



Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

## MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de **MAGISTER**

*Analyse expérimentale du comportement mécanique de  
poutres en béton armé préfissurées renforcées de  
matériaux composites de type textile polymère en toile  
de fibre de carbone*

**Option : Matériaux et Structures**

Soutenu le :...../...../2007

**Par**

**SIHEM KERMICHE**

**DIRECTEUR DE MEMOIRE : M<sup>r</sup>. B.REDJEL**          Professeur.          Univ. de Annaba

**DEVANT LE JURY**

**PRESIDENT : M<sup>r</sup> F.HABITA**          professeur          Univ. de Annaba

**EXAMINATEURS : M<sup>r</sup> R.BELOUETTAR**          M. de Conférence          Univ. de Annaba

M<sup>r</sup> D. ACHOURA          M. de Conférence          Univ. de Annaba

M<sup>r</sup> H.OUCIEF          M. de Conférence          Univ. de Annaba

## **Résumé :**

En raison du séisme de 21-05-2003 dans les zones de Boumerdés et d'Alger, de nombreux bâtiments en béton se sont effondrés ou endommagés de façon dangereuse. L'amélioration du comportement de tels ouvrages, nécessite leur **réparation** et le **renforcement** de quelques éléments.

Dans cette optique une nouvelle technique de réhabilitation devenue un concept à la mode dans le domaine des structures peut s'avérer intéressante utilisant les fibres de polymère pour la réparation et/ou le renforcement des éléments en béton armé.

Ce travail constitue une contribution à l'analyse du comportement des poutres renforcées par des matériaux composite. Afin d'analyser le comportement globale et locale des poutres et les modes de rupture, une étude expérimentale du comportement de onze poutres en béton et en béton armé (sous et moyennement armées), pré fissurées puis réparées et/ou renforcées par du tissu en fibre de carbone collé in situ à l'aide d'une résine époxy a été menée.

Afin d'étudier l'influence de l'état de fissuration initial sur le comportement, l'une des poutres a été renforcée sans quelle soit pré fissurée et a été comparée à une poutre pré fissurée et renforcée et à une autre chargée jusqu'à la rupture sans être pré fissurée ni renforcée.

Dans cette première étude quatre poutres ont été pré fissurées et renforcées dans leur partie tendue et sur la partie latérale avec des bandes en forme de U de différentes dimensions dans le but d'éviter le décollement d'une part et d'étudier la reprise du composite à l'effet du cisaillement d'autre part.

Enfin une étude comparative a été faite entre les résistances ultimes mesurées expérimentalement et celles calculées par les modèles analytiques.

**Mots clés :** composite, TFC, renforcement, poutres, pré fissuration.

## **Abstract**

Because of the earthquake of 21-05-2003 in the zones of Boumerdés and Algiers, many buildings made of concrete either collapsed damaged in a dangerous way. The improvement of the behavior of such works, require their repair and the backing of some elements.

In this optics a new technique of rehabilitation become a fashionable concept in the domain of the structures can prove to be interesting using the fibers of polymer for the repair and/or the backing of the elements made of reinforced concrete.

This work constitutes a contribution to the analysis of the behavior of the beams reinforced by materials composite. In order to analyze the global and local behavior of the beams and the fashions of rupture, an experimental survey of the behavior of eleven beams made of concrete and in reinforced concrete (under and fairly armed), fissured meadow repaired then and/or reinforced by cloth in fiber of impregnated carbon and glued in situ with the help of a resin epoxy has been led.

In order to study the influence of the initial fissuration state on the behavior, one of the beams has been reinforced without what either fissured meadow and has been compared to a fissured beam meadow and reinforced and to another charged until the rupture without being meadow nor fissured reinforced.

In this first survey four beams were fissured meadow and reinforced in their tense part and on the lateral part with strips in the shape of U of different measurements in the goal to avoid the detachment on the one hand and to study the resumption of the composite on the other hand to the effect of the shearing. Finally a comparative survey has been made experimentally between the measured ultimate resistances and those calculated by the analytic models.

**Key worlds :** composite, CFRP, reinforcement, beams, pre fissuration.

## Remerciement :

Je tiens à remercier tout d'abord **M Redjel B**, professeur à l'université de Annaba, et encadreur de mon mémoire pour l'aide qu'il n'a jamais cessé de m'apporter. Je lui exprime ma profonde reconnaissance pour les efforts qu'il a déployé au niveau du laboratoire et surtout pour la patience qu'il a montré durant toute la période de l'élaboration de ce travail.

Je remercie vivement **Dr. Belouetar** et **Mme. Boumaaza** pour leurs conseils et leurs encouragements et en particulier pour les recommandations expérimentales qui m'ont été d'une aide appréciable.

J'adresse également mes remerciements aux membres de Jury **Dr.Oucief**, **Dr Achoura** et **Dr.Belouetar** qui ont bien voulu examiner le continue de ce travail. Leurs conseils et remarques intéressantes m'ont permis d'améliorer significativement ce mémoire. Je souhaite qu'ils trouvent ici l'assurance de ma gratitude.

Je remercie en fin les techniciens Boualeg Hocine du laboratoire de génie civil de Annaba et Benhacène Ahcène de leur aide et leur disponibilité lors de la mise en place des expérimentations. Qu'ils trouvent ici toute ma reconnaissance. J'exprime enfin ma gratitude envers mes collègues de 4<sup>eme</sup> année ingénieur et 3<sup>eme</sup> année DEUA promotion 2006 qui m'ont aidé beaucoup dans la préparation des spécimens.

# Sommaire

Résumé .....	I
Abstract .....	I
Remerciement.....	II
Sommaire.....	III
Liste des figures.....	VII
Liste des tableaux.....	IX
Liste des notations.....	X

## Partie A Recherche bibliographique

<b>Introduction et problématique.....</b>	<b>01</b>
---	-----------

### Chapitre 1 : état de connaissance sur les matériaux composite

<b>1-1.Introduction : .....</b>	<b>5</b>
<b>1-2-Description et constituant des matériaux composites .....</b>	<b>5</b>
1-2.1.Avantage .....	5
1-2.2. inconvénients.....	5
1-2.3.Les constituants.....	6
1-2.3.1.Les matrice.....	7
Matrices époxy .....	7
Propriété mécanique de polymère époxy .....	7
1-2.3.2.Additifs et charges.....	8
1-2.3.3.les fibre de renfort.....	8
Fibre de carbone.....	8
Élaboration de fibre de carbone .....	9
1- à partir des fibres acrylique.....	9
2-à partir de brai.....	10
Avantage .....	10
inconvénient.....	11
Le tissage.....	11
<b>1-3-Conception de système de renforcement par composite .....</b>	<b>12</b>
<b>1-4-Les différents procédés de mise en œuvre.....</b>	<b>12</b>
1-4.1.Mise en œuvre par moulage au sac .....	12
1-4.2.Mise en œuvre par enroulement filamenteaire .....	12
1-4.3.Le collage de plaques composites .....	12
1-4.4.Mise en œuvre par stratification directe de tissus sec.....	13
<b>1- 5-Influence de l'environnement sur le comportement des composite .....</b>	<b>14</b>

1-5.1 température.....	14
1-5.2 humidités.....	15
1-5.3. Influence de l'ultraviolet .....	15
1-5.4. Fluage, corrosion sous contrainte.....	15
<b>1-6-propriétés mécaniques des matériaux composites .....</b>	<b>16</b>
<b>Chapitre 2: revue et littérature sur le renforcement des poutres en béton armées</b>	
<b>2-1.Repère historique.....</b>	<b>18</b>
2-1.1.Rappelle historique sur la technique de renforcement.....	18
2-1.2.Constructeur et construction.....	19
<b>2-2 .état de l'art.....</b>	<b>19</b>
2-2.1.Comportement mécanique d'une section de poutre renforcée.....	20
2-2.2. Mécanisme de rupture des poutres renforcées .....	21
2-2.3.Méthode d'ancrage.....	24
2-2.4.Paramètre influençant la poutre renforcée par composite.....	25
2-2.4. 1-préparation de surface.....	25
2-2.4.2.influence du rapport de la distance entre la charge et l'appui par rapport à la hauteur de la section ( $a_v / h$ ).....	26
2-2.4.3.influence du taux de renforcement des armatures tendues.....	27
2-2.4.4.Influence de la longueur du tissu.....	28
2-2.45.influence de la quantité de tissu.....	29
<b>2-3-Conclusion .....</b>	<b>30</b>
<b>Chapitre 3 : méthode de calcul de type réglementaire</b>	
<b>3-1. Rappels sur le calcul du béton armé.....</b>	<b>32</b>
3-1.1 Les états limites .....	32
3-1.2. Dimensionnement en flexion simple à l'ELS.....	32
3-1.2.1 Règles de calcul.....	33
3-1.3. Dimensionnement en flexion simple à l'ELU.....	33
3-1.4.Règle des trois pivots.....	34
3-1.5. Principe de calcul.....	34
3-1.6.Résistance 1à l'effort tranchant .....	35
3-1.6.1.Méthode EC2 .....	35
3-1.6.2.Méthode de BAEL 91.....	35
3-1.6.3.Méthode de ACI.....	36
<b>3-2-Renforcement du béton armé .....</b>	<b>36</b>
3-2.1.Dimensionnement d'un renforcement par composite.....	36
3-2.2. Renforcement vis-à-vis du moment de flexion.....	36
3-2.2.1.Flexion à l'état limite de service (ELS) .....	36

Méthode de Freyssinet (2004).....	37
Méthode de l'AFGC (2003).....	38
Méthode de la FIB (2001).....	39
3- 2.2.2. Flexion à l'état limite ultime (ELU) .....	40
a) Les designs supposant l'action parfaite de composite .....	41
Méthode de GTM construction.....	41
Méthode de l'AFGC.....	42
Méthode de la FIB.....	43
Conclusion.....	44
b) Perte d'action de composite.....	45
3-2.3. Renforcement à l'effort tranchant .....	45
3-2.3.1. Contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant .....	46
3-2.3.2. Récapitulation et comparaison .....	52
<b>3-3-Conclusion.....</b>	<b>54</b>

## Partie B Etude expérimentale

### Chapitre 4 : expérimentation utilisée

<b>4-1-Introduction .....</b>	<b>56</b>
<b>4-2-Programme d'essais.....</b>	<b>56</b>
<b>4-3- Dimensionnement des spécimens .....</b>	<b>56</b>
4-3.1. Dimensionnement des poutres à l'échelle 1.....	56
4-3.2. Dimensionnement des poutres à l'échelle 1/3 .....	57
<b>4-4-Matériaux utilisés .....</b>	<b>59</b>
4-4.1.composite.....	59
4-4.1.1.Tissu.....	59
4-4.1.2 .Résine .....	59
4-4.1.3 .Composite (tissu+résine).....	60
4-4.2 .aciers .....	60
4-4.3. bétons .....	61
4-4.3.1. Constituant du béton.....	61
4-4.3.2 Formulation du béton .....	64
4-4.3.2.1 Poutre à l'échelle 1 .....	64
4-4.3.2.2 Poutre à l'échelle 1/3.....	65
<b>4-5. Préparation des spécimens .....</b>	<b>65</b>
4-5-1-Fabrication .....	65
4-5.2.préparation des surfaces des poutres.....	66
4-5.3.mesure de la résistance à la compression.....	67
4-5.4.Pré fissuration .....	68
4-5.5 .Collage de TFC .....	69
<b>4-6- Mode de renforcement .....</b>	<b>70</b>

