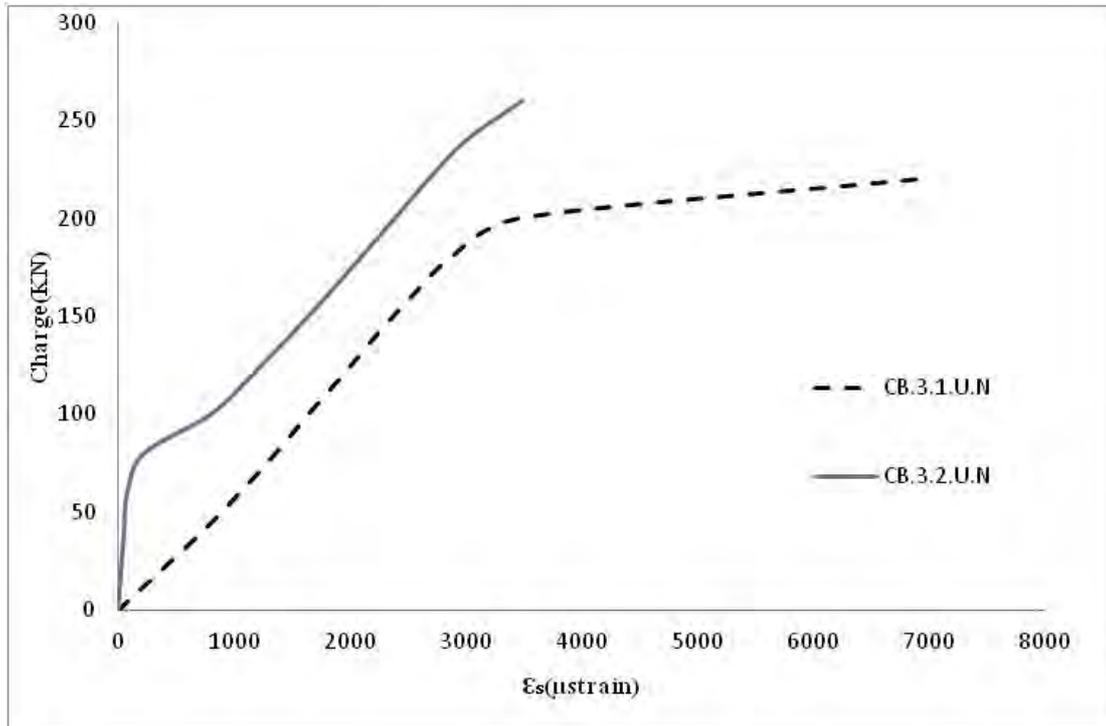


Figure 7.6. Diagramme Charge-déformation des armatures longitudinales des poutres de contrôle pour différents classes du béton

b) Diagramme Charge - largeur de la fissure

La figure 7.7 présente la largeur de la fissure en fonction du chargement, et ce pour deux poutres de deux classe différentes, classe17 et classe35.

D'après cette figure, les constatations retenues sont :

- L'apparition de la première fissure pour les deux poutres était : sous un chargement de 60kN pour CB.3.1.U.N, 80kN pour CB.3.2.U.N. L'apparition de la fissure en second lieu pour la poutre de la classe35 était dû à la résistance en traction du béton de cette classe (2.13 MPa) en comparaison à celle de la classe17 (1.97MPa).
- Augmentation de la largeur de fissure d'un ordre de 159%.

outres	Largeur de la fissure mm	Elargissement de la fissure %
CB. 3.1. U.N	1.54	159
CB.3.2.U.N	3.99	

Tableau 7.5. Résultats des largeurs de la fissure des poutres contrôle pour différents classes du béton

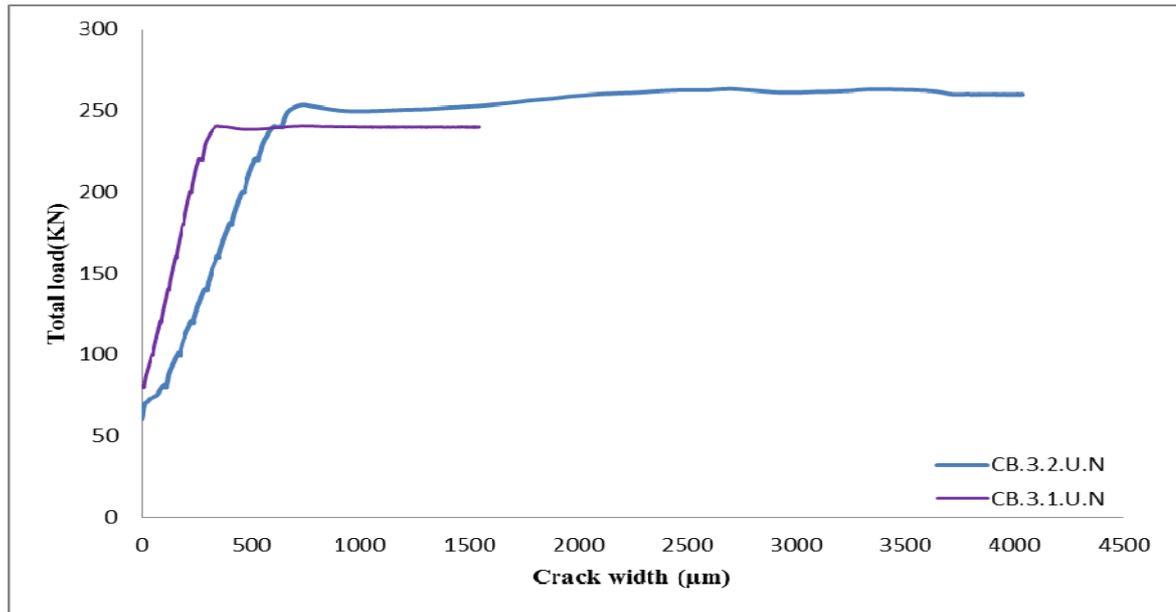


Figure 7.7. Diagramme Charge - largeur de la fissure des poutres de contrôle pour différents classes du béton

7.3.2. Poutres renforcées

a. Diagramme Charge-déformation des armatures longitudinales

La figure 7.8 présente le diagramme charge-déformation des armatures longitudinales, et ce pour deux classes du béton, classe 17 et classe 35.

Les constatations retenues sont :

- La courbe pour le béton classe 17, est caractérisée par deux parties, une linéaire et l'autre s'accroît légèrement. Par contre la courbe pour le béton classe 35 est caractérisée par une partie linéaire uniquement.
- L'augmentant de la résistance du béton de 17 à 35 MPa, engendre une diminution des déformations au niveau des armatures, soit 62,73%.

Poutres	ϵ_s (‰)	diminution %
SB. 3.1. P.N	9.82	62.73
SB.3.2.P.N	3.66	

Tableau 7.6. Résultats des déformations d'armature des poutres renforcées pour différents classes du béton

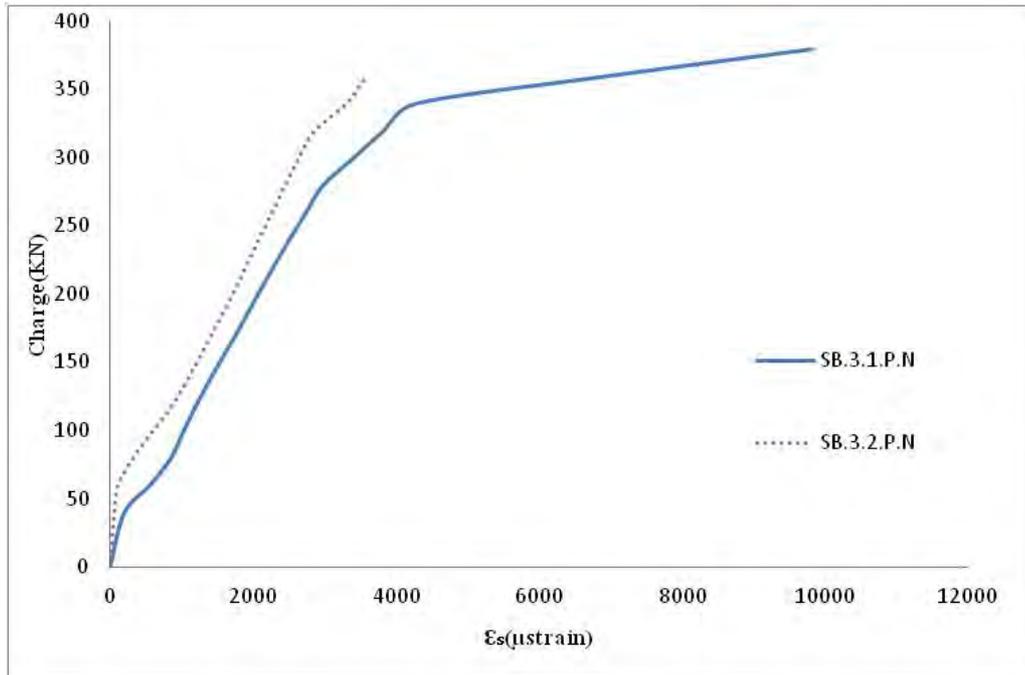


Figure 7.8. Diagramme Charge-déformation des armatures longitudinales des poutres renforcées pour différents classes du béton

b. Diagramme Charge- largeur de la fissure

Les principales constatations sont :

- L'apparition des deux premières fissures était sous un chargement égal à 80KN.
- L'augmentation de la largeur de la fissure est de l'ordre de 167.92% , pour les deux poutres renforcées de classe différentes.
- L'allure des deux courbes se diffère, celle de la classe17 a une seule partie linéaire, alors que celle de la classe35 est caractérisée par deux parties, linéaire puis s'accroît légèrement jusqu'à la ruine.

Poutres	Largeur de la fissure	Augmentation %
SB. 3.1. P.N	0.53	167.92
SB.3.2.P.N	1.42	

Tableau 7.7. Résultats des largeurs des fissures des poutres renforcées pour différents classes du béton

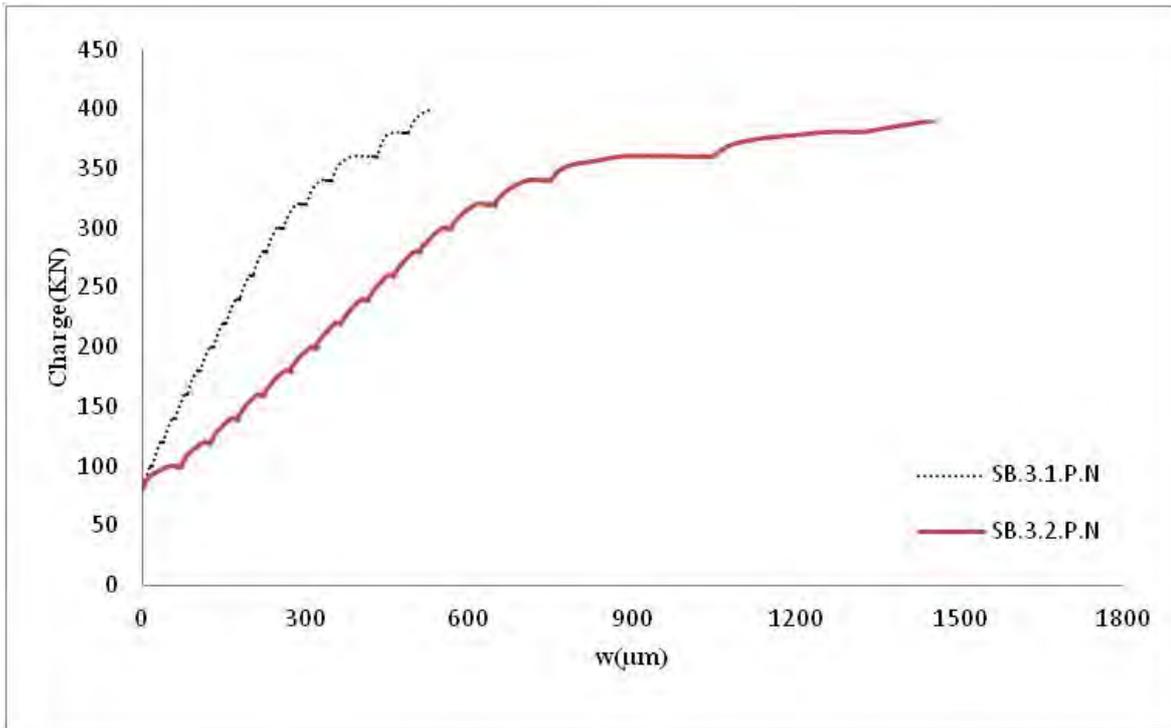


Figure 7.9. Réponse Charge- largeur de la fissure des poutres renforcées pour différentes classes du béton

7.3.3. Comparaison entre les poutres de contrôle et celles renforcées

a) Diagramme Charge-déformation des armatures longitudinales

Les constatations retenues sont

- La figure 7.10, a révélé que les poutres renforcées ou de contrôle, du béton classe 35 ont une allure linéaire. Par contre les poutres de béton classe 17 ont une partie linéaire et une autre qui accroit légèrement jusqu'à la rupture.
- L'augmentation des déformations au niveau des armatures est égale 37.34% pour la poutre renforcée de béton classe 17, et 7.65% pour la poutre renforcée de béton classe 35, et ce par rapport à leurs poutres de contrôle.