<b>4-7- instrumentation d'essai</b> .....	<b>72</b>
4-7.1. comparateur .....	72
4-7.2. Jauges.....	72
4-7.3. machine d'essai.....	73
<b>4-8-Procédé des essais</b> .....	<b>73</b>

## **Chapitre 5 : Présentation et discussions des résultats**

<b>5-1-Introduction</b> .....	<b>76</b>
<b>5- 2- Comportement des poutres témoins</b> .....	<b>76</b>
5-2.1. relation charge/flèche et force déformation.....	76
poutre P5.....	76
poutres P4, P6 et P7.....	76
5-2.2. fissurations et mode de rupture.....	78
poutre P5.....	78
poutres P4, P6 et P7.....	79
<b>5-3-comportement des poutres renforcées</b> .....	<b>80</b>
5-3.1. relation charge/flèche.....	80
Poutre P11.....	80
Poutre P1.....	81
Poutre P3.....	82
Comparaison entre P1 et P3.....	83
Poutres P2, P8 P9 et P10.....	87
5-3.2. relations force/déformation .....	88
5-3.3.mode de rupture.....	88
Poutre P11.....	88
Poutres P1 et P3.....	89
Poutres P2, P8, P9 et P10.....	90

## **Chapitre 6 : Analyse théorique et analytique**

<b>6-1. Introduction</b> .....	<b>93</b>
<b>6-2. Calcul de moment résistant ultime</b> .....	<b>93</b>
<b>6-3. Calcul de la résistance à l'effort tranchant</b> .....	<b>95</b>
6- 3.1. Résistance apportée par le béton et les aciers .....	95
6- 3.2. Résistance apportée par le composite.....	95
6-3.3. Contribution Totale .....	96
6-3. 4. Comparaison entre théorie et expérience .....	96
<b>6-4.Discussions</b> .....	<b>98</b>
<b>Conclusion générale et recommandations</b> .....	<b>102</b>
<b>Référence bibliographique</b> .....	<b>104</b>
<b>Annexe</b> .....	<b>109</b>

## Liste des figures

figure	Titre	Numéro de page
<b>Fig 1-1</b>	Evolution de la production mondiale des composites et conséquences Sur les prix	06
<b>Fig 1-2</b>	: principaux constituant d'un matériau composite	06
<b>Fig 1-3</b>	principaux durcisseurs utilisés	07
<b>Fig 1-4</b>	Etape schématique de la fabrication des fibres de carbone exemple de PAN	10
<b>Fig 1-5</b>	conception de système	12
<b>Fig 1-6</b>	tissu en fibre de carbone	13
<b>Fig 1-7</b>	Evolution des propriétés mécaniques en fonction de la température	15
<b>Fig 2-1</b>	Illustration de l'essai de flexion d'après Galilée	18
<b>Fig 2-2</b>	comparaison de comportement entre différents matériaux	20
<b>Fig 2-3</b>	Comportement structural d'une poutre renforcée	20
<b>Fig 2-4</b>	Efforts repris dans une tranche de poutre renforcée	21
<b>Fig 2-5</b>	délaminage de l'enrobage typique de décollement de l'extrémité de la plaque	24
<b>Fig2-6</b>	décollement à mi porté initié par fissure de flexion et/ou effort tranchant	24
<b>Fig 2-7</b>	définition des paramètres	26
<b>Fig 2-8</b>	influence de taux de renforcement des armatures tendues d'après (RAHIMI et HUTCHINSON, 2001)	27
<b>Fig 3-1</b>	section de béton armé en flexion simple. Diagramme des contraintes en ELS	33
<b>Fig 3-2</b>	règle de trois pivots	34
<b>Fig 3-3</b>	analyse linéaire d'une section fissurée et renforcée	38
<b>Fig 3-4</b>	schéma de quatre pivots pour la méthode de GTM construction	42
<b>Fig 3-5</b>	analyse de la section en flexion à l'ELU (a'après la méthode de la FIB Bulletin)	44
<b>Fig 3-6</b>	schémas des paramètres d'une poutre renforcée latéralement	46
<b>Fig 3-7</b>	schématisation des paramètre de la méthode de Chen et Tang	48
<b>Fig 3-8</b>	schématisation des paramètres de la méthode Freyssinet	49
<b>Fig 4-1</b>	Schéma de ferrailage des poutres	57
<b>Fig 4-2</b>	Photographie des ferrailages du modèle réduit	58
<b>Fig 4-3</b>	schéma de ferrailage des poutres modèle réduite	59
<b>Fig 4-4</b>	tissu en fibre de carbone	59
<b>Fig 4-5</b>	courbes expérimentales de charge/déplacement des armatures d'acier HA8 et HA12	61
<b>Fig 4-6</b>	analyse granulométrique (étude de la composition granulaire pour le béton des poutre à l'échelle 1	63
<b>Fig 4-7</b>	analyse granulométrique (étude de la composition granulaire pour le micro béton des poutres modèle réduit)	64
<b>Fig 4-8</b>	proportions de masse volumique pour les granulats de micro béton	65
<b>Fig 4-9</b>	Photographié Moule équipé de ferrailage	66
<b>Fig 4-10</b>	photographie de la préparation de surface des poutres	67

<b>Fig 4-11</b>	Photographie de pré fissuration typique des poutres	68
<b>Fig 4-12</b>	Schématisation des deux fissures symétriques au niveau des cadres	69
<b>Fig 4-13</b>	Courbe de pré fissuration de la poutre P1 et P2	69
<b>Fig 4-14</b>	courbes de pré fissuration des poutres à échelle réduites	69
<b>Fig 4-15</b>	les différentes étapes de collage de TFC	70
<b>Fig 4-16</b>	photographie de la jauge collée sur les aciers	72
<b>Fig 4-17</b>	machine d'essai en flexion 3 points	73
<b>Fig 4-18</b>	machine de flexion 3 points pour modèle réduit	73
<b>Fig 4-19</b>	diagramme des moments fléchissant et cisaillement	74
<b>Fig 5-1</b>	Evolution de la flèche en fonction de la charge appliquée de la poutre P5	76
<b>Fig 5-2</b>	courbe charge/ flèche de la poutre P4	77
<b>Fig 5-3</b>	courbe charge /déformation des armatures de la poutre P4	77
<b>Fig 5-4</b>	l'évolution de la flèche en fonction de la force de la poutre témoin P6 (sans pré fissuration) et la poutre P7	77
<b>Fig 5-5</b>	photographie de la rupture de la poutre P4	79
<b>Fig 5-6</b>	rupture de la poutre P6	80
<b>Fig 5-7</b>	courbe force / déplacement de la poutre P11	81
<b>Fig 5-8</b>	l'évolution de flèche en fonction de la charge de la poutre P1	82
<b>Fig 5-9</b>	courbe de l'évolution de la flèche en fonction de la charge de poutre P3	83
<b>Fig 5-10</b>	Comparaison de comportement globale entre P4, P3 et P1	84
<b>Fig 5-11</b>	comparaison entre les charges de fissuration, plastification et ruptures des poutres P4, P1 et P3	84
<b>Fig 5-12</b>	comparaison entre les flèches à la fissuration, plastification et rupture des poutres P4, P3 et P1	85
<b>Fig 5-13</b>	comparaison du rigidité à la fissuration, plastification et rupture des poutres P4, P3 et P1	85
<b>Fig 5-14</b>	les fissures de la poutre P1	85
<b>Fig 5-15</b>	fissure de la poutre P3	86
<b>Fig 5-16</b>	répartition des fissures sur les poutres P3, P1 et P4	86
<b>Fig 5-17</b>	courbe charge / flèche de la poutre P2	87
<b>Fig 5-18</b>	les courbes charge/flèche des poutres renforcées P8, P9 et P10	87
<b>Fig 5-19</b>	l'évolution de déformation des armatures tendue en fonction de la force des poutres P4, P3 et P1	88
<b>Fig 5-20</b>	rupture de la poutre P11	88
<b>Fig 5-21</b>	rupture de la poutre P1	89
<b>Fig 5-22</b>	enrobage du béton	89
<b>Fig 5-23</b>	fine couche du béton collée sur le composite après le décollement	90
<b>Fig 5-24</b>	rupture de la poutre P3	90
<b>Fig 5-25</b>	rupture de la poutre P2	91
<b>Fig 5-26</b>	Rupture de la poutre P9	91
<b>Fig 5-27</b>	rupture de la poutre P10	91
<b>Fig 6-1</b>	Comparaisons des hauteurs effectives des différentes méthodes	100

## Liste des tableaux :

tableaux	titre	Numéro de page
<b>Tableau 1-1</b>	Caractéristiques mécaniques des résines époxydes	6
<b>Tableau 1-2</b>	comparaison des propriétés de tissu en fibre de carbone par rapport aux tissus de verre et d'aramide	11
<b>Tableau 2-1</b>	influence de la longueur du renforcement sur la résistance ultime et le mode de rupture	29
<b>Tableau 2-</b>	influence de la quantité de tissu sur la résistance ultime et le mode de rupture	30
<b>Tableau 3-1</b>	comparaison des contraintes limite entre FIB et AFGC	40
<b>Tableau 3-2</b>	comparaison des déformations limites entre les différentes méthodes	45
<b>Tableau 3-3</b>	comparaison des différentes méthodes	53
<b>Tableau 4-1</b>	renforcement et résistance ultime des poutres	57
<b>Tableau 4-2</b>	armature et résistance ultime des poutres de modèle réduit	58
<b>Tableau 4-3</b>	caractéristiques de la résine	60
<b>Tableau 4-4</b>	caractéristiques mécaniques de composite	60
<b>Tableau 4-5</b>	résultat expérimental de caractérisation des aciers	60
<b>Tableau 4-6</b>	caractérisation des aciers	
<b>Tableau 4-7</b>	masse volumique apparente et absolue selon NFP 18 558	61
<b>Tableau 4-8</b>	indice de propreté selon NFP 18-598 et NF P 18-301	61
<b>Tableau 4-9</b>	tamisât de sable	62
<b>Tableau 4-10</b>	tamisât de gravier 5/15	62
<b>Tableau 4-11</b>	tamisât de gravier 15/25	62
<b>Tableau 4-12</b>	tamisât des granulats 1.25/8	63
<b>Tableau 4-13</b>	composition du béton	64
<b>Tableau 4-14</b>	composition du micro béton	65
<b>Tableau 4-15</b>	contrôle de la résistance à la compression du béton	67
<b>Tableau 4-16</b>	mode de renforcement des poutres	71
<b>Tableau 5-1</b>	récapitulation des résultats des poutres renforcées	80
<b>Tableau 6-1</b>	Valeurs calculées de la charge ultime	94
<b>Tableau 6-2</b>	comparaison entre les valeurs calculée et mesurée	94
<b>Tableau 6-3</b>	Contribution du béton et des aciers à l'effort tranchant	95
<b>Tableau 6-4</b>	contribution de composite à la reprise de l'effort tranchant	96
<b>Tableau 6-5</b>	résistance total à l'effort tranchant	96
<b>Tableau 6-6</b>	valeur des prédiction théorique et résultat expérimentaux	97
<b>Tableau 6-7</b>	comparaison des paramètres de calcul de l'effort tranchant de différentes méthodes	98

## Liste des notations

### Abréviations :

**ACI** : American Concrete Institute.  
**AFGC** : association française de Génie civil  
**BAEL** : béton armé aux états limites  
**EC2** : Euro code 2  
**ELS** : état limite de service  
**ELU** : états limites ultimes  
**FIB** : fédération internationale du béton  
**TFC** : tissu de fibre de carbone

### Notations :

$A_f$  : la section du composite  
 $A_t$  : la section des armatures transversales  
 $a_v$  : distance entre la charge et l'appui  
 $b_f$  : largeur de composite  
 $b_w$  : la largeur de la section  
 $d$  : hauteur utile de la section  
 $D$  : coefficient de distribution des déformations dans le composite:  
 $E_{fib}$  : le module d'Young des fibres  
 $E_m$  : le module d'Young de la matrice  
 $E_f$  : module de Young de composite  
 $E_s$  : module de Young de l'acier  
 $f_{c28}$  : Résistance du béton à la compression à 28 jours  
 $f_{cm}$  : résistance de calcul du béton à la compression  
 $f_{ck}$  : résistance caractéristique à la compression de béton  
 $F_e$  : la limite d'élasticité des armatures transversales  
 $f_f$  : la résistance en traction du matériau composite  
 $f_{fe}$  : résistance effective du tissu latéral  
 $f_{fib}$  : la résistance en traction de la matrice  
 $f_{fu}$  : résistance ultime en traction du composite  
 $F_{tj}$  : la résistance caractéristique à la traction du béton à age jour  
 $f_y$  : la résistance à la traction de l'acier des cadres  
 $h$  : hauteur de section  
 $h_f$  : hauteur de composite latérale  
 $h_{fe}$  : hauteur effective du composite latéral  
 $I$  : Moment d'inertie  
 $l_{fe}$  : longueur effective d'ancrage des bandes latérale du composite  
 $M_{ser}$  : moment fléchissant correspondant au calcul de l'ELU  
 $M_u$  : Moment fléchissant correspondant au calcul de l'ELS  
 $M_{Rd}$  : moment fléchissant résistant ultime  
 $ns$  : coefficient d'équivalence entre acier et béton  
 $nf$  : coefficient d'équivalence entre TFC et béton  
 $St$  : l'espacement des cadres  
 $S_f$  : espacement des bandes latérales de composite

$t_f$  : épaisseur du composite  
 $V_b$  : contribution individuelle du béton à la résistance à l'effort tranchant  
 $V_{cd}$  : contributions de l'acier à la résistance à l'effort tranchant  
 $V_f$  : contribution des composites à la résistance à l'effort tranchant  
 $V_s$  : contribution individuelle des armatures transversales, cadres, étriers et parfois les armatures tendues. à la résistance à l'effort tranchant  
 $V_{fib}$  : la fraction volumique de fibre  
 $V_m$  : la fraction volumique de la matrice  
 $VR$  : résistance à l'effort tranchant  
 $V_{wd}$  : contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant  
 $w_{fe}$  : largeur effective de bande du composite  
 $X$  : hauteur de l'axe neutre  
 $Y$  : distance de la fibre inférieure à la fibre neutre  
 $\alpha$  : l'angle entre la direction de cadres et l'axe horizontal de la poutre  
 $\theta$  : l'angles des bielles de béton avec la fibre moyenne (45o )  
 $\rho_l$  : le taux de renforcement longitudinal  
 $\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible dans le béton  
 $\sigma_{sr}$  : Contrainte admissible dans le TFC  
 $\sigma_f$  : contrainte de traction dans le TFC  
 $\sigma_{fd}$  : Contrainte en traction du composite pour calcul à l'ELS  
 $\sigma_{fe}$  : contrainte effective du composite  
 $\sigma_{fud}$  : : contrainte limite de calcul du composite  
 $\sigma_s$  : contrainte dans les armatures tendues  
 $\varepsilon_0$  déformation initiale dans le tissu (valeur virtuelle)  
 $\varepsilon_c$  déformation des fibres extrémités du béton comprimé  
 $\varepsilon_{fud}$  : l'allongement ultime de calcul du composite  
 $\varepsilon_{se}$  : déformation des armatures tendues  
 $\varepsilon_s$  : déformation élastique des armatures tendues  
 $\varepsilon_f$  : déformation du composite  
 $\varepsilon_{fe}$  : déformation effective du composite  
 $\varepsilon_{s2}$  : Déformation des armatures comprimées  
 $\tau_{lim}$  : contrainte limite de cisaillement

## INTRODUCTION ET PROBLEMATIQUE

Un ouvrage de génie civil est dimensionné à la base de la connaissance de l'état initial réel ou supposé où cette configuration évolue dans le temps. On constate généralement l'adjonction des nouveaux défauts de forme dues aux différentes pathologies d'origines physico-chimique (corrosion des aciers, vieillissement des matériaux ...), structurelles issues de faute de conception lors du dimensionnement ou lors de l'exécution et enfin à caractère accidentelle de type séisme et choc.

Ces défauts mettent en péril la sécurité de l'utilisateur, la conservation du patrimoine des infrastructures, ainsi que celle des monuments historiques.

La réhabilitation (réparation) des ouvrages en génie civil consiste à les protéger en assurant une meilleure étanchéité en limitant les corrosions, à chercher à compenser les pertes de rigidité ou des résistances dues à la fissuration, à les renforcer en améliorant les performances et la durabilité.

Si on cherche à savoir l'état de réhabilitation en Algérie, on trouve que la capitale seule compte plus de 25000 habitations vétustes. Ce chiffre est daté d'avant le séisme de 2003, comme il y a plus de 65 ouvrages d'art qui nécessitent un renforcement et/ou une réparation par an [1]. Le pays a connu aussi un large programme de réhabilitation tels que les cas des anciennes cités de la Kasba d'Alger et d'El kaser à Ouargla. Ce programme est le résultat des problèmes connus après le séisme de Zemouri en 2003. Les rapports d'expertises montrent l'état de vieillissement des ouvrages. A titre d'exemple pour le seul cas de la zone de Hamma/Hussein –Dey, plus de 95% du bâti est vétuste, selon le plan de (pos) élaboré au début des années 1980 par le (CNERU)<sup>1</sup>. Les questions qui étaient posées retiennent les méthodes et les techniques de réparation sachant que la main d'œuvre qualifiée est quasi inexistante. Les experts dénoncent les solutions rapides qu'ont connues les opérations de réparation sans main d'œuvre qualifiée qui sont à l'origine de malfaçons responsables d'importants dommages causés aux ouvrages [2].

Par ailleurs, un important problème concernant les structures dimensionnées selon les anciennes normes et qui doivent répondre aux nouveaux règlements qui sera proposé se pose. La question posée est de savoir s'il faut les démolir et les reconstruire de nouveau ou bien s'il faut les réparer dans la mesure où le coût des ouvrages neufs est de plus en plus élevé et les conditions de réparation de plus en plus difficiles.

---

<sup>1</sup> Centre national des études et recherches en urbanisme

Face à cette situation, il est intéressant de chercher une technique de réparation qui répond à toutes les exigences.

Il est à rappeler que le choix de la méthode de réparation et des matériaux à mettre en œuvre sont défini en fonction de la nature de l'importance des désordres constatés, en tenant compte des critères économiques des matériaux de construction, des conditions de chantier et des contraintes du site.

Les différentes méthodes de réparation ou de renforcement structural fréquemment mises en œuvre consistent à projeter du béton fibré ou non, à plaquer et à coller des tôles en acier suivant le procédé de l'Hermite, et à appliquer des précontraintes additionnelles avec des armatures précontraintes (câble ou composite) [3].

Ces techniques classiques ont montré leurs limites sur le comportement à long terme (oxydation des tôles d'acier, durabilité du béton projeté, poids lourd, ...). Par ailleurs, la rentabilité d'une opération de maintenance est conditionnée par sa durabilité, et donc, par la baisse des fréquences d'interventions.

La technique de renforcement par le collage extérieur in situ de composite de type textile – polymère, récemment mise au point, appelée aussi (**FRP** composé plastique renforcés de fibre d'après la traduction anglaise de «fibre reinforced plastics») se présente comme une alternative intéressante aux techniques traditionnelles de renforcement de structure.

Afin de tester la fiabilité du procédé une étude expérimentale du comportement en service de onze poutres en béton et en béton armé prés fissurés puis renforcés par des plaques et bande en tissu de fibre de carbone qui sont collés selon différentes configurations a été menée durant cette recherche.

L'étude s'est déroulée suivant deux axes principaux :

- Une recherche bibliographique étalée sur 3 chapitres
- Une étude expérimentale détaillée aux chapitres 4 et 5

## **A- partie bibliographique de trois chapitres**

### **Chapitre 1 :**

Dans le premier chapitre une présentation rapide des propriétés des matériaux composites se limitant seulement au cas des fibres de carbone et du polymère époxy, ainsi que l'influence

des différents procédés de mise en œuvre sur les techniques de renforcement par des matériaux composites a été effectuée tout en donnant une importance particulière au cas qui nous intéresse (stratification directe de tissus secs). Ceci afin d'établir un état de connaissances détaillé sur le procédé et aussi pour justifier notre choix.

### **Chapitre 2 :**

L'objectif de ce chapitre est de montrer la contribution apportée par les recherches effectuées dans le domaine de renforcement des poutres en béton armé renforcées extérieurement par matériaux composites d'une part et d'autre part. Ceci va nous permettre de prendre en considération et/ou d'éviter les problèmes rencontrés par ces chercheurs dans l'élaboration de notre travail expérimental.

### **Chapitre 3 :**

Ce chapitre est consacré à la présentation des méthodes de calcul de type réglementaire et de faire une comparaison entre les deux recommandations (FIB)<sup>2</sup> et (AFGC)<sup>3</sup> vis-à-vis de la résistance au moment de flexion. Les contributions de composite à la reprise de l'effort tranchant données par différents auteurs sont comparées.

## **B- Partie expérimentale de trois chapitres :**

### **Chapitre 4 :**

Ce chapitre rassemble la méthodologie adoptée pour l'expérimentation (caractérisation des matériaux et des constituants, composition des bétons, préparation et dimensionnement des spécimens, procès technologique du collage du TFC, déroulement des essais, moyens de mesure).

### **Chapitre 5 :**

Ce chapitre est consacré à la présentation, la discussion et l'analyse des résultats expérimentaux.

### **Chapitre 6 :**

Ce dernier chapitre consacré à l'analyse théorique et analytique ou des comparaisons est entrepris entre les résultats expérimentaux mesurés et ceux donnés par les calculs théoriques

---

<sup>2</sup> FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON.

<sup>3</sup> ASSOCIATION FRANÇAISE DE GENIE CIVIL.

## **Chapitre 1**

### **État de connaissances sur les matériaux composites**

1-1-Introduction

1-2-Description et constituants des matériaux composites

1-3-Conception de système de renforcement par composite :

1-4-Les différents procédés de mise en œuvre

1-5-Influence de l'environnement sur le comportement des composites

1-6-Propriétés mécaniques des matériaux composites

## **Chapitre 1** **État de connaissances sur les matériaux composites**

### **1-1.Introduction**

Les matériaux composites suscitent depuis plusieurs années un intérêt grandissant qui dépasse largement le stade de la simple curiosité technique et qui est attesté par la multiplication de réalisations industrielles. Suite au succès enregistré dans le domaine de l'aéronautique et du spatial et grâce aux recherches menées ces dernières années, l'usage des matériaux composites s'implante et se diffuse de plus en plus dans le domaine de génie civil.