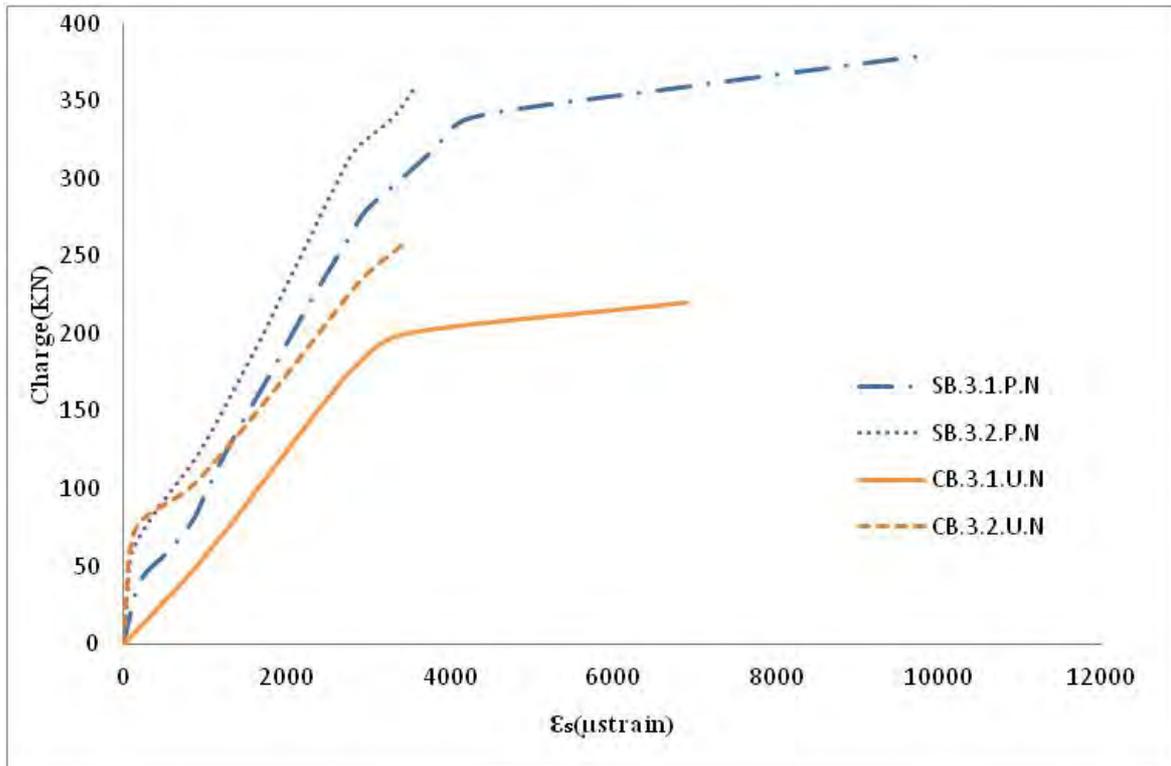


Figure 7.10 Diagramme Charge-déformation des armatures longitudinales des poutres de contrôle et renforcées pour différents classes du béton

b) Diagramme Charge -largeur de la fissure

Les principales constatations retenues sont :

- La largeur de la fissure des poutres est limitée pour le cas des poutres renforcées relativement aux poutres contrôle (figure7.11).
- La diminution de la largeur de la fissure pour les poutres renforcées est de l'ordre de 86.71.%

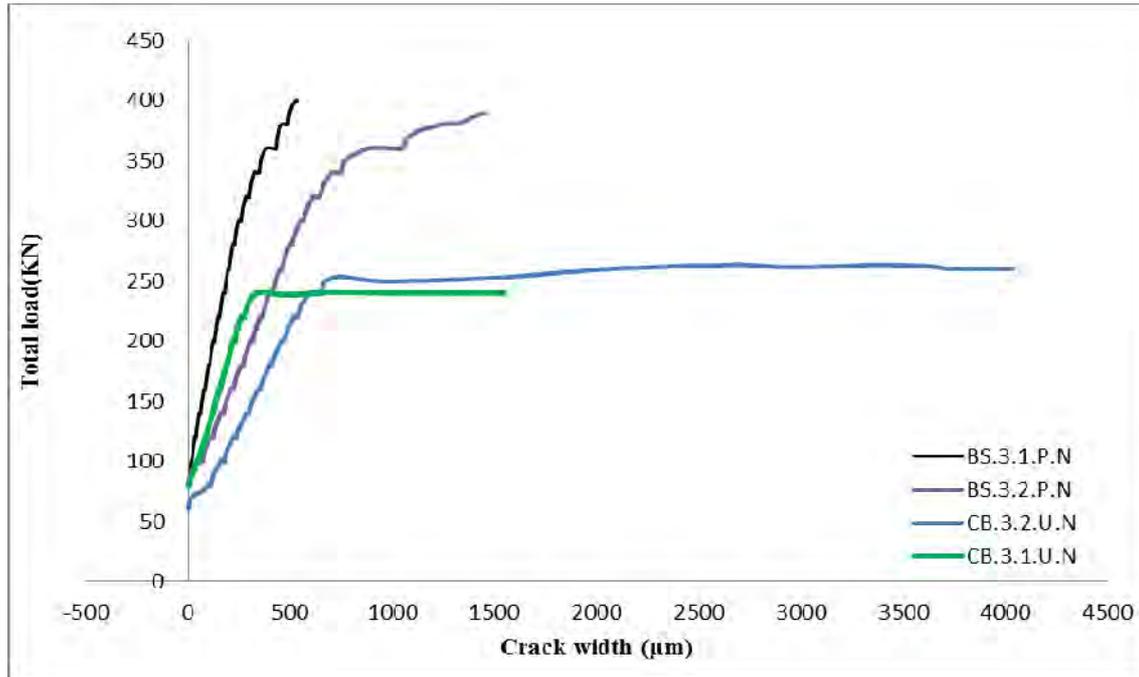


Figure 7.11. Diagramme Charge-largeur de la fissure des poutres de contrôle et renforcées pour différentes classes du béton

7.4. Effets du taux et du type de renfort

7.4.1. Pour la classe 17 MPa

a) Diagramme Charge-déformation d'armatures longitudinales

Les principales constatations tirées de la figure 7.12 sont :

- Les quatre courbes ont une partie linéaire puis une deuxième qui s'accroît légèrement, l'étendue de cette dernière se diffère d'une poutre à une autre, l'étendue de la deuxième partie de la courbe de la poutre renforcée au moyen du tissu en PRFC est plus importante en terme de déformations.
- La poutre renforcée au moyen de tissu en PRFC ayant la plus grande valeur de déformations au niveau des armatures, elle est égale à 19.63‰, qui représente une augmentation de 174.54% par rapport à la déformation extrême de la poutre contrôle. En effet cette valeur est presque le double de la déformation limite 10‰.
- Dans la première partie linéaire les courbes des deux poutres qui sont renforcées respectivement par une seule lamelle et tissu se superposent.

Poutres	ϵ_s (‰)	augmentation (%)
CB. 3.1.U.N	7.15	1
SB. 3.1.P.N	9.82	37.34
SB.3.1.p'.N	5.33	-25.45
SB. 3.1.w.N	19.63	174.55

Tableau 7.8 Résultats des déformations des armatures pour différents taux et types du renfort (classe17)

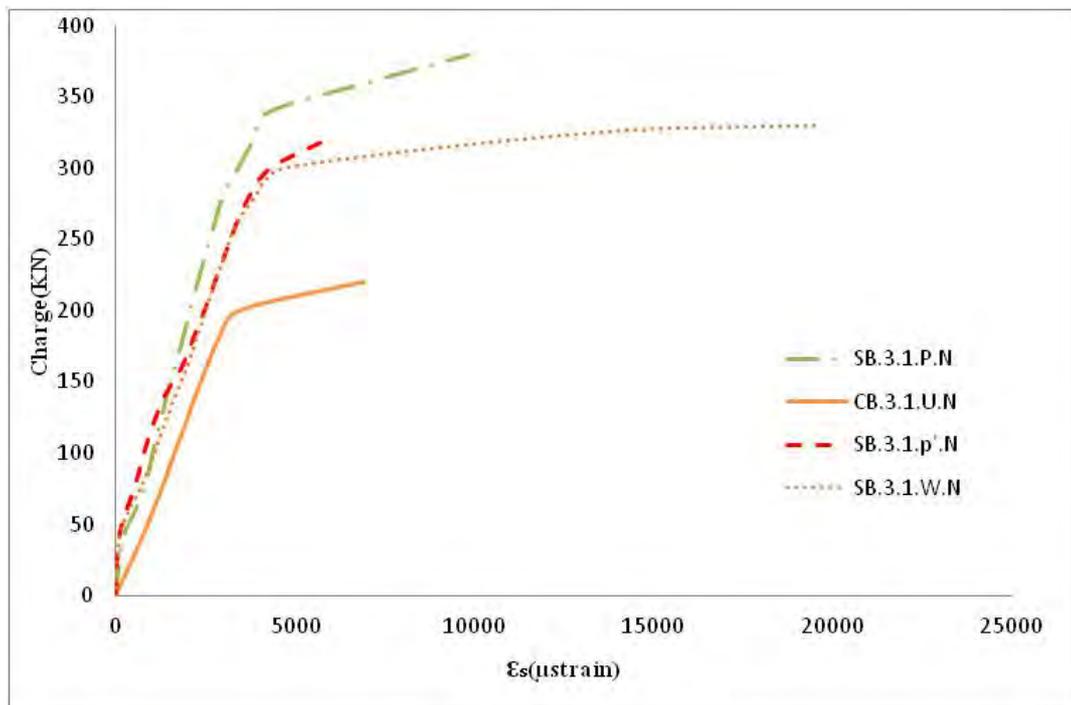


Figure 7.12. Diagramme Charge-déformation d'armatures longitudinales pour différents taux et types du renfort (classe17)

b) diagramme Charge-largeur de la fissure

Les principales constatations sont :

- L'apparition de la première fissure est pareille pour les trois poutres CB.3.1.U.N, SB.3.1.p'.N, et SB.3.1.W.N sous de la charge de 60KN, tandis que la poutre SB.3.1.P.N l'apparition de sa première fissure a eu sous la charge de 80KN.
- La largeur de la fissure diffère d'une poutre à une autre ; la plus grande valeur est celle de la poutre renforcée avec une seule lamelle.

Poutres	largeur de la fissure mm	Différence %
CB. 3.1.U.N	1.54	1
SB. 3.1.P.N	0.53	-65.58
SB.3.1.p'.N	1.68	9.09
SB. 3.1.w.N	1.44	-6.5

Tableau 7.9 Résultats des largeurs des fissures pour différents taux et types du renfort (classe35)

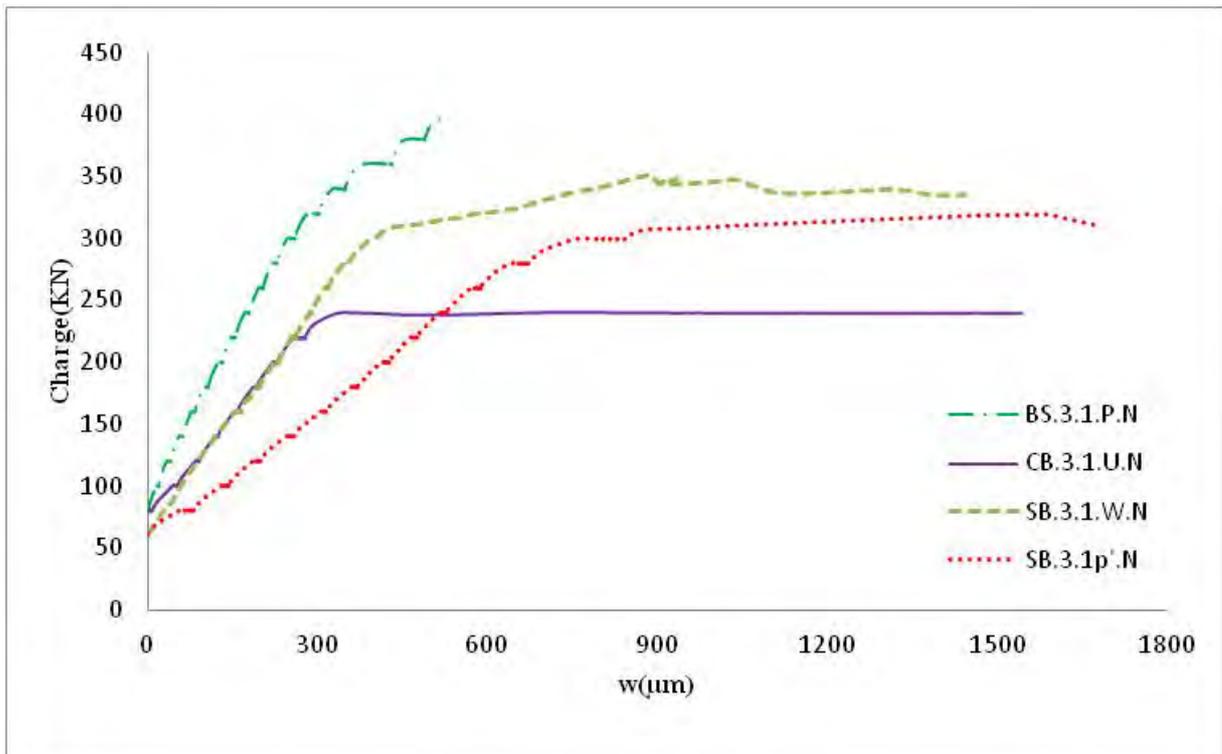


Figure 7.13. Diagramme Charge-largeur de la fissure pour différents taux et types du renfort (classe17)

7.4.2. Pour la classe 35 MPa

a) Diagramme Charge-déformation d'armatures longitudinales

Les principales constatations retenues sont :

- Toutes les courbes sont caractérisées par une allure avec une seule partie linéaire et ce jusqu'à la rupture.
- La différence entre les déformations pour les différents types et taux de renforcement est légère allant de 7 à 26%.

Poutres	$\epsilon_s \%$	augmentation %
CB. 3.2.U.N	3.4	1
SB. 3.P.N	3.66	7.64
SB.3.2.p'.N	3.67	7.65
SB. 3.2.w.N	4.29	26.18

Tableau 7.10 Résultats des déformations des armatures pour différents taux et types du renfort (classe35)

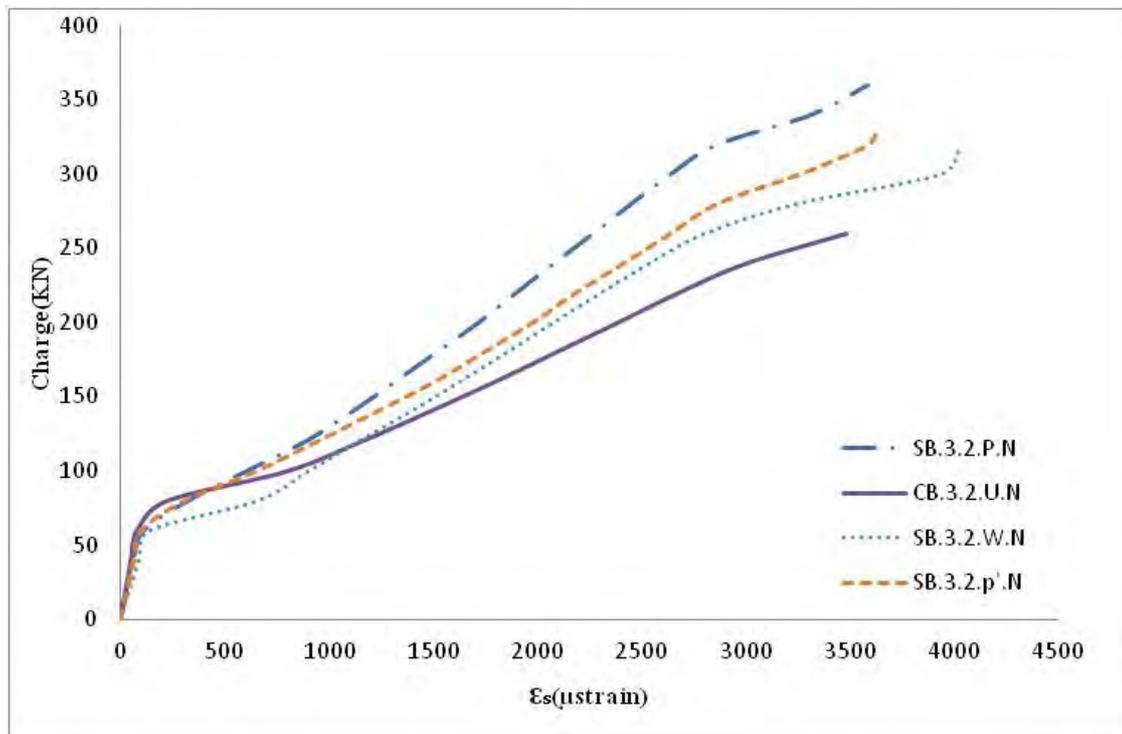


Figure 7.14. Diagramme Charge-déformation des armatures longitudinales pour différents taux et types du renfort (classe35)

b) Diagramme Charge- largeur de la fissure

- L'apparition de la première fissure était pareille pour les deux poutres SB.3.2.p'.N, et SB.3.2.P.N sous un chargement de 80KN, et de 100KN pour la poutre SB.3.2.W.N, tandis que celle de la poutre contrôle CB.3.2.U.N était sous une charge de 60KN (figure7.15).
- Les différents taux et types de renforcement ont limité la largeur des fissures de 64.41% tableau7.11.

Poutres	largeur de la fissure	Différence %
CB. 3.2.U.N	3.99	1
SB. 3.P.N	1.42	-64.41
SB.3.2.p'.N	1.82	-54.38
SB. 3.2.w.N	1.42	-64.41

Tableau 7.11 Résultats des largeurs des fissures pour différents taux et types du renfort (classe35)

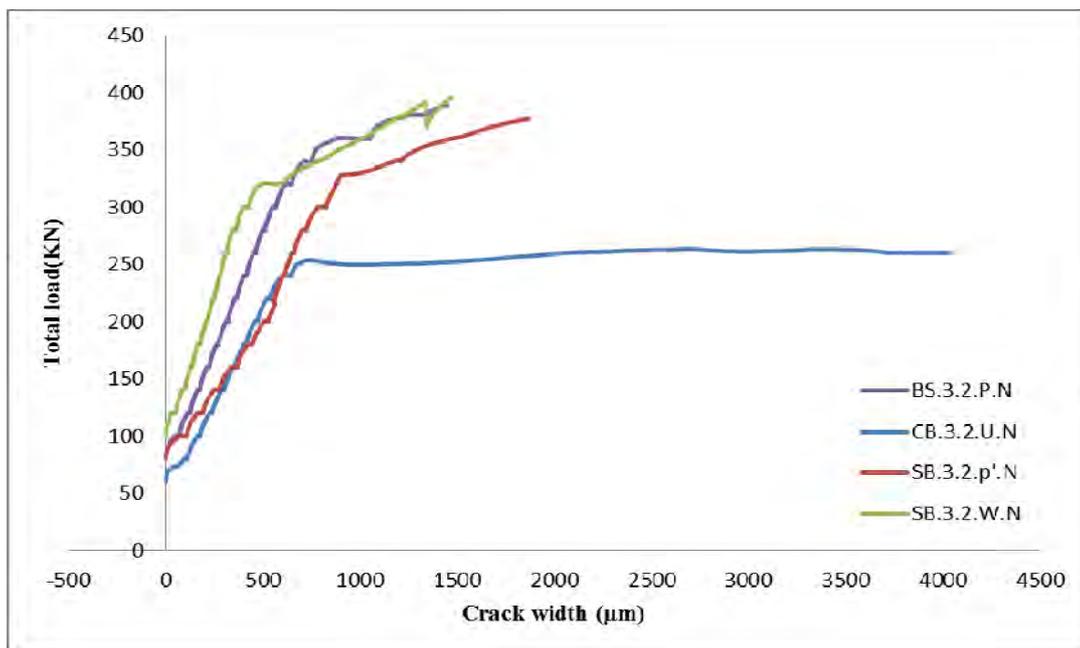


Figure 7.15. Diagramme Charge-largeur de la fissure pour différents taux et types du renfort (classe17)

7.4.3. Comparaison entre les poutres de contrôle et les poutres renforcées

a) Diagramme Charge -déformation d'armatures longitudinales

La figure 7.16 représente le diagramme charge-déformation d'armatures sous l'influence des différents taux et classes de béton.

Les principales constatations sont :

- Les déformations au niveau des armatures des poutres de béton classe 35 sont plus petites par rapport à celle des poutres de béton classe 17 figure 7.17. Les courbes de la classe 17 caractérisées par deux parties : une linéaire et l'autre s'accroît légèrement

jusqu'à la rupture, tandis que les courbes de béton classe 35 se caractérisent par une seule partie linéaire jusqu'à la rupture.

- Les déformations des deux poutres renforcées par tissu et de classes du béton différentes, sont respectivement égales à 19.63‰ pour le béton classe 17 et 4.29‰ pour le béton classe 35, soit une réduction de 357.57%.
- Les déformations des armatures de la poutre renforcée avec du tissu en PRFC, ont atteint une valeur double de la déformation limite (10‰).