### **1-2.Description et constituants des matériaux composites :**

Un matériau composite signifie que deux ou plusieurs matériaux sont combinés à l'échelle macroscopique pour former un troisième matériau [4].

Dans le domaine du génie civil, les matériaux composites unidirectionnels sont les plus utilisés. En fait, on appelle de façon courante matériau composite unidirectionnel des arrangements parallèles des fibres continues ou non d'un matériau résistant appelé « le renfort » qui est noyé dans une matrice « résine » dont la résistance est beaucoup plus faible [5]. Afin de comprendre et cerner la problématique de la conception des matériaux composites on répond dans ce qui suit aux trois questions suivantes :

1- les avantages ? 2- les constituants ? 3- les propriétés ?

#### **1-2.1.Avantages :**

L'utilisation des matériaux composites apporte de nombreux avantages en terme de propriétés des matériaux. En effet, le but de leur fabrication est de profiter des bonnes propriétés de chaque constituant afin d'en former un qui sera mieux adapté à certaines applications [4-6].

Voici un bref résumé des avantages et des inconvénients reliés à l'utilisation des composites comme matériaux de construction :

- Rapport résistance- poids très élevé.
- Très grande rigidité.
- Résistance a la fatigue acceptable.
- Résistance à la corrosion.
- Facilité de mise en place.
- Possibilité d'optimisation (choix de renforcement, direction).
- Multifonctionnalité (résistance mécanique, résistance à l'eau et a la corrosion, etc.).

#### **1-2.2. Inconvénients:**

- Coût relativement élevé du produit de base jusqu'a 10 fois le coût de l'acier pour une masse identique.
- Connaissances limitées sur leurs propriétés à long **terme**, notamment en ce qui concerne :
  - l'adhérence à l'interface béton- composite
  - Manque de ductilité.

-Absence de normes de design.

On note également que ces dernières années le coût ne devient plus un grand problème en raison de :

- le développement qu'a connu l'industrie des composites durant les trois dernières décennies et la crise qu'a traversée l'industrie aéronautique depuis le début des années 90, ce qui avait comme conséquence une baisse des prix des composites (voir figure1-1).
- dans les applications traditionnelles, les matériaux ne représentent que 20% des coûts, alors que la main-d'oeuvre en représente 80 %. Ainsi, si l'on considère le coût total des travaux, il peut être possible de faire des économies sur la main-d'oeuvre, puisque les matériaux composites sont plus faciles à installer que l'acier. L'utilisation des matériaux composites peut donc devenir compétitive sur le marché [6],[7].

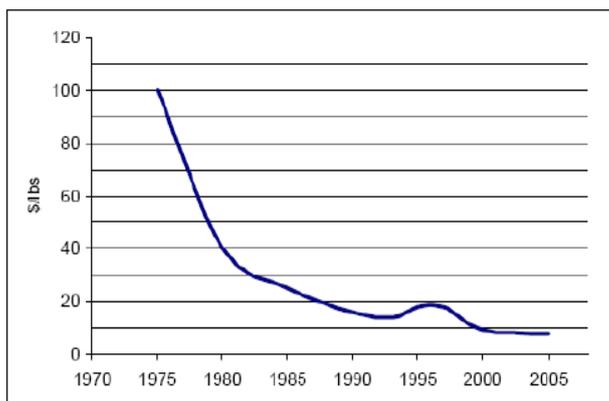
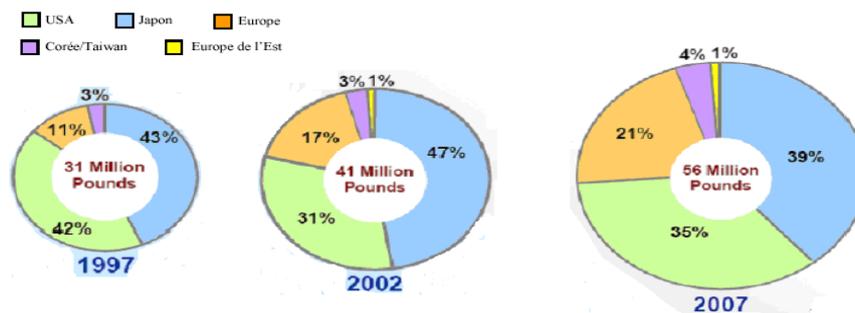


Fig (1-1) : Evolution de la production mondiale des composites et conséquences sur les prix

**1-2.3.Les constituants :**

Les matériaux composites de part leurs constituants sont résumés dans la figure (1-2) [4], [8].

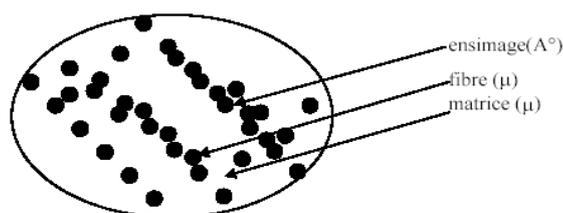


Fig (1-2) : principaux constituants d'un matériau composite

### 1-2.3.1. Les matrices :

Ce sont des résines isotropes qui ont pour rôle de [9] :

- lier les fibres renforts
- Répartir les contraintes encaissées
- Apporter la tenue chimique de la structure
- Donner la forme désirée au produit

Ces résines qui sont des polymères se distinguent en deux grandes catégories selon leur structure [9-3] :

1. les polymères thermodurcissables (TD) : ce sont les plus utilisés dans le domaine de génie civil et sont en général associés avec des fibres longues : par exemple le polyester, le vinylester, l'époxy et le phénolique.
2. les polymères thermoplastiques (TP) renforcés de fibres courtes.

#### Matrices époxy

Les polymères époxy sont des résines thermodurcissables et qui réticulent de façon irréversible. Les polymères époxy sont transformés à l'aide de durcisseurs et d'accélérateurs afin d'obtenir une structure macromoléculaire tridimensionnelle. Parmi les durcisseurs, les amines aliphatiques permettent le durcissement à température ambiante. La polycondensation du système pré polymère époxyde/agent réticulant (durcisseur) conduit à la formation d'un réseau amorphe tridimensionnel. La réaction de réticulation peut se faire à froid avec des amines aliphatiques ou à chaud avec des amines aromatiques (figure 1-3).

En général, les polymères **durcis** à **chaud** possèdent de meilleures caractéristiques mécaniques que ceux durcis à froid [10].

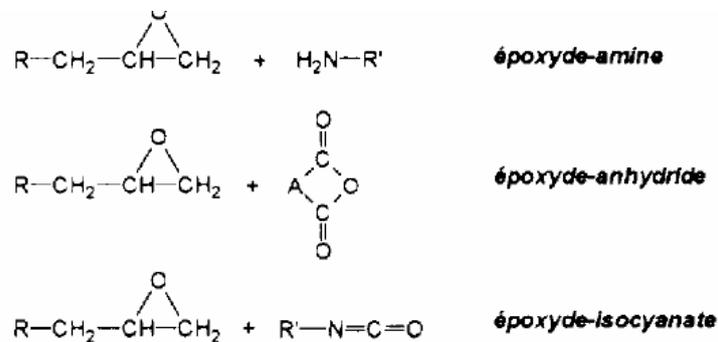


Fig (1-3) : principaux durcisseurs utilisés

L'un des principaux avantages des polymères époxy provient de la réaction de polyaddition. Par définition, cette réaction se fait sans perte de matière et présente ainsi un faible retrait avec la possibilité d'obtenir par coulée, des masses très importantes. La faible absorption d'eau et l'absence de post-retrait assurent au polymère une bonne résistance aux divers agents chimiques. Ces deux propriétés permettent d'obtenir une protection importante contre la corrosion [10].

#### Propriété mécanique de polymère époxy :

Les polymères époxy ont de bonnes propriétés en traction, en flexion et en compression. Seule, la résistance aux chocs est un point faible (voir tableau 1-1.). La dureté sera plus ou

moins élevée en fonction de la compacité du réseau tridimensionnel et de la présence d'adjuvants [3].

Résistance à la traction (MPa)	50 à 80
Module de traction (GPa)	3 à 10
Allongement à la rupture (%)	1 à 1,5
Résistance à la compression (MPa)	140 à 150
Résistance au choc (MPa)	7 à 10 KJ/m <sup>2</sup>

Tableau (1-1) : Caractéristiques mécaniques des résines époxydes

Les principales caractéristiques des époxys sont :

- une adhérence remarquable sur tous les types de support,
- une bonne résistance à la chaleur liée à T<sub>g</sub>,
- une relative neutralité vis-à-vis de l'organisme,
- une excellente résistance chimique aux huiles, aux hydrocarbures, à l'eau.

De plus, les polymères époxy montrent une mauvaise résistance chimique à l'acide nitrique et à l'acide sulfurique, aux cétones et un faible reprise d'humidité mais une excellente tenue à la fatigue [3].

#### 1-2.3.2. Additifs et charges :

Différents produits peuvent être incorporés à la résine pour lui conférer des caractéristiques particulières. Les quantités de produits peuvent varier de quelques dizaines de pourcentage dans le cas de charges à quelques pourcentages et moins dans le cas d'additifs. Les propriétés particulières qui peuvent généralement être améliorées portent sur les résistances mécaniques (compression) et les propriétés de mise en œuvre (tixotropie). Nous pouvons ainsi citer en exemple les charges renforçantes qui se présentent sous formes sphériques (microbilles de verre) ou non sphériques (écailles de mica), les charges non renforçantes qui ont pour rôle de diminuer le coût de la résine et peuvent contribuer à l'augmentation de certaines propriétés (masse volumique, dureté, module d'élasticité).

Il est important de noter que l'ensemble de ces ajouts modifient les propriétés physiques et mécaniques des résines [8].

#### 1-2.3.3. les fibre de renfort :

La fibre est constituée de plusieurs filaments élémentaires dont les diamètres varient entre 5 µm et 25 µm, allant de la particule de forme allongée à la fibre continue qui donnent au matériau un effet de résistance orientée [11] et contribuent à améliorer la résistance mécanique et la rigidité des matériaux composites. Les trois grandes familles de fibre actuellement utilisées sont : le carbone, l'aramide et le verre [9].

#### La fibre de carbone :

Le graphite a une structure hexagonale d'atome de carbone disposé en plan cristallographique parallèle. Les plans sont décalés de telle sorte qu'un atome de carbone se projette au milieu

d'un hexagone des plans voisins. Les liaisons entre atomes de carbone des plans voisins sont faibles, et confèrent au graphite de bonnes propriétés de conduction thermique et électrique. Par contre les liaisons entre atomes voisins d'un même plan sont fortes et donnent au graphite des propriétés mécaniques élevées dans la direction parallèle au plan cristallographique [12].

### Élaboration de fibre de carbone

- les meilleures fibres sont produites à partir de fibre organique de POLYACRYLONITRILE ou PAN
- les fibres bas de gamme sont préparées à partir de BRAI [13].