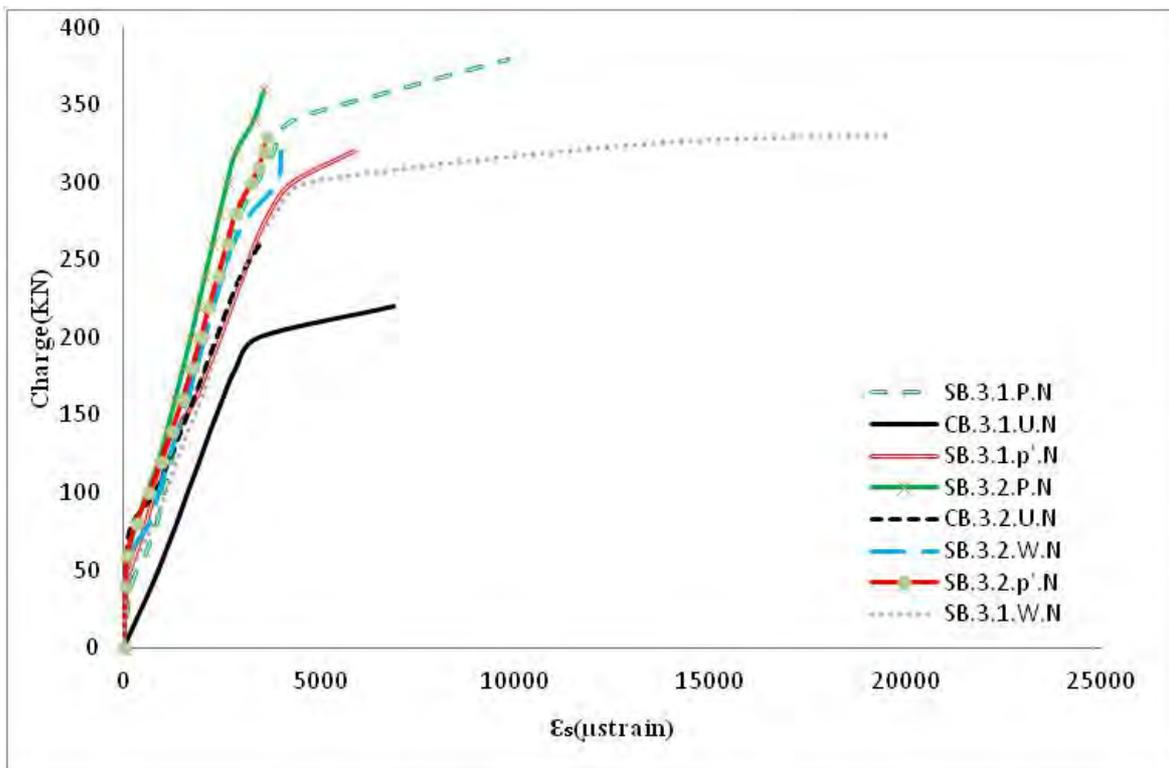


Figure 7.16 Diagramme Charge -déformation des armatures longitudinales pour différents taux et types du renfort (classe 17 et 35)

b) diagramme Charge-largeur de la fissure

- L'apparition de la première fissure était pareille pour les deux poutres de contrôle CB.3.1.U.N, CB.3.2.U.N ainsi que celles renforcées de classe 17 de type SB.3.1.p'.N, et SB.3.1.W.N apparut sous un chargement de 60KN. Tandis que l'apparition de la première fissure des poutres SB.3.1.P.N, SB.3.2.W.N, SB.3.2.p'.N était due à un chargement de 80KN, En fin la première fissure de la poutre de type SB.3.2.P.N est apparue sous une charge égale à 100Kn.

- La figure 7.17 révèle que l'ensemble des poutres ont une largeur de fissure presque identique à l'exception de la poutre renforcée par deux lamelles qui a la plus petite valeur égale à 0.53mm, et de la poutre contrôle de béton classe 35 qui a enregistré la plus grande valeur à 3.99mm.

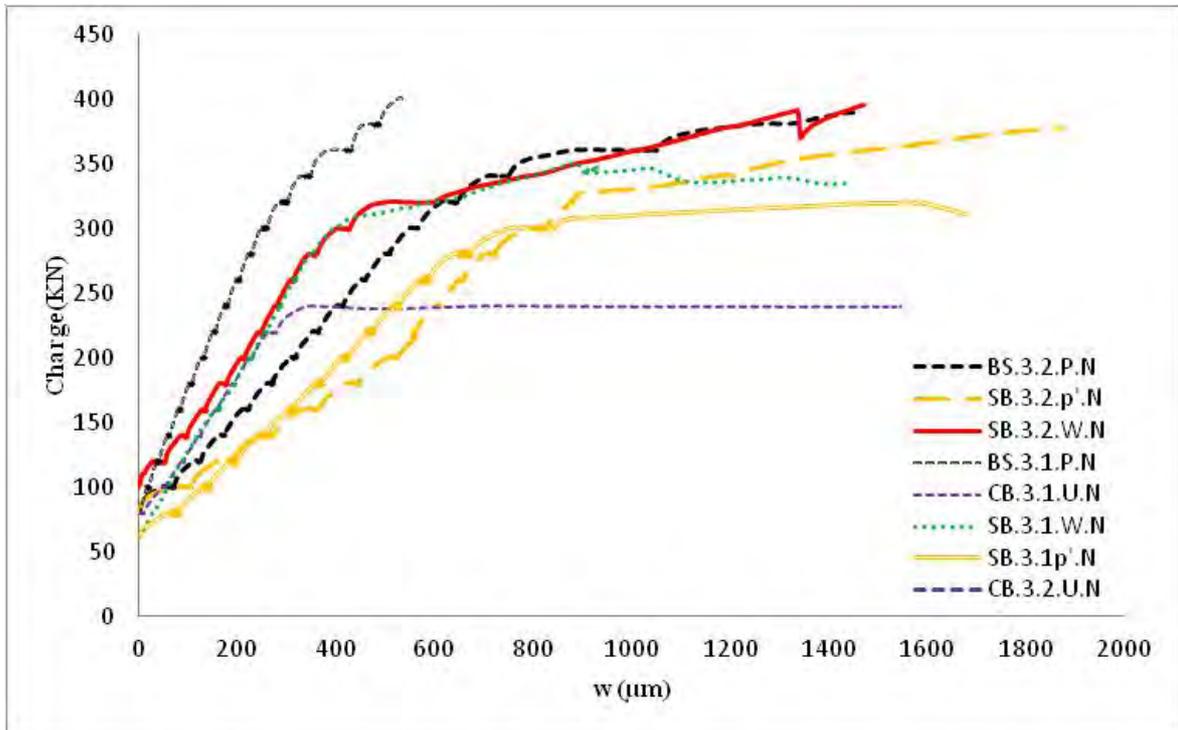


Figure 7.17 Diagramme Charge-largeur de la fissure pour différents taux et types du renfort (classe 17 et 35)

Chapitre **8**

**CONCLUSIONS, RECOMMANDATIONS
ET PERSPECTIVES**

Chapitre8

CONCLUSIONS, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES

8. Conclusions

8.1. Influence générale du renforcement en utilisant le PRFC

- i. L'utilisation du PRFC comme moyen de renforcement des éléments structuraux en béton armé a eu pour effets l'augmentation de la capacité flexionnelle (variant de 30% à 67%) et celle de la rigidité initiale variant de 23% à 64%. En outre, elle a eu un impact direct sur la propagation des fissures et leurs largeurs.
- ii. Le comportement des poutres de contrôle a été trouvé complètement différent de celui des poutres renforcées. Les diagrammes charge-déplacement ont été caractérisés par une réponse élastique puis plastique jusqu'à la rupture pour le premier type, alors que le deuxième type des poutres renforcées, elle se sont caractérisées par un comportement élastique jusqu'à un point correspond au "peak-load", avec une rupture brusque similaire à une rupture par cisaillement.
- iii. Le renforcement a eu un effet positif sur les déformations relatives recueillies au niveau des armatures, en atteignant 19‰, comparativement à celles recueillies pour les poutres contrôle qui n'ont pas dépassé 10‰. Ce qui signifie que le renforcement permet aux armatures de dépasser la limite préconisée par les codes qui adoptent le principe des 3 pivots (les normes DIN1048 5‰, B.A.E.L 10‰ "paragraphe 2.4.1").
- iv. Concernant l'ouverture de fissures des poutres, elle s'est distinguée par une diminution remarquable, allant de 3.99mm pour la poutre de contrôle à 1.42mm pour la poutre renforcée, soit une diminution de 65% (cette comparaison concerne la fissure la plus large relevée dans le programme).
- v. Contrairement à la charge, le déplacement des poutres renforcées a connu une diminution de 74%, soit environ 43mm pour les poutres de contrôle et 11mm pour les poutres renforcées.

8.2. Diagrammes charge-déplacement

Généralement les diagrammes charge-déplacement est peuvent être schématisés comme suit :

- i. Pour les poutres de contrôle, le diagramme charge-déplacement a été caractérisé par une phase élastique et une phase plastique plus ou moins étendue, la ductilité de ces derniers variant de 2.22 à 8.68.
- ii. Par contre, pour les poutres renforcées, le diagramme est caractérisé uniquement par une phase élastique. Cette phase est plus étendue que celle des poutres contrôle. L'étendue de la phase élastique pour les poutres de contrôle varie de 12.54mm à 43.39mm alors que celle des poutres renforcées oscille entre 8.06mm et 18.30 mm.

8.3. Modes de rupture

Quatre différents modes de ruptures ont été identifiés, et peuvent être présentés comme suit (voir figure7.6):

- i. Le taux d'armatures a eu une influence directe sur la nature des modes de ruine, il a été constaté que pour un taux de 0.83%, le mode (1a) prédomine est caractérisé par un écrasement du béton comprimé après écoulement des armatures, alors que pour un taux de 0.53% c'est le mode (1b) qui prédomine (écoulement des armatures sans écrasement du béton).
- ii. Le renforcement des poutres a eu comme effet le changement du mode de rupture, passant du mode (1a) ou (1b) au mode (2) (décollement des lamelles après écoulement des armatures).
- iii. Le changement de la nature du renfort (du tissu à la place des lamelles), provoque un autre mode de rupture à savoir le mode (3) (déchirure du tissu après écoulement des armatures).
- iv. Pour les poutres endommagées puis renforcées le mode 4 est de mise et est caractérisé par un décollement des lamelles alors que les armatures auraient subi auparavant un pré-écoulement.

8.4. Influence des Paramètres

8.4.1. Effets du taux d'armatures

- i. Augmentation de la charge de ruine de 33 à 67%.
- ii. Changement du mode de ruine du mode1 Au mode2.
- iii. Etendue de la phase plastique pour les poutres de contrôle (ductilité) variant de 7.70 à 8.68.

8.4.2. Effets de la classe du béton

- i. Augmentation de la charge de ruine de 8 à 23%.
- ii. Augmentation de la rigidité des poutres, allant de 2.3 à 50.86%.
- iii. Limitation de la largeur des fissures
- iv. Changement du mode de ruine
- v. Limitation des déformations relatives au niveau des armatures, passant de 9‰ à 3‰.

8.4.3. Effets du type et du taux du renfort

- i. Augmentation de la charge de ruine.
- ii. Changement du mode de ruine.
- iii. Etendue des déformations relatives des armatures, allant jusqu'à 19‰.
- iv. Augmentation de la rigidité.

8.4.4. Effets de degré d'endommagement des poutres

- i. Une charge de ruine quasi-similaire à celle d'une poutre renforcée non endommagée.
- ii. Une étendue quasi-similaire à celle d'une poutre renforcée non endommagée.
- iii. Même mode de ruine.

8.5. Etude comparative

8.5.1. Principales constatations

Il ressort des résultats regroupés dans le tableau 6.2, que la même tendance est observée entre les résultats expérimentaux et ceux du modèle et des prédictions des codes à savoir une sous estimation pour les taux d'armatures 4 et 3. Les valeurs des prédictions devraient être majorées par un facteur approximativement égal à 1.2 pour ramener les prédictions avec les résultats expérimentaux. Pour les taux 1 et 2, une pénalisation par un facteur approximativement allant de 0.7 à 0.9 devant être utilisée, et ce en dépit du fait que certains codes utilisent des coefficients de sécurité pour le renfort, ceci n'a pas été le cas pour la prédiction du modèle proposé.

8.5.2. Synthèse

Les paramètres influents (taux d'armatures, résistance caractéristique du béton, type et taux de renfort, degré d'endommagement) ont été complètement identifiés mais non parfaitement cernés.

La comparaison des prédictions (théoriques et celles des codes) avec les résultats expérimentaux s'est avérée non concluante pour les faibles taux d'armatures et ce pour la supposition au départ, à savoir une parfaite adhésion entre le béton et les différents renforcements. Cette adhésion est loin d'être parfaite et serait peut être la raison essentielle des différences entre les résultats expérimentaux et les différentes prédictions.

8.6. Recommandations et perspectives:**8.6.1. Recommandations pratiques.**

- Avoir un ancrage plus efficace pour les poutres renforcées avec des lamelles en PRFC.
- Diminuer la rigidité de lamelles pour empêcher le décollement.

8.6.2. Perspectives

- Prise en compte du décollement dans la modélisation.
- Introduction de coefficients de sécurité partiels sur les différents constituants de l'élément structurel en béton armé renforcé par de PRFC.
- Faire un large balayage pour les différents paramètres influent (taux d'armatures, classe du béton, taux et type du renforcement.....), en prenant en considération les principales difficultés recensées au niveau de la présente thèse.



REFERENCES

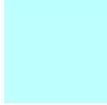
REFERENCES

- [1].Abdessemed, M., Kenai, S., Bali, A. and Kibboua, A. (2011), “Dynamic analysis of a bridge repaired by CFRP: experimental and numerical modeling”, *construction and building materials*, **25**, 1270-1276.
- [2].ACI 440.2R-08 (2008) “Guide for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures” U.S.A
- [3].Ahmed, A. and Kodur, V.K.R. (2011), “Effect of bond degradation on fire resistance of FRP strengthened reinforced concrete beams”, *Composites part B*, **42**, 226-237.
- [4].Akbarzadeh, H. and Maghsoudi, A.A. (2010), “Experimental and analytical of reinforced high strength concrete continuous beams strengthened with fiber reinforced polymer”, *ELSEVIER Materials and Design*, **31**, 1130-1147.
- [5].Almusallam, T.H., Elsanadedy, H.M., Al-salloum, Y.A. and Alsayed, S.H. (2013), “Experimental and numerical investigation for the flexural strengthening of RC beams using near-surface mounted steel or GFRP bars”, *Construction and Building Materials*, **40**, 145-161.
- [6].Anil, O., Bulut, N. and Ayhan, M. (2012), “Strain distribution between CFRP strip and concrete at strengthened RC beam against shear”, *Steel and Composite Structure*, **41**(4), 509-525.
- [7].An, W., Saadatmanesh, H. and Ehsani, M.R. (1991), “RC Beams strengthened with FRP plates : analysis and parametric study”, *Journal of Structural Engineering*, **11**(117), 3434-3455.
- [8].Aprile, A. and Benedetti, A. (2004), “Coupled flexural-shear design of RC beams strengthened with FRP”, *Composites Part B*, **35**, 1-25.
- [9].Aprile, A. and Feo, L. (2007), “Concrete cover rip-off RC beams strengthened with FRP composites”, *Composites Part B*, **38**, 759-771.
- [10]. Atadero, R.A. and Karbhari, V.M. (2008), “Calibration of resistance factors for reliability based design of externally-bonded FRP composites”, *Composites Part B*, **39** 665-679.
- [11]. ATTARI Nasser-Eddine, “ *Réhabilitation et Renforcement des Poutres et Noeuds en Béton Armé par des Matériaux Composites*” thèse doctorat, université Bretagne-sud, France, 2010.
- [12]. AVRIL Stéphane, “ *application des méthodes de mesure de champs a la caractérisation mécanique de poutres en béton armé réparées par matériaux composites*”, thèse doctorat, ENSM Saint-Etienne, France 2002.
- [13]. Barros, J.A.O., Dias, S.J.E. and Lima, J.L.T. (2007), “Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams”, *Cement & Concrete Composites*, **29**, 203-217.
- [14]. BATHIAS. C, matériaux composites, édition DUNOD, année 2005.

- [15]. Bencardino, F., Colotti, V., Spadea, V.G. and Swamy, R.N. (2006), "Holistic design of RC beams and slabs strengthened with externally bonded FRP laminates", *Cement and Concrete Composites*, **28**, 832-844.
- [16]. Benjeddou, O., Ouezdou, M.B. and Bedday, A. (2007), "Damaged RC beams repaired by bonding of CFRP laminates", *ELSEVIER Construction and Building Materials*, **21**, 1301-1310.
- [17]. BENZAID Riad, "Contribution à l'Étude des Matériaux Composite Dans le Renforcement et la Réparation Des Éléments Structuraux Linéaires en Béton" thèse de doctorat cotutelle, Université Mentouri de Constantine, Algérie et Université Rennes1, France, 2010.
- [18]. Bousselham abdelhak (2005) "comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composites avancés" PhD thesis, école de technologie supérieur université du Québec, Canada.
- [19]. CALGARO. J.A, maintenance et réparation des ponts, ENPC, année 1997.
- [20]. Capozucca, R. and Nilde Cerri, M. (2006), "Static and dynamic behaviour of RC beam model strengthened by CFRP-sheets", *Construction and Building Materials*, **16**, 91-99.
- [21]. Ceroni, F. (2010), "Experimental performances of RC beams strengthened with FRP materials", *ELSEVIER Construction and Building Materials*, **24**, 1547-1559.
- [22]. Choi, E., Utui, N. and Kil, H.S. (2013), "Experimental and analytical investigations on debonding of hybrid FRPs for flexural strengthening of RC beams", *Composites Part B*, **45**, 248-256.
- [23]. CNR-DT 200/2004 "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures" Rome, ITALIE
- [24]. Esfahani, M.R., Kianoush, M.R. and Tjari, A.R. (2007), "Flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by CFRP sheets", *ELSEVIER Engineering Structures*, **29**, 2428-2444.
- [25]. FIB (2001) "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures" bulletin 14.
- [26]. Ghosh. K.K. and Karbhari, V.M. (2010), "Use of infrared thermography for quantitative non-destructive evaluation in FRP strengthened bridge systems", *RILEM Materials and Structures*.
- [27]. HAMEED Rashid (2010) "apport d'un renfort de fibres sur les performances des structures en béton armé pour des applications parasismiques" thèse doctorat, Université de Toulouse 11 Paul SABATIER. France
- [28]. HAMLIN.P, FERRIER.E (2003) "réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites" AFGC. France.
- [29]. HERMES. D.G, matériaux composites, 5eme édition, 2005.
- [30]. Hollaway, L.C. (2010), "A review of the present and future utilization of FRP composites in the civil infrastructure with reference to their important in-service properties", *ELSEVIER Construction and Building Materials*, **24**, 2419-2445.
- [31]. Hollaway.L.C and Leeming.M.B (2001) "Using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering" CRC Press, New York. USA

- [32]. Ibell, T., Darby, A. and Denton, S. (2009), "Research issues related to the appropriate use of FRP in concrete structures", *ELSEVIER Construction and Building Materials*, **23**, 1521-1538.
- [33]. ISIS CANADA (2001) "Strengthening reinforced concrete structures with externally bonded fibre reinforced polymers" design manuel N°4. CANADA
- [34]. Jean, R. (2009), *Pratique de l'Eurocode 2*, afnor editions Paris, France.
- [35]. J.M.BERTHELOT, matériaux composites: comportement mécanique et analyse des structures, TEC et DOC 4eme édition, 2002.
- [36]. Kantar, E. and Anil, O. (2012), "Low velocity impact behavior of concrete beam strengthened with CFRP strip", *Steel and Composite Structure*, **12**(3), 207-230.
- [37]. KASSOUL Amar (2005) "conception et condition de la ductilité en courbure dans les poutres en béton armé" these doctorat, université Mohamed BOUDIAF, Oran, ALGERIE.
- [38]. Li, X., Gu, X.L., Song, X.B., Ouyang, Y. and Feng, Z.L. (2013), "Contribution of U-shaped strips to the flexural capacity of low-strength reinforced concrete beams strengthened with carbon fiber composite sheets", *Composites Part B*, **45** 117-126.
- [39]. Maalej, M. and Leong, K.S. (2005), "Effect of beam size and FRP thickness on interfacial shear stress concentration and failure mode of FRP-strengthened beams", *Composite Science and Technology*, **65**, 1148-1158.
- [40]. Massenzio, M., Jacquel, E. and Ovigne, P.A. (2005), "Natural frequency evaluation of a cracked RC beam with or without composite strengthening for a damage assessment", *RILEM Materials and Structures*, **38**, 865-873.
- [41]. MOSLEY W.H, HULSE R, BUNGEY J.H.. "Reinforced concrete design to Eurocode 2". Eurocode 2. EDITIONS ROWE LTD CHIPPENHAM WILTS. Londres. Grande-Bretagne (1996).
- [42]. Obeidat, Y.T., Heyden, S., Dalhblom. O. and Abu-Farsakh G. (2011), "Retrofitting of reinforced concrete beams using composite laminates", *ELSEVIER Construction and Building Materials*, **25**, 591-597.
- [43]. Pelà, L., Aprile, A. and Benedetti, A. (2012), "Experimental study of retrofit solutions for damaged concrete bridge slabs", *Composites Part B*, **43**, 2471-2479.
- [44]. Perfectionnement sur les techniques de réhabilitation et de renforcement des structure, rencontres scientifique, SOCOTEC-CTC année 2002.
- [45]. Pesic, N. and Pilakoutas, K. (2005), "Flexural analysis and design of reinforced concrete beams with externally bonded FRP reinforcement", *RILEM Materials and Structure*, **38**, 183-192.
- [46]. PLUMIER. A, pathologie et réparations structurelles des constructions, ArGenCo, édition 2006.

- [47]. Raphaëlle SADONE, " Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites, soumis à des sollicitations de type sismique, et analyse d'éléments de dimensionnement. Thèse doctorat, université Paris-est, France ,2011.
- [48]. Rahimi, H. and Hutchinson, A. (2001), "Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates", *Journal of Composites for Construction ASCE*, **1**(5), 44-56.
- [49]. Règlement eurocode2. Calcul des structures en béton AFNOR1992
- [50]. ROCHDI El Houssain, " contribution a l'analyse du comportement Mécanique de dalles en béton arme renforcées Par matériaux composites "thèse doctorat, l'université Claude Bernard - Lyon 1, France, 2004.
- [51]. Saadatmanesh.H and Malek.A.M (1998) "Design guidelines for flexural strengthening of RC beams with FRP plates" journal of composites for structures, vol2,N°4 ASCE.per page 16401
- [52]. Shehata, I.A., Shehata, L.C.D., Santos, E.W.F. and Simaoes, M.L.F. (2008), "strengthening of reinforced concrete beams in flexure by partial jacketing", *RILEM Materials and Structures*, **42**, 495-504.
- [53]. SILVA. R (2004) "contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé" thèse de doctorat, ecole nationale des ponts et chaussées, France.
- [54]. Stuart S.J.Moy "plastic methods for steel and concrete structure" 2ème édition MACMILLAN, UK.1996
- [55]. Tania CROSTON "Etude expérimentale du comportement d'une poutre en béton arme En flexion 3 points réparée par matériaux composites (approche probabiliste), thèse doctorat, ENSAM Bordeaux, France, 2006.
- [56]. Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T. and Lam, L. (2002), *Strengthened RC structures*, Wiley, New York, USA.
- [57]. Toutanji, H., Zhao, L. and Zhang, Y. (2006), "Flexural behavior of reinforced concrete beams externally strengthened with CFRP sheets bonded with an inorganic matrix", *ELSEVIER Engineering Structures*, **28**, 557-566.
- [58]. Xiang, K. and Wang, G.H. (2013), "Calculation of flexural strengthening of fire-damaged reinforced concrete beams with CFRP Sheets", *ELSEVIER Procedia Engineering* , **52** 446-452.
- [59]. ZE YI WU, "Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton arme pré-fissurées et renforcées par matériaux composite sous chargement statique et de fatigue " thèse de doctorat ENPC, France, 2004.
- [60]. Zhang, A., Jin, W.L. and Li, G.B. (2006), "Behavior of preloaded RC beams strengthened with CFRP laminates", *Journal of Zhejiang University Science*, **A7**(3), 436-444.
- [61]. ZHELIAZOV Todor, " renforcement des structures en béton arme par collage de matériaux composites" thèse de doctorat, Université de Reims Champagne Ardenne, France, 2008.