#### 1- a partir des fibres acryliques :

Les fibres de carbone sont élaborées à partir d'un polymère de base appelé précurseur se présentant lui-même sous forme de fibres acryliques élaborées à partir du poly acrylonitrile (PAN) [8]

Pour produire le carbone avec le PAN nous procédons comme suit :

- on dissout le polymère dans un solvant
- il s'écoule ensuite à travers une fibre pour donner une fibre coagulée
- on procède à l'oxydation sous atmosphère d'azote à 300°
- dans les fours à pyrolyses, on procède à la carbonisation et à la graphitisation. on favorise ainsi le départ des atomes d'hydrogène, d'azote et d'oxygène (température 1800°c toujours sous azote)

Après extraction de ces produits volatiles, il ne reste plus que les atomes de carbone. Il ne subsiste alors que la chaîne hexagonale des atomes de carbone. On obtient des filaments noirs et brillants de structure graphitique (97% à 98% de carbone) [13].

Nous donnons dans ce qui suit quelques explications sur les procédés de production de carbone avec le PAN

**L'oxydation :** Les fibres acryliques étant fusibles, la phase d'oxydation a pour but de supprimer artificiellement le point de fusion. Cette opération est effectuée en chauffant les fibres à environ 300°c en atmosphère d'oxygène. Il se produit alors une oxydation conduisant à une réticulation des chaînes moléculaires et à la création d'un réseau tridimensionnel [8]

**La carbonisation :** Le but de cette étape est de débarrasser la chaîne moléculaire en chauffant progressivement les fibres réticulées de 300°c à 1110°c environ. Alors il y a élimination de l'eau et de l'acide cyanhydrique. Seuls le carbone est conservé dans la chaîne.

Après cette phase les fibres donnent de bonnes caractéristiques mécaniques et sont alors dénommées fibre HR (haute résistance) ou fibre HT (haute ténacité) [8].

**La graphitisation :** Cette phase est utilisée lorsque l'on souhaite obtenir des fibres à module de Young élevé, en effectuant à la suite de la carbonisation une pyrolyse des fibres en atmosphère inerte jusqu'à 2600°c ou à des températures supérieures.

La graphitisation provoque une réorientation des réseaux hexagonaux de carbone suivant l'axe de la fibre ce qui aboutit à une augmentation du module d'Young et à une diminution de la contrainte à la rupture suivant le taux de graphitisation. On obtient des fibres HM (fibre à haut module) ou des fibres THM (à très haut module) [8]

Le traitement de surface : il consiste en un traitement de surface par oxydation ménagée en acide (nitrique ou sulfurique). Cette phase a pour objet d'accroître la rugosité des filaments ainsi que la nature des liaisons chimiques afin d'améliorer la liaison fibre - résine [8]

Le schéma de la figure (1-4) présente toutes les étapes [14]

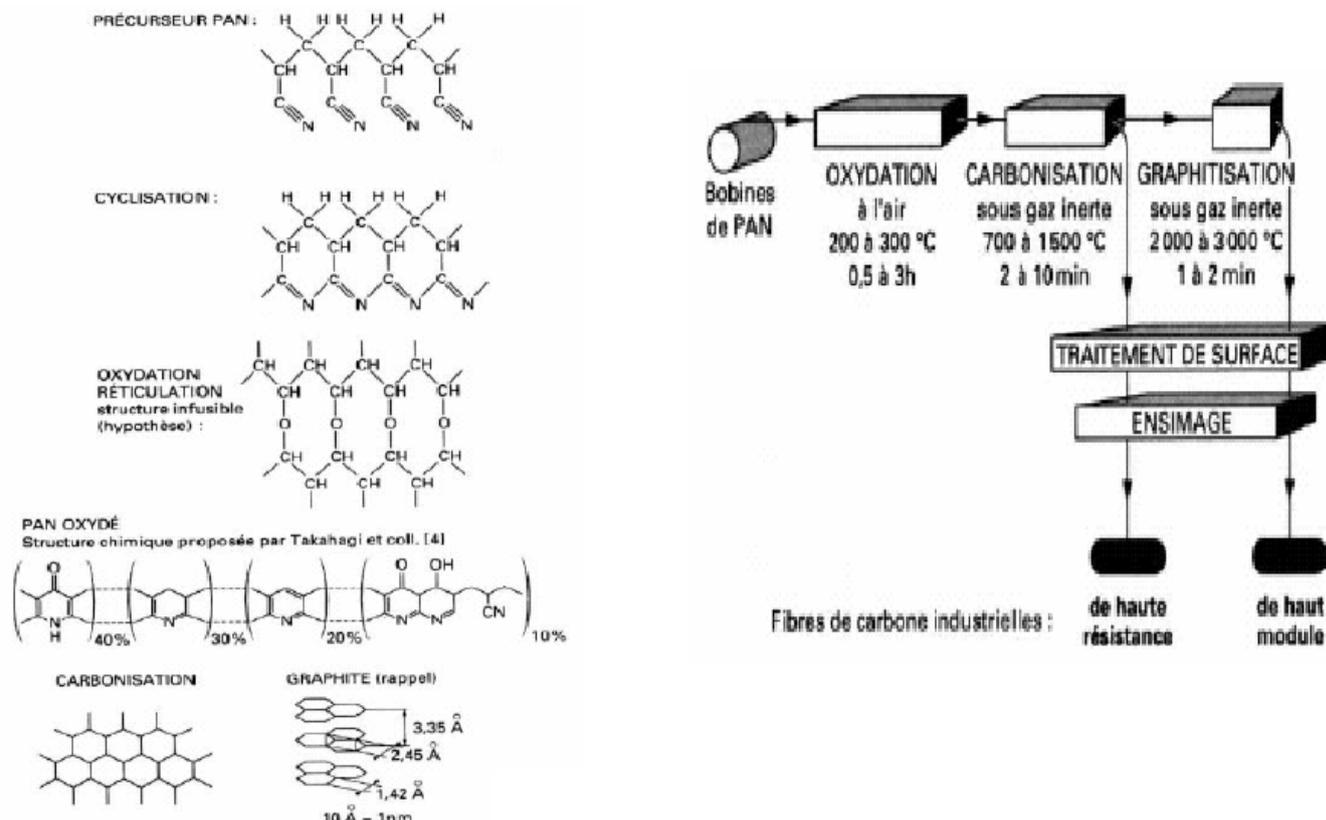


Fig (1-4) : Etape schématique de la fabrication des fibres de carbone exemple de PAN

## 2- À partir de du précurseur brai :

Le brai est un résidu de raffinerie issu du pétrole ou de la houille dans ce procédé le brai est chauffé à 350°C - 450°C pour obtenir un mésophase (intermédiaire entre liquide et carbonisé, et en fin pyrolyse à des température supérieur à 2000°C pour obtenir des fibres haut module. Les avantages de ce nouveau procédé sont :

- un rendement massique : précurseur/filament de l'ordre de 80% (50% pour le procédé PAN)
- une vitesse de graphitisation plus élevée
- une matière première bon marché.

## Avantages

Les fibres de carbone bénéficient de caractéristiques mécaniques et de propriétés physiques très intéressantes [13], [14]:

- absorption des vibrations
- grande stabilité dimensionnelle
- très bonne tenue en température (grande résistance à l'usure)

- dilatation thermique nulle
- grande stabilité thermique (sont pratiquement incombustibles)
- bonne conductivité thermique et électrique
- grande résistance à la corrosion vis-à-vis des acides, des bases des sels et des produits organiques
- transparence aux rayons x
- bonne tenue à l'humidité
- usinage aisé
- faible densité

### **Inconvénients**

- prix très élevé
- précaution à prendre dans la mise en œuvre (fibre cassante)
- tenue limitée aux chocs et à l'abrasion
- mauvais comportement chimique avec oxygène à 400°C, acide oxydant chaud

### **Le tissage :**

Les fibres sont filées comme coton. La qualité du fil est proportionnelle à la quantité de fibres exprimée en milliers, qui le compose. Par exemple le fil de carbone 3K (3000fibre) est 3 fois plus résistant qu'un fil de 1K, mais il est également trois fois plus lourdes.

Ce fil est ensuite tissé. L'apparence de ce tissu de carbone dépend de la taille du fil et de la méthode de tissage [15]. Le tableau 1-2 dresse une comparaison des caractéristiques de tissu de fibre de carbone par rapport aux autres tissus :

Caractéristique	Tissu fibre de verre	Tissu en fibre d'aramide	tissu en fibre carbone
<b>Résistance à la traction</b>	très bonne	très bonne	Très bonne
<b>Résistance à la compression</b>	Bonne	faible	Bonne
<b>Résistance à la fatigue statique</b>	Faible	Bonne	Excellente
<b>Raideur</b>	Faible	Grande	Très grande
<b>Résistance à la fatigue cyclique</b>	Assez bonne	Bonne	Excellente
<b>Densité</b>	Assez faible	Très faible	Faible
<b>Résistance au produit chimique</b>	Faible	Bonne	Très bonne
<b>Côût</b>	Bon	Assez cher	Cher

Tableau (1-2) : comparaison des propriétés de tissu en fibre de carbone par rapport aux tissus de verre et d'aramide

Ce tableau permet de voir pourquoi la fibre de carbone est souvent la plus retenue pour la confection d'un composite [16].

### **1-3. Conception de système de renforcement par composite :**

Le principe de la technique de renforcement par composite est résumé dans la figure 1-5 [17].

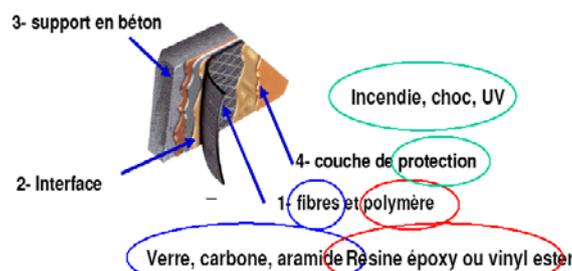


Fig (1-5) : conception de système

#### 1-4. Les différents procédés de mise en œuvre :

Toute mise en œuvre de matériaux composites sur une structure endommagée nécessite d'abord un ragréage de la surface à réparer. Celle-ci doit être plane et propre. Dans la plupart des cas, une injection de fissure et un traitement de surface par sablage sont réalisés.

##### 1-4.1. Mise en œuvre par moulage au sac :

Les tissus pré imprégnés sont obtenus en usine à partir de tissus secs (cas des tissus multidirectionnels) ou à partir de fils de carbone joints sous forme de nappe (cas des tissus unidirectionnels), sur lesquels est déposé un excès de résine. Le produit, avant utilisation, est conservé à froid, généralement à  $-18\text{ }^{\circ}\text{C}$ , pour éviter la polymérisation de la résine, avant d'être ramené à la température ambiante pour être utilisable.

Le principal avantage de cette méthode est la quasi absence de bulles dans le renfort en composite après polymérisation.

Le principal problème d'un tel procédé réside dans la phase de la remontée à la température ambiante et dans les difficultés matérielles pour assurer de bonnes conditions de polymérisation sur chantier [18].