ANNEXES



Annexe A Autres résultats obtenus

7.5. Effets du taux d'armatures

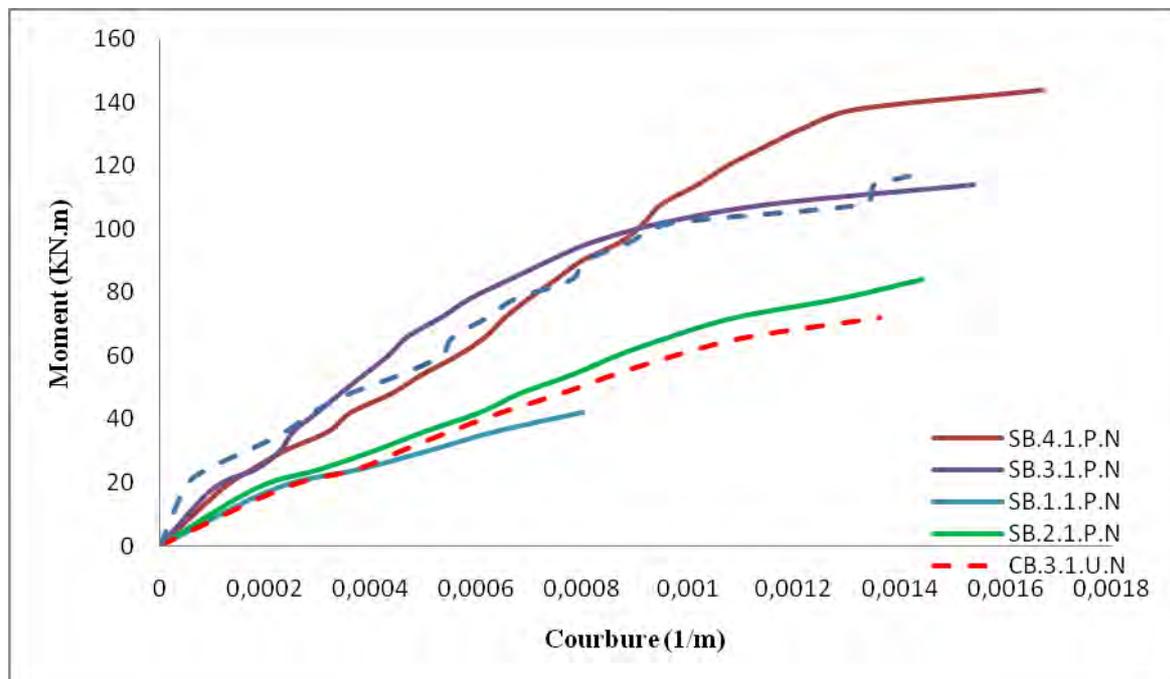


Figure A.1. Diagramme Moment - courbure pour différents taux d'armatures

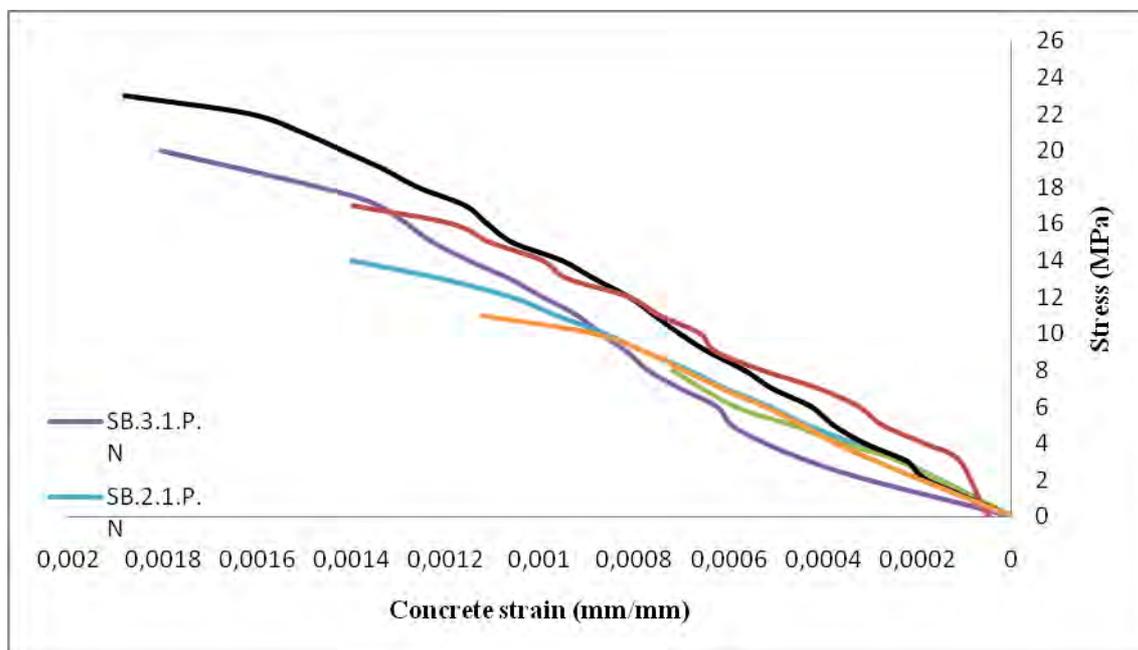


Figure A.2. Diagramme Charge- déformation du Béton pour différents taux d'armatures

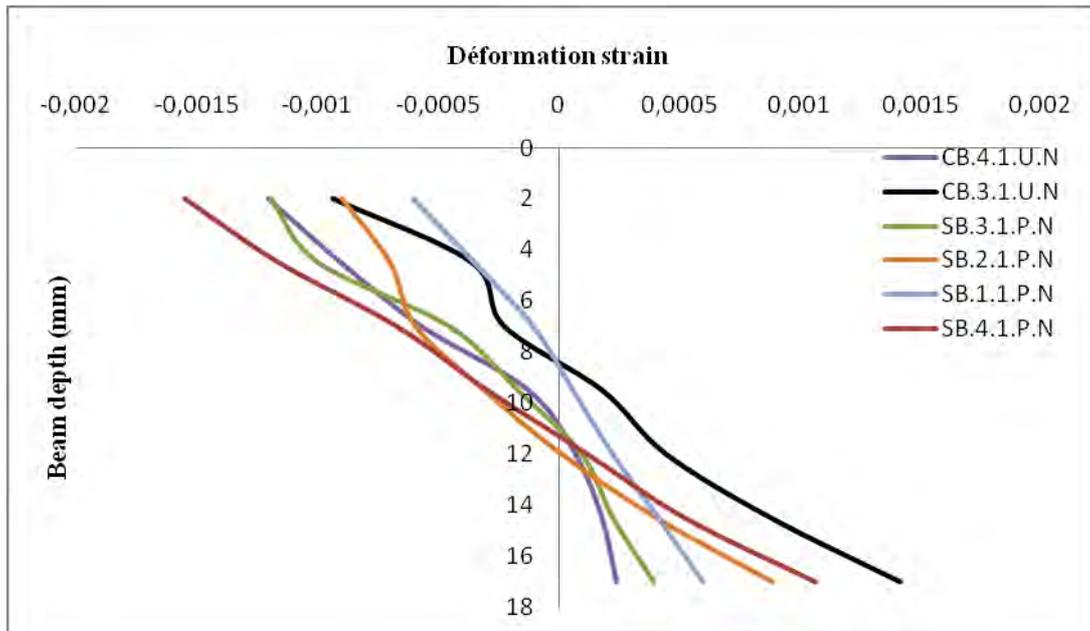


Figure A.3. Position de l'axe neutre pour différents taux d'armatures

7.6. Effets de la classe du béton

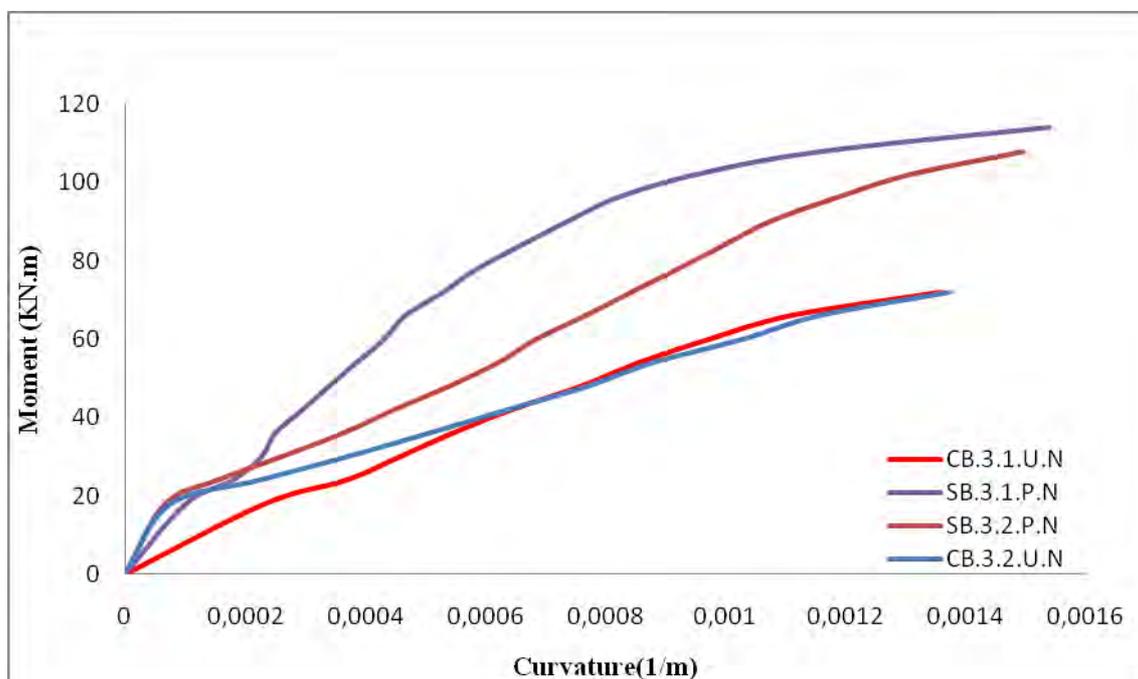


Figure A.4. Diagramme moment-courbure pour deux classes de béton

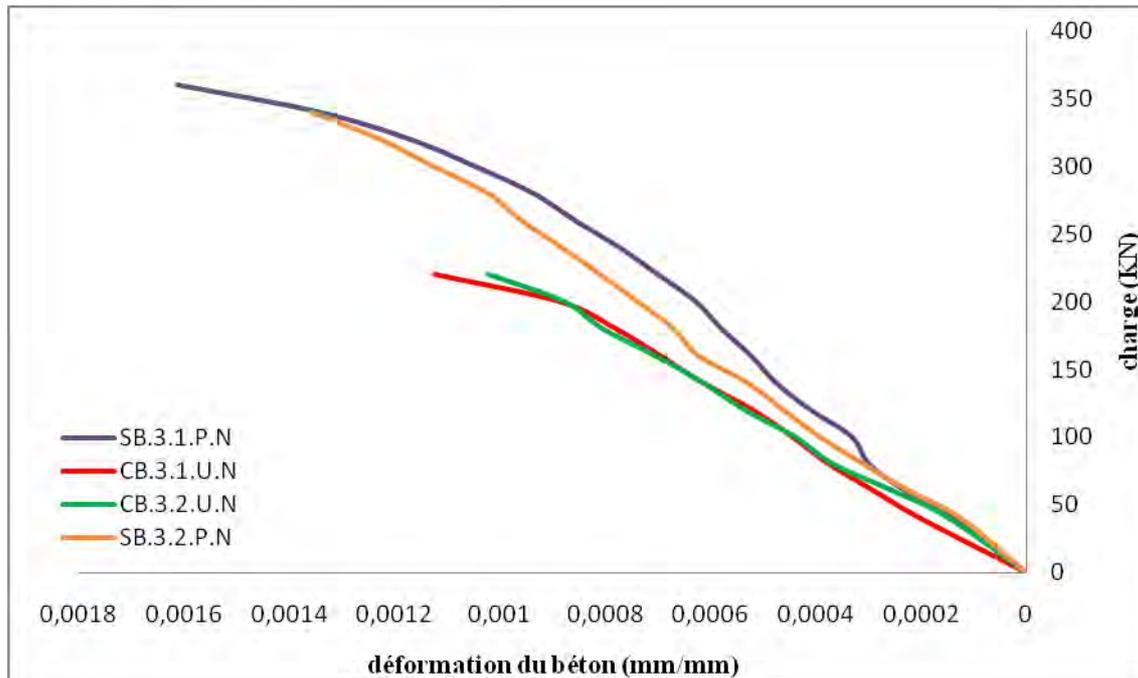


Figure A.5. Diagramme Charge-déformation du Béton pour deux classes du béton

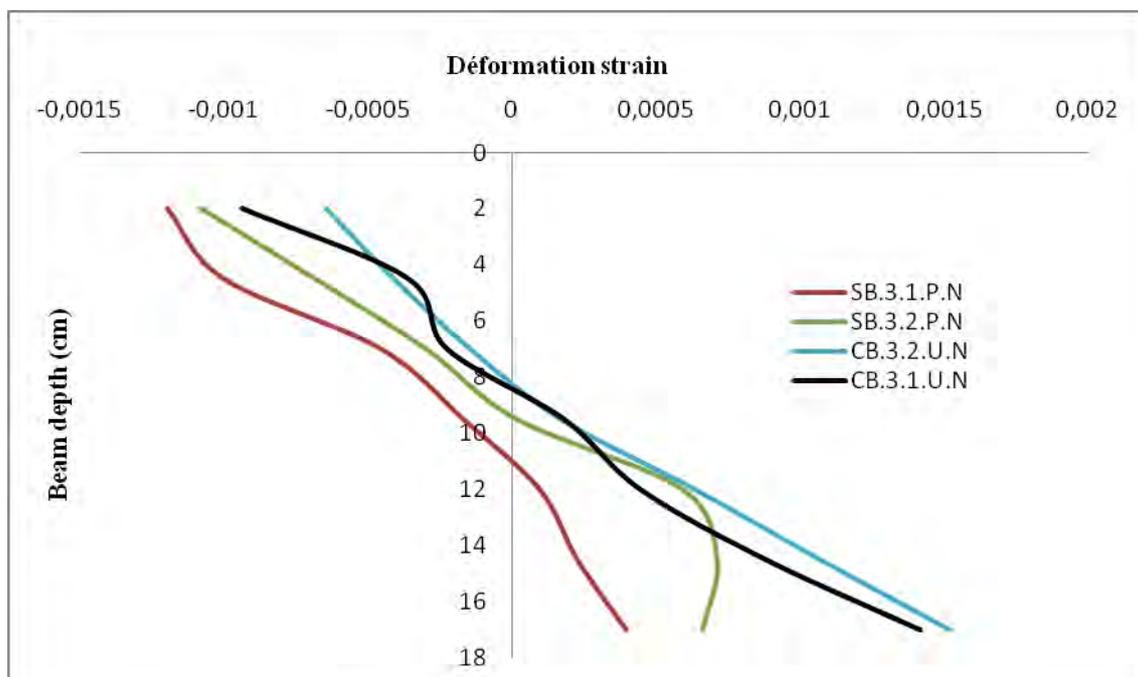


Figure A.6. Position de l'axe neutre pour deux classes du béton

7.7. Effets du taux et du type de renfort

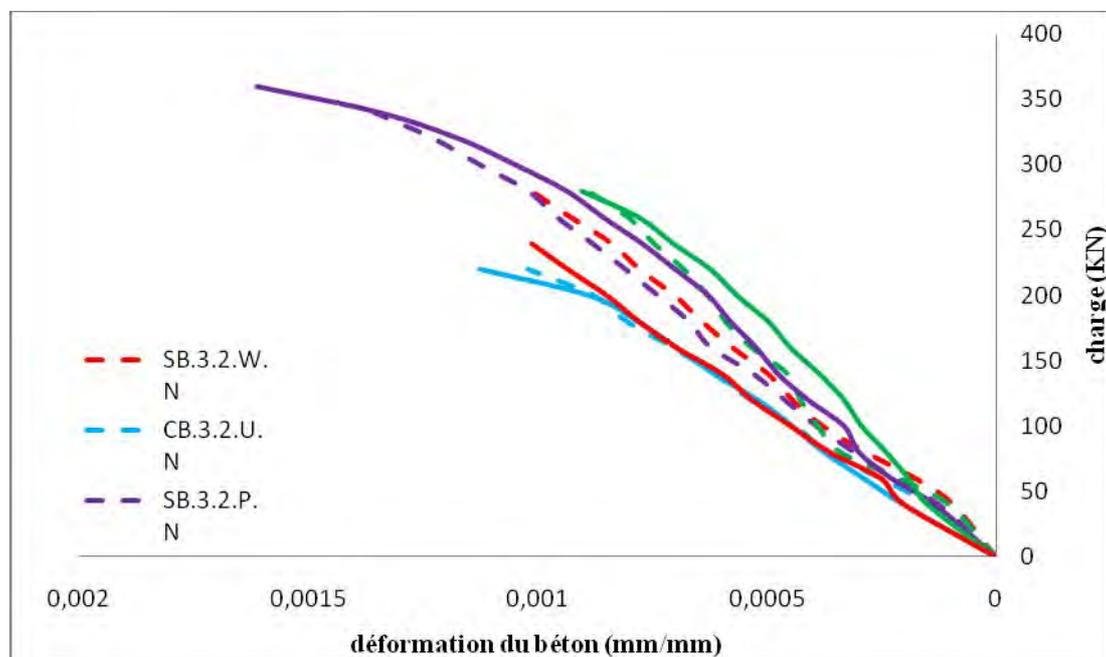


Figure A.7. Diagramme Charge- déformation du Béton pour différents types et taux du renfort des deux classes du béton

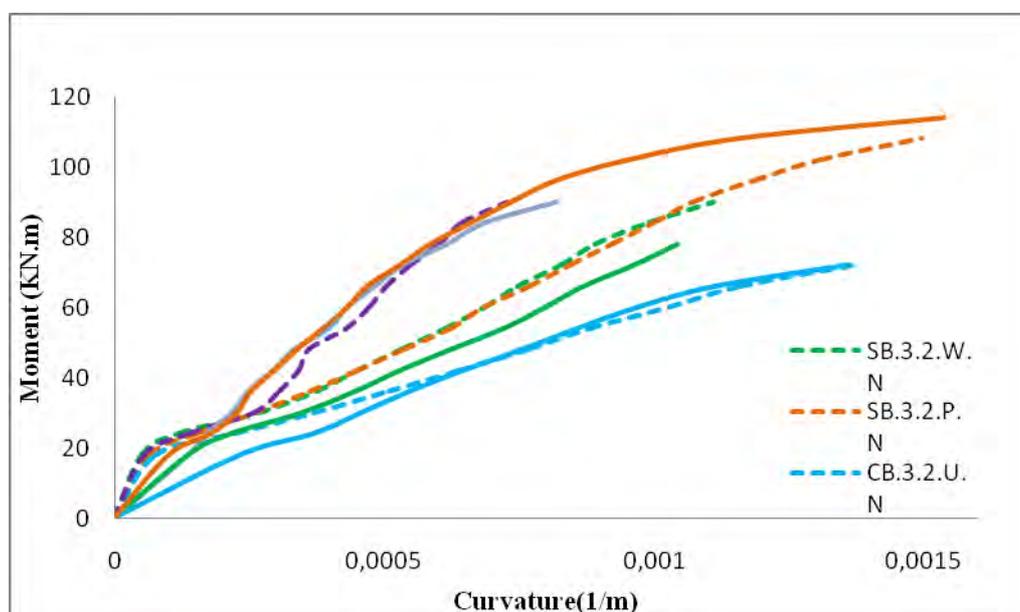


Figure A.8. Diagramme Moment-courbure pour différents types et taux du renfort des deux classes du béton

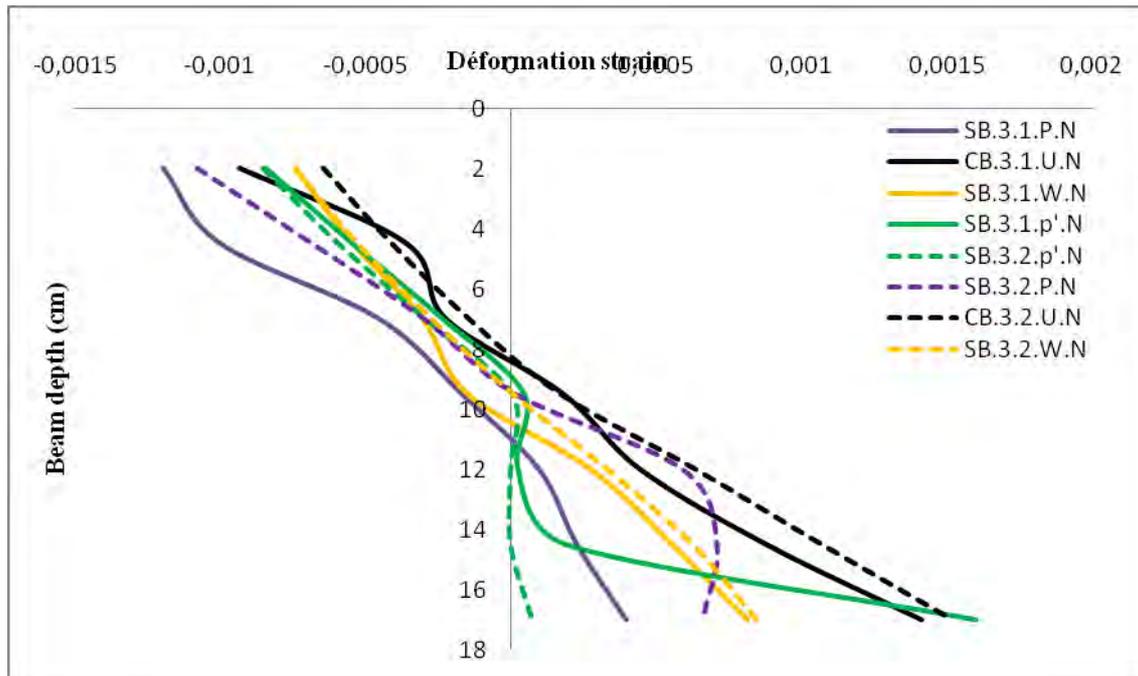


Figure A.9. Position de l'axe neutre pour différents types et taux du renfort des deux classes du béton

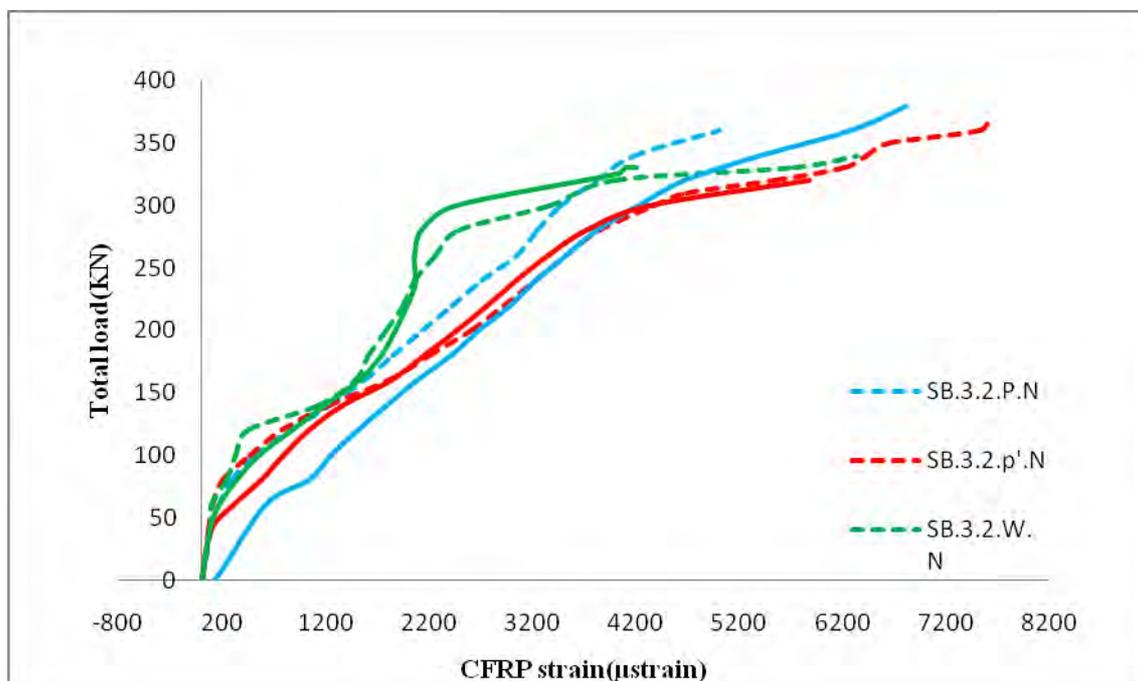


Figure A.10. Diagramme Charge-déformation du PRFC pour différents types et taux du renfort des deux classes du béton