##### 1-4.2. Mise en œuvre par enroulement filamentaire :

La fibre est produite sous forme de fibres continues de très grande longueur. Elle est déposée et enroulée régulièrement autour d'un mandrin. La longueur de fibres continues peut varier de 600 m à 5 km (soit 0,8 g au mètre linéaire). Ce procédé de renforcement est naturellement limité aux colonnes ou aux pylônes. Le principal avantage de ce procédé est l'automatisation complète du système de pose. Son principal inconvénient est le fait qu'une pose manuelle est nécessaire pour renforcer les extrémités des piles et des colonnes et que cette méthode demande en outre du temps et des manipulations importantes pour installer le matériel [18].

##### 1-4.3. Le collage de plaques composites :

Les plaques composites sont obtenues à partir des fibres continues qui sont enduites par passage en continu dans un bain de résine. L'ensemble des mèches pré imprégnées passe ensuite dans une filière où l'excès de résine est éliminé, puis dans un four de polymérisation. Les produits finis se présentent sous forme de bandes ou de joncs, plus ou moins rigides suivant les épaisseurs et les diamètres.

À partir de ces bandes pultrudées, la technique de renforcement est similaire à celle du plat collé métallique selon le procédé L'Hermitte.

L'avantage de cette méthode est la facile extrapolation des résultats obtenus par le collage de tôles d'acier à ceux obtenus avec des produits pultrudés également collés, la technique du renforcement restant la même.

Cependant, l'inconvénient par l'utilisation de cette technique, comme celle du plat collé métallique, permet difficilement de maîtriser les épaisseurs de colle en raison de la rigidité des aciers et des composites. Les fibres de carbone permettent comme beaucoup de fibres longues de fabriquer des tissus [18].

#### 1-4.4. Mise en œuvre par stratification directe de tissus sec :

Les fibres de carbone permettent comme beaucoup de fibres longues de fabriquer des tissus de différentes formes et tailles. Ces tissus sont obtenus par assemblage des fibres orienté à  $90^\circ$  dans la chaîne et dans la trame de manière à créer une armure souple et déformable.

Généralement les tissus sont des tissus bidirectionnels à sens de résistance privilégié dans la chaîne constituée de 70% de fibres dans le sens de la chaîne et de 30% de fibres dans le sens de trame (figure 1-6) [19].

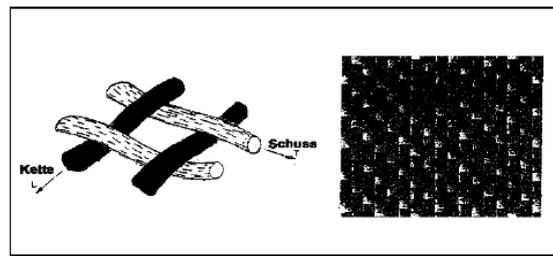


Fig (1-6) : tissu en fibre de carbone

Le repérage du sens privilégié est simple dans la mesure où le tissu est livré en largeurs standard et que le sens de meilleure résistance est le sens longitudinal du coupon. De ce fait il est important d'indiquer sur les plans d'implantation des renforcements l'orientation de pose du tissu.

Le renforcement des structures à partir d'un tissu sec se fait in situ par la pose de ce dernier sur une couche de résine qui recouvre l'élément à renforcer et qui sert de liant. Après marouflage, une couche de résine de fermeture permet de parfaire l'imprégnation.

Ce procédé nécessite l'utilisation d'une résine synthétique à imprégner le tissu et à assurer la liaison avec le support à renforcer. Les résines utilisées sont des colles bi composant (résine+durcisseur). La consommation moyenne d'adhésif varie suivant la nature de l'état de surface du support. La durée pratique d'utilisation des mélanges dépend de la qualité de mise en œuvre (effet de masse) et de la température ambiante (exotherme). La vitesse de durcissement après l'application, liée à la température ambiante conditionnée au délai avant de mise en service [20].

Le faible poids spécifique du tissu de fibre de carbone, associé à la grande souplesse des textiles, présente de **nombreux avantages** parmi les quels on peut citer :

- la souplesse du composite permet le parfait moulage aux irrégularités de forme du support

- contrairement aux armatures composites rigides, le tissu est directement stratifié sur l'élément de structure. Au lieu de deux interfaces (structures - colle et colle - composite), le procédé présente une interface unique (structure - composite matricé) ce qui garantit une distribution plus homogène des contraintes de cisaillement
- les conditions de mise en œuvre, sans manutention de lamelles en plaques encombrantes, ni besoin de pression de plaquage, se prêtent à tous les sites, même les plus difficiles d'accès ; la possibilité d'assurer la continuité de l'armature par simple recouvrement permet de réaliser des superpositions de plusieurs couches, des croisements de bandes, etc [21]
- Quant à leur durabilité et à leur résistance, elles ne subissent pas de corrosion ni d'autres attaques chimiques. Elles offrent une meilleure résistance au feu et à la fatigue [22].
- Face au feu, que le renfort soit fait avec des platines en acier ou avec des lamelles, la ruine est provoquée par la dégradation de la résine époxy. Mais l'acier se dégrade beaucoup plus vite et présente des risques de chutes par décollement. Les CFRP, par contre, restent accrochées plus longtemps et la transmission de chaleur est moins rapide que dans l'acier ; de plus, comme elles sont légères, les risques d'accident sont écartés [22].
- En utilisant des polymères qui polymérisent à température ambiante, il est possible de réaliser une stratification directe, en respectant les étapes suivantes
  - préparation de la surface, application de la couche primaire
  - application d'une première couche de polymère époxyde
  - application d'une première couche de tissus secs
  - application d'une seconde couche de polymère époxyde, protection, finition.

## 1-5. Influence de l'environnement sur le comportement des composites :

### 1-5.1. Température :

Les performances des composites sont principalement conditionnées par l'adhésif. En revanche, le point important concerne la température de transition vitreuse  $T_g$  qui est de l'ordre de  $30^\circ\text{C}$  à  $80^\circ\text{C}$ , pour les époxy polymérisant à froid. Elle peut atteindre une valeur importante voisine de  $170^\circ\text{C}$ . Les propriétés mécaniques sont directement liées à la  $T_g$  puisque cette dernière dépend de la rigidité des chaînes polymères. Les équations 1 et 2 relient les propriétés mécaniques à la densité de réticulation  $\rho$ : [3], [23].

$$\left. \begin{aligned} G &= RT \rho / M_c \text{ (module de cisaillement)} \\ E &= 3RT \rho / M_c \text{ (module d'Young)} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} R &: \text{contrainte des gaz parfait} \\ \rho &: \text{la densité de réticulation} \\ T &: \text{température absolue} \\ M_c &: \text{masse molaire entre noeud} \end{aligned}$$

Les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de seuil de température (figure 1-7) pour éviter une rupture issue de l'adoucissement de l'adhésif ou de la résine. La température maximale de service doit être inférieure à  $T_g$  [3].

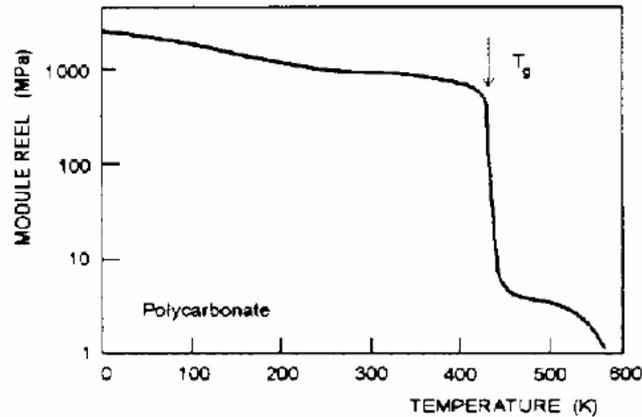


Fig (1-7) : Evolution des propriétés mécaniques en fonction de la température

Pour des conditions de fiabilité, le composite doit être utilisé dans les conditions de température  $T$  définies comme suit :  $-20 < T < T_g - 10^\circ\text{C}$ . Cette remarque complète les recommandations de L'AFGC qui soulignent que  $T_g$  ne doit pas descendre en dessous de  $45^\circ\text{C}$ .

MORCHAT et coll ont montré que la post-cuisson améliore les propriétés mécaniques du matériau.

Une température élevée pourrait réagir comme une post-cure sur la résine et donc augmenter  $T_g$ . En revanche, l'absorption d'humidité par les résines va conduire à une diminution de  $T_g$ . Pour une structure sensée résister à une température élevée (mais inférieure à  $T_g$ ), deux choix sont possibles :

- Utiliser une résine avec une cure en froid mais ayant une haute  $T_g$  initiale.
- Utiliser une résine à une  $T_g$  améliorée après une post-cure [23]

### 1-5.2.Humidité :

La résine de la matrice absorbe l'eau. La quantité d'eau absorbée dépend du type de résine et de la température de l'eau. Les deux conséquences immédiates en sont la réduction de la température de transition vitreuse et l'adoucissement de la résine.

Dans le cas d'une résine époxy, ces deux phénomènes sont partiellement réversibles lors du séchage [24].

### 1-5.3.Influence de l'ultraviolet :

Les ultraviolets peuvent produire une réduction de la transmissibilité des rayons lumineux. La couleur du composite peut changer. Ce changement de couleur ou décoloration est dû à l'influence des rayons ultraviolets sur la résine de la matrice qui n'implique aucune dégradation structurale et physique.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux composites sont très légèrement influencées par les rayons ultraviolets [24].

### 1-5.4.Fluage, corrosion sous contrainte :

Le fluage des composites à fibre de carbone n'est pas un facteur déterminant pour le dimensionnement du renforcement d'éléments structuraux, car les structures renforcées ont généralement déjà subi leur propre fluage.

L'atmosphère ou l'environnement ambiant est en général insuffisant pour causer une corrosion du composite. Néanmoins, il peut y avoir corrosion lorsque le composite est soumis à un certain niveau de contrainte. Ce phénomène est dépendant du temps, du niveau de contrainte, du type de matrice et de la fibre.

Les fibres de carbone n'en sont que très légèrement affectées, lorsque le niveau de contrainte reste inférieur à 80% de la résistance ultime. Les niveaux de sollicitations réels des composites en place sont tels que les risques sont très limités [24].

### 1-6. Propriétés mécaniques des matériaux composites :

Dans les matériaux composites, les fibres reprennent principalement des efforts. Dans la direction des fibres la matrice transfère les contraintes entre les fibres et les protège. D'après la FIB (FIB bulletin 14, 2001), les propriétés mécaniques des matériaux composites unidirectionnels peuvent être estimées par les équations suivantes :

$$E_f = E_{fib} V_{fib} + E_m V_m$$

$$f_f = f_{fib} V_{fib} + f_m V_m$$

où :

$E_f$  : le module d'Young du matériau composite dans le sens des fibres

$E_{fib}$  : le module d'Young des fibres

$E_m$  : le module d'Young de la matrice

$V_{fib}$  : la fraction volumique de fibre

$V_m$  : la fraction volumique de la matrice

$f_f$  : la résistance en traction du matériau composite

$f_{fib}$  : la résistance en traction de la matrice

Notons que dans ces équations  $V_m + V_{fib} = 1$

La fraction volumique  $V_{fib}$  typique est de l'ordre de **0.6 - 0.65**. La résistance et le module d'Young des fibres sont plus importants par rapport à ceux de la matrice. Le comportement mécanique des matériaux composites est donc piloté par les propriétés mécaniques des fibres et la quantité de fibres (fraction volumique) [18].