7.8. Effet de degrés d'endommagement

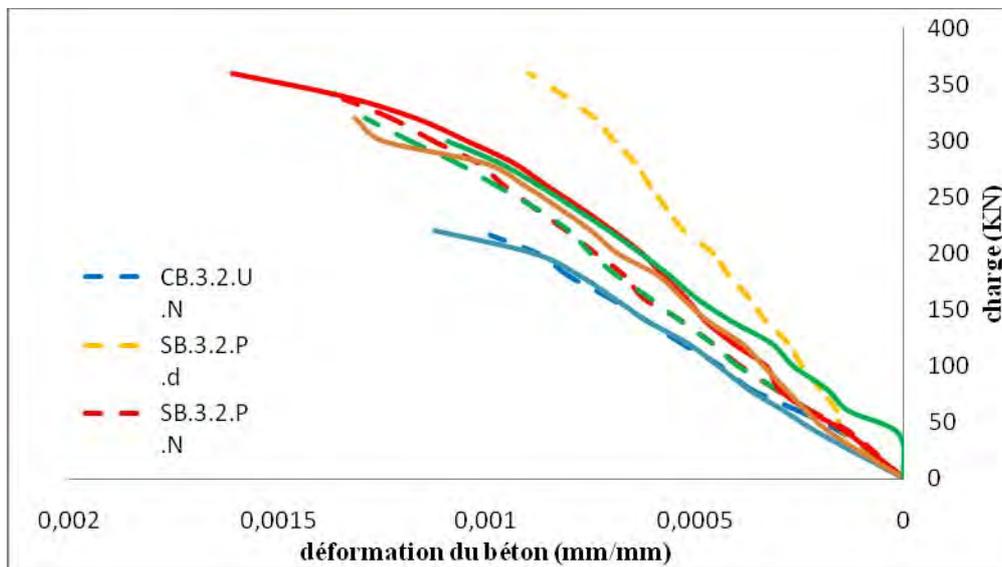


Figure A.11. Diagramme Charge-déformation du Béton pour différents degrés d'endommagements des deux classes du béton

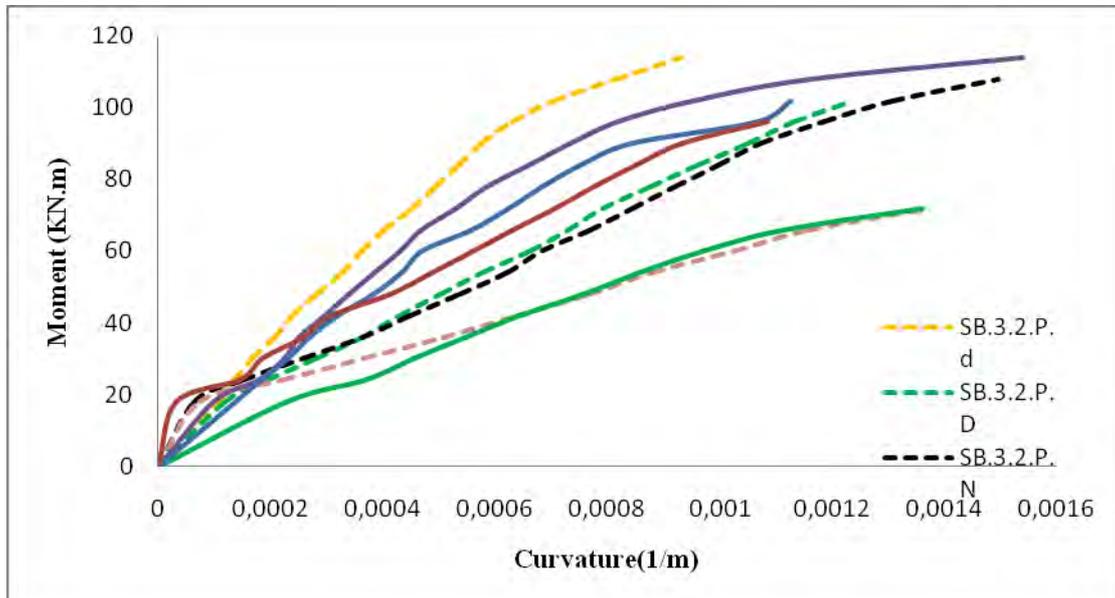


Figure A.12. Diagramme Moment - courbure pour différents degrés d'endommagements des deux classes du béton

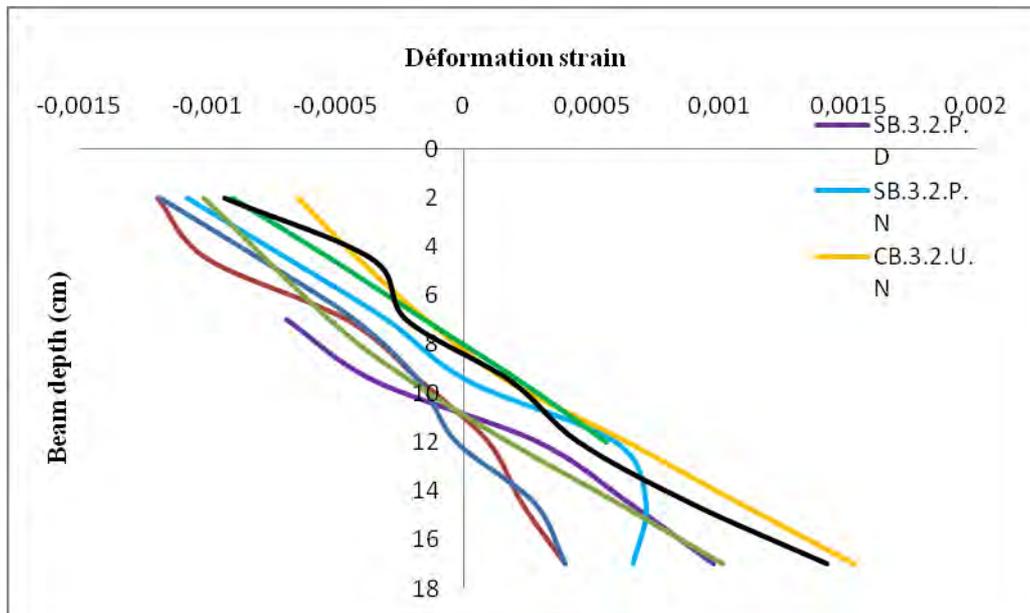


Figure A.13. Position de l'axe neutre pour différents degrés d'endommagements des deux classes du béton

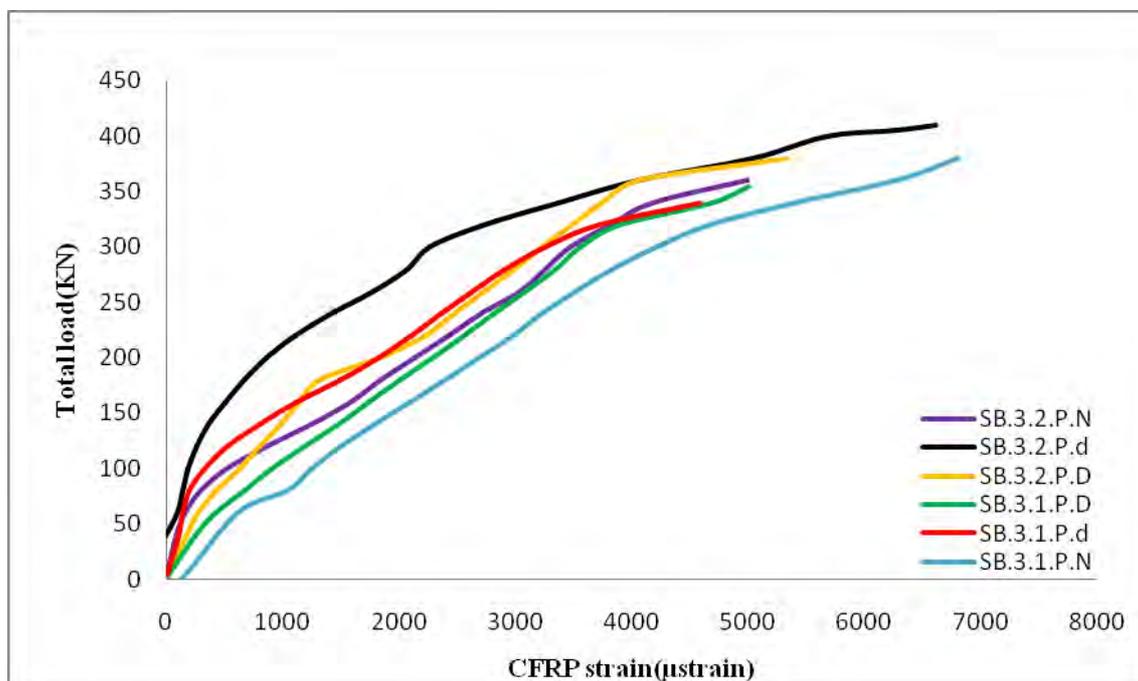


Figure A.14. Diagramme Charge- déformation du PRFC pour différents degrés d'endommagements des deux classes du béton

Annexe B Mise en œuvre du renfort

B.1. Préparation du support

Le support doit être propre, sain, exempt de laitance, de graisse, d'huile, de produit de cure, de particules non ou peu adhérentes, de tout revêtement de type peinture, etc.

Le support doit être sec (humidité $\leq 4\%$).

Le support béton doit être âgé d'au moins 28 jours et avoir une cohésion superficielle, après préparation, d'au moins 1,5 MPa. saillies de coffrage ne doivent pas excéder 0,5 mm. Si nécessaire, ragréer à l'aide du SIKADUR 41 F.

Les angles saillants de la structure doivent être arrondis, jusqu'à obtenir un rayon d'au moins 10 mm, par exemple par ponçage au disque diamanté.

B.2. Préparation du renfort

Découper le tissu ou lamelle aux dimensions appropriées suivant les indications de vos besoins, en veillant à ne pas endommager l'extrémité découpée; veiller à ne pas plier le renfort et à toujours le conserver en position enroulée.

B.3. Préparation de la résine

- Homogénéiser chaque composant séparément dans son emballage.
- Verser la totalité du composant B dans le composant A.
- Mélanger avec un agitateur électrique muni d'une hélice pendant environ 3 minutes jusqu'à obtenir un mélange uniforme de couleur grise.
- Transvaser l'ensemble du mélange dans un récipient propre, puis mélanger à nouveau pendant environ 1 minute, à faible vitesse afin de limiter l'entraînement d'air dans la résine.
- La durée de vie en pot débute dès le mélange des deux composants. Elle est plus longue à basses températures et se raccourcit à hautes températures.

Pour augmenter la durée d'utilisation par température élevée, il est recommandé de diviser la colle mélangée en petites portions. Une autre méthode efficace consiste à refroidir les 2 composants avant le mélange.

Les différentes étapes sont les suivantes :

Etape A

Appliquer à la résine sur le support

Etape B

Conformément au calepinage et au dimensionnement réalisés, placer le tissu ou lamelle découpé sur la couche d'apprêt, en veillant à la correcte orientation des fibres.

Si le renfort est un tissu, noyer le soigneusement dans la résine avec le rouleau de marouflage. Répartir la résine au rouleau jusqu'à l'obtention d'une structure homogène.

Si c'était lamelle faire répartir la résine sur sa surface, puis placer la sur le support.

Etape C

En cas d'application de couche supplémentaires de tissu (au maximum 2), appliquer à chaque fois une couche de résine à raison d'environ 0.5 kg/m².

A 20°C ceci doit être réalisé dans les 60 minutes suivant la pose de la couche précédente de tissu. Si tel n'est pas le cas, respecter alors un temps d'attente d'au moins 12 heures avant de procéder à l'application d'une nouvelle couche de résine.

Nota: en cas de températures basses et/ou d'humidité relative élevée, la surface du composites peut être devenue poisseuse. Avant de poursuivre, il faut enlever ce film poisseux en lavant la surface avec une éponge saturée d'eau puis en la rinçant laissé sécher.

Reprendre ensuite l'exécution à l'étape B.

Etape D

Pour augmenter la rugosité nécessaire à l'adhérence d'un revêtement de finition à base de ciment, il est possible d'appliquer une couche supplémentaire de résine d'environ 0.5 kg/m², puis de la saupoudrer à l'état frais de sable de quartz propre et sec.



Figure B.1. Préparation de la surface du support (Ponçage, nettoyage, traçage, arrondir les angles droit)



Figure B.2 Découpe du renfort



Figure B.3 préparation de la résine



Figure B.4 Mise en place de la résine



Figure B.5 Mise en place du renfort