## **Chapitre 2**

### **Revue et littérature sur le renforcement des poutres en béton armé**

2-1-Repère historique

2-2-Etat de l'art

2-3-Conclusion

## Chapitre 2

### Revue et littérature sur le renforcement des poutres en béton armé

#### 2-1. Repère historique :

Le but de cette section est de décrire brièvement les contributions importantes au développement des connaissances dans le domaine de renforcement par matériaux composites des poutres en béton armé rapportés dans la littérature.

##### 2-1.1. Rappel historique sur la technique de renforcement :

La technique de renforcement, date depuis longtemps presque à partir de l'existence de la structure elle-même. Dans les anciens temps quand il n'y avait que des connaissances limitées sur les structures ces dernières ont été renforcées par l'insertion des membres supplémentaire comme supports ou pour augmenter les dimensions figure(2-1); méthodes qui sont encore utilisées aujourd'hui. Mais Avec le développement qu'a connu le domaine de la construction la méthode devient plus sophistiquée.

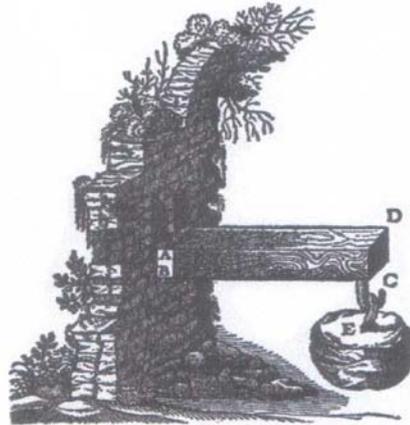


Fig (2-1) : Illustration de l'essai de flexion d'après Galilée

L'histoire de la technique de collage par plats collés a connu un grand développement avec l'apparition de l'utilisation de l'adhésif dans la première moitié du  $xx^{\text{ème}}$  siècle avec le développement des activités aéronautiques et de la chimie de synthèse. L'utilisation du collage dans le domaine de la construction puis du génie civil n'a commencé à être utilisée qu'après la seconde guerre mondiale avec l'apparition des composants adhésifs susceptibles de polymériser à froid.

Les premières utilisations du fait de la faible résistance des composés étaient le collage de certains matériaux de seconde œuvre tel que le carrelage. Plus tard avec l'apparition de composants offrant des pouvoirs adhésifs importants et de très bonnes résistances mécaniques l'utilisation des adhésifs s'est développée dans le domaine de renforcement et la réparation des structures.

L'Hermite s'est intéressé, dès le début des années soixante, à l'utilisation de ces composés adhésifs polymérisant à froid pour associer du béton à des composants d'acier disposés extérieurement.

Il a développé en 1967 pour la première fois la technique de renforcement ou réparation des structures en béton par collage de matériau à haute résistance par rapport au béton plus précisément le collage en plat collé en acier [25], [26].

Depuis ce temps là la technique a fait l'objet de nombreux thèmes de recherches semblables aux principes utilisés dans cette méthode. Des groupes d'industriels et de laboratoires de recherches ont développée la technique de renforcement des structures en béton, en acier et en bois par imprégnation et collage d'un tissu sec à base de fibres de carbone **frp**.

L'utilisation de ces matériaux pour le renfort externe de la structure en béton de pont a commencée dans les années 80, d'abord comme produit de remplacement à la liaison en plat d'acier.

La technologie pour l'adaptation ultérieure externe a été développée principalement dans le Japon (feuille s'enveloppant) et en Europe (collage en stratifié) [27].

### 2-1.2. Constructeur et construction :

Le collage de composite pour la réparation ou le renforcement des structures en béton, en bois et en maçonnerie est utilisé avec succès en Europe en Asie et en Amérique du Nord. Donc l'application de cette technique dans les infrastructures est devenue de plus en plus nécessaire pour augmenter la durée de vie en service. Des cas de réparation ont été recensés dans quelques pays :

**1982. Ryabak. M. Varsovie:**renforcement des dalles du viaduc de la gare de Varsovie [26].

**1992. Raithby K.D, Angleterre :** le renforcement de pont sur l'autoroute M5 à Quinton [26].

**1992. MEIER et coll, Suisse :** rapportent le cas du pont de l'Ibach à Lucerne. Un câble de précontrainte en acier s'étant rompu lors de travaux sur l'ouvrage, ce pont en poutre caisson a été renforcé par le collage de bandes de fibres de carbone sous la section endommagée. Le coût total des travaux, entièrement réalisés de nuit **afin** de minimiser les effets sur le trafic dans les voies situées sous l'ouvrage, s'est avéré avantageux [6].

**1992 ROSTASY et coll. Allemagne :** mentionnent le renforcement, par l'intérieur, des poutres caissons du pont de Kattenbush,. Des plaques de fibres de carbone ont été collées sur la surface de béton afin d'augmenter la résistance en flexion et la capacité portante de l'ouvrage [6].

**En France,** Plus de 20 000 m<sup>2</sup> de TFC ont été posés par Freyssinet de 1995 à 2001. Voici quelques exemples montrant la diversité des applications :

**1996:** la première application du TFC a été réalisée et son objet consistait en la réparation de poutre préfabriquée précontrainte par fils d'adhérent qui forme le tablier d'un passage supérieur sur l'autoroute A10 [26].

**1997.** Renforcement de plancher : immeuble de la Fondation Cartier à Paris.

**1998.** renforcement de dalles et de poutres : parking Résidence de France à Montpellier

**1999.** Renforcement de dalles et de poutres : supermarché Prisunic à Paris [21].

**Au Japon :** Aujourd'hui il y a plus de 1000 dalles et des poutres de ponts en béton et en acier qui ont été renforcées extérieurement par composite [27].

### **2-2.Etat de l'art :**

Plusieurs publications regroupent l'état de l'art sur le sujet de renforcement des poutres en béton armé par composites. Les paragraphes suivants donnent une description d'un examen des études, plus importantes sur notre sujet.

Pour simplifier la lecture de ces études nous commençons par l'étude d'un comportement de poutre renforcée et les problèmes liés à cette poutre pour montrer la contribution et l'évolution apporté par les différents auteurs.

### 2-2.1. Comportement mécanique d'une section de poutre renforcée :

Le matériau composite est un matériau élastique dont le comportement diffère de celui du béton et de l'acier (figure 2-2)

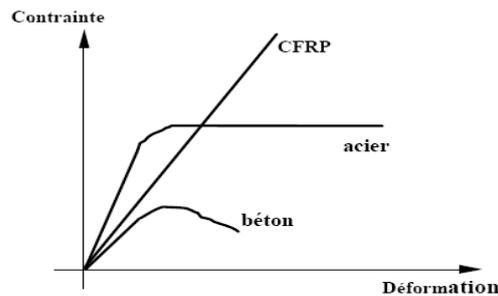


Fig (2-2) : comparaison de comportement entre différent matériaux

l'adhésion des tissu de frp sur des surface en béton armée provoque une modification de comportement structuraux comparativement à ceux des structures en béton armée non renforcées, par exemple la relation entre la charge et la flèche ou les modes de rupture voir figure (2-3) [18].

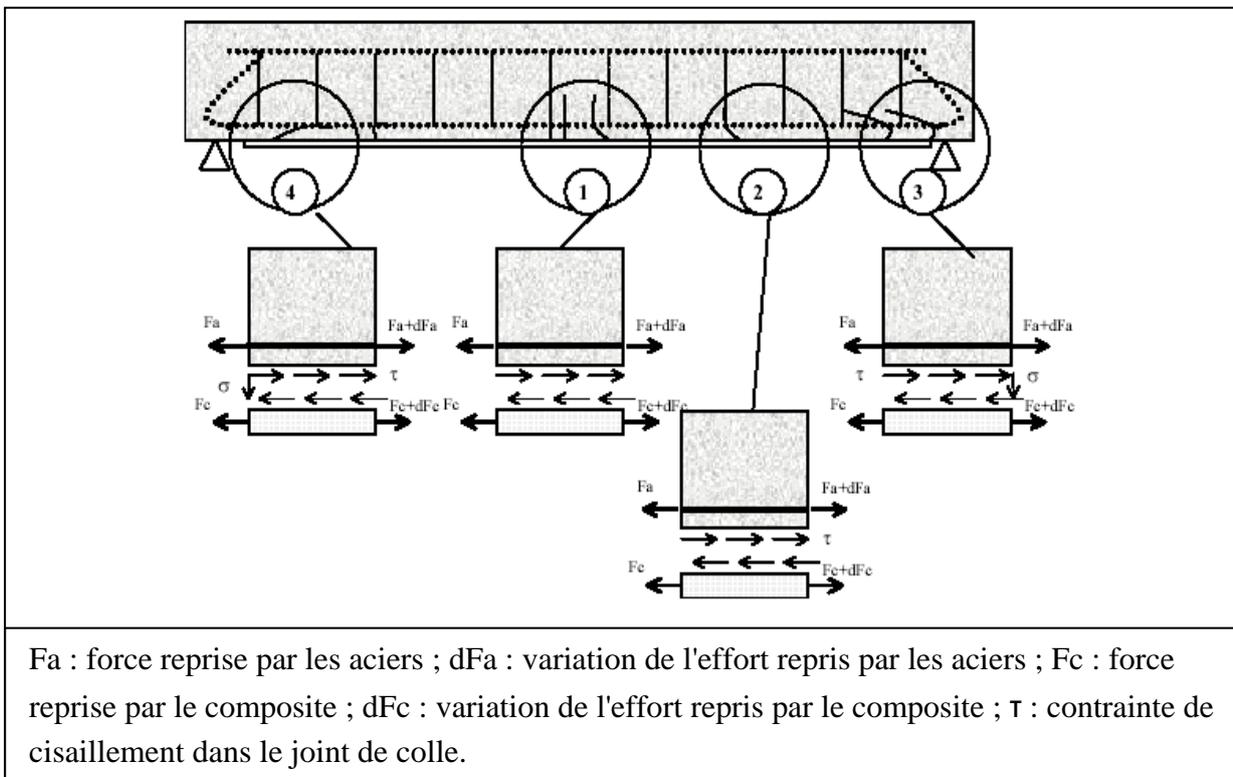


Fig (2-3) : Comportement structural d'une poutre renforcée

Nous allons décrire plus en détail le comportement mécanique de chaque section :

- La section centrale (1) :

Son équilibre dépend des longueurs d'ancrage. Dans cette zone l'adhérence entre le béton et le renfort est parfaite, et le film de colle ne reprend que des contraintes de cisaillement.

- La section intermédiaire (2) :

Dans cette section, les contraintes de cisaillement ne sont pas nulles. Deux paramètres peuvent alors modifier l'équilibre de la section : les caractéristiques mécaniques et géométriques du joint de colle (module et épaisseur) et l'intensité des contraintes.

Pour la section, les conséquences des interactions de chacun des paramètres sont une perte d'efforts dans le composite. Cette perte d'effort implique alors une redistribution des efforts dans la section vers les aciers (figure 2-4).

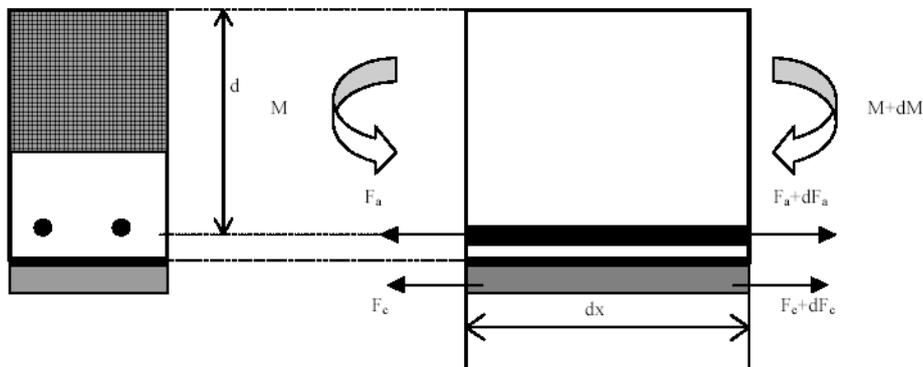


Fig (2-4) : Efforts repris dans une tranche de poutre renforcée

- La section d'extrémité (3 et 4) :

Cette section est soumise à un couple d'efforts défini par de nombreux auteurs dont qui ont mis en évidence la présence de surcontraintes d'extrémité et l'existence de surcontraintes normale localisée en extrémité de la plaque. La présence de ces surcontraintes localisées influence notamment le mode de rupture [28].

### **2-2.2. Mécanismes de rupture des poutres renforcées :**

Les principaux modes de rupture susceptibles d'être observés dans les poutres en béton armé, et renforcées extérieurement par plaque de matériaux composites, sont les suivants :

1. écrasement du béton avant la plastification des aciers
2. plastification des aciers suivait par l'écrasement du béton (avant la rupture de CFRP)
3. plastification d'acier suivait par la rupture d CFRP
4. délamination de l'enrobage du béton (le long de renforcement interne)
5. décollement de CFRP à l'interface béton/CFRP

La rupture à l'effort tranchant se produit quant la capacité de la poutre à la flexion augmente par l'addition des CFRP [29]. Lorsque la résistance à l'effort tranchant des poutres sans renforcement sont insuffisante [24].

Le premier mode résulte lorsque les pourcentages d'armature et de composite sont élevés, le béton atteint sa résistance en compression avant la plastification des armatures. Par analogie au béton armé conventionnel, on qualifie ces poutres de surarmées [30].

Le deuxième et le troisième mode de rupture cités précédemment résultent de:

Si la quantité de renforcement d'acier est assez faible pour permettre la plastification, les forces vont continuer à s'emmagasiner dans le composite et le béton. Il peut alors s'en suivre une rupture en tension du composite ou une rupture par compression du béton [30].

#### *Rupture en tension de la plaque de composite :*

Ce mode de rupture se produit lorsque le pourcentage d'armature passive et le pourcentage de composite sont tous deux faibles. La plastification des armatures est dans ces cas suivie d'une rupture de la plaque de composite en tension et ce, avant la rupture du béton en compression. La capacité du béton n'est alors pas utilisée au maximum. Cette rupture est fragile et n'est pas suggérée en pratique [30].

#### *Rupture classique suivi par compression du béton :*

Si le pourcentage d'acier est assez faible et la quantité de composite ajoutée en renfort assez grande pour utiliser toute la capacité en compression du béton, nous aurons la rupture du béton lorsque les déformations des fibres extrêmes en compression auront atteint leur limite. Ce mode est semblable au mode de rupture habituel des poutres en béton armé [30].

Le décollement des CFRP et l'enrobage du béton sont des modes de rupture indésirable car ils se produisent avant que l'élément renforcé atteigne sa pleine capacité.

### **Décollement de la plaque :**

De nombreuses études expérimentales ont étudiés le décollement du composite (Teng 2002, Sébastien 2001, Nguyen 2001, Kotynia et Henris 2006.....). Le décollement peut avoir lieu dans le renforcement CFRP ou le système de renforcement. Il peut se produire dans le béton le long du plan de flexion (au niveau de renforcement interne) ou le long d'une couche mince (appelée enrobage). Comme il peut se produire aussi à l'interface béton / adhésif, adhésif / CFRP ou dans l'adhésif lui-même. Mais comme le CFRP est un matériau composite la rupture peut se produire aussi à travers le CFRP entre la résine et les fibres. Bien que nous n'ayons pas observé toutes ces causes lors de notre programme expérimental, nous les présentons ici.

#### *Surface non plane*

Lorsque la surface du béton n'est pas plane, le collage de plaques rigides devient difficile et la plaque va décoller lentement à mesure que se produit le chargement. Le cas étudié de tissus imprégnés directement sur la surface ne nécessite pas nécessairement une surface parfaitement plane puisque le tissu épousera les formes de la poutre [31].

#### *Rupture de cohésion dans la colle*

La colle doit avoir une rigidité et une résistance suffisantes pour transférer la force de cisaillement entre le composite et le béton, et une dureté assez élevée pour prévenir la rupture fragile de la colle causée par la fissuration du béton. Avec les développements des résines au

cours des dernières années, ce problème a été résolu. Plusieurs types de colle ayant les propriétés nécessaires sont aujourd'hui disponibles [30].

#### Décollement à une extrémité de la plaque :

Quelques études ont noté un décollement à l'extrémité de la plaque de renfort. Ce mode de rupture s'initie à l'extrémité de la plaque et se propage vers le milieu (figure 2-5). Il est causé par une haute concentration d'efforts de cisaillement et normaux à l'extrémité de la pièce. La combinaison de ces efforts fait ouvrir une fissure diagonale à l'extrémité de la pièce. Ces décollements peuvent être caractérisés comme un décollement interfaciale ou un délaminage de l'enrobage du béton.

Selon Sébastien le décollement aux extrémités du tissu se produit habituellement lorsque trois conditions sont remplies :

1. une faible portée de l'effort tranchant, ce qui produit un cisaillement important et un décollement entre le tissu et la poutre, situé proche des appuis
2. les extrémités du tissu sont éloignées des appuis
3. l'application de tissu raide empêchant la flèche et produisant une contrainte de cisaillement élevée près des extrémités du tissu [32].

#### Décollement interfaciale

Le décollement interfaciale se produit à l'interface entre la surface de béton et le composite. Ceci est causé par la haute concentration des contraintes normales qui se produit à l'extrémité de la plaque et qui causera une rupture de tension dans le système de renforcement de détache avec la bande de FRP qui indique que le lien adhésif-béton est plus fort que la capacité de tension du béton [33].

#### Enrobage du béton :

Le délaminage de l'enrobage s'initie par des fissures formées dans le béton, sur la surface de la poutre, à l'extrémité de la bande de CFRP. Ces fissures se forment à cause de la terminaison soudaine de la bande de composite qui cause des hautes contraintes normales et de cisaillement dans la partie tendue de la poutre en flexion [33].

#### Décollement à mi porté :

Il se produit dans la portée de cisaillement de la poutre. Il s'initie à des endroits de haut rapport des moments de cisaillement et se propage dans la direction des moments décroissants (figure 2-6).

Selon Sébastien (2001) le décollement à mi porté se produit sous les conditions suivantes :

1. une portée importante de l'effort tranchant, un moment de flexion élevé qui se produit proche de la mi-portée
2. les extrémités du tissu sont très proches des appuis
3. l'application de tissu mince

Dans la partie de cisaillement des poutres et proche du moment maximum, des fissures diagonales ou fissures de flexion – cisaillement se forment dans la surface du béton. Le décollement à mi porté peut s'initier au bout de ces fissures.

Les fissures dans le béton causent des variations des contraintes axiales dans la région du béton non fissurée et par conséquent dans le lien avec le FRP (plus haute contrainte au niveau des fissures, avec contrainte diminuée loin de fissures).

Il est rapporté aussi par Sébastien que le décollement à mi porté est catégorisé dans deux pas :

1. initiation
2. propagation

Pendant l'initiation, au bout des fissures de flexion de la poutre les fissures inclinées commencent à apparaître à travers l'enrobage du béton. Plus la poutre continue à fléchir sous un chargement croissant, plus l'ouverture des fissures devient importante. Cette ouverture ne se fait pas de façon symétrique de part et d'autre de la fissure. Ainsi, les deux faces d'une fissure ne sont pas au même niveau. Lorsqu'une plaque lie les deux côtés d'une fissure, la rigidité de la plaque fait que le côté le plus bas tire sur la partie de la plaque située de l'autre côté, la faisant décoller.

La fissure se propagera relativement et régulièrement, avec une augmentation régulière de la charge. Depuis que les ruptures initiées nécessitent la plus grande énergie de propagation, le décollement peut être arrêté quand la contrainte diminue. Donc avec l'augmentation de la charge la propagation du décollement paraît peu intermittente. Finalement une condition critique est atteinte et les fissures se propagent le long de la longueur de la section. Le CFRP se décolle complètement de la poutre et prend avec lui une mince couche du béton et même des cales du béton [32].

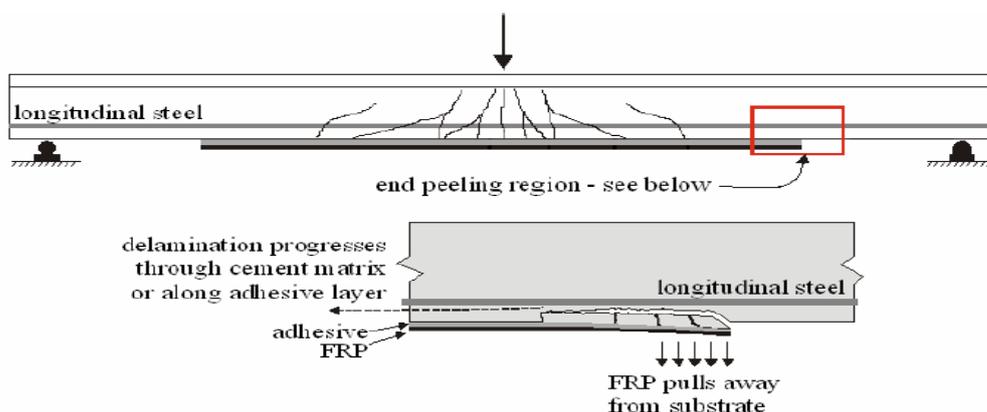


Figure (2-5) : délamination de l'enrobage typique de décollement de l'extrémité de la plaque

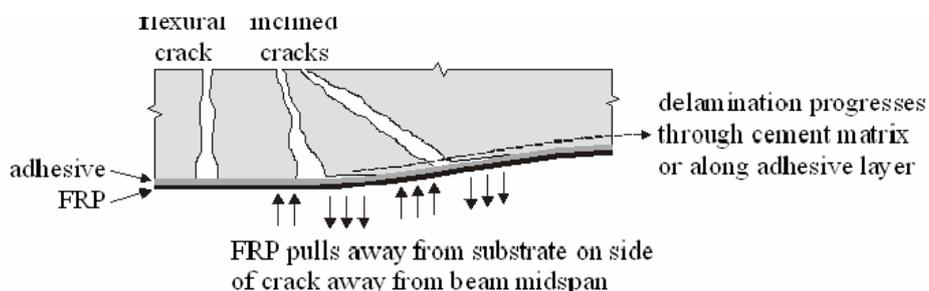


Fig (2-6) : décollement à mi porté initié par fissure de flexion et/ou effort tranchant

### **2-2.3 Méthode d'ancrage :**

Pour éviter le mode de rupture prématuré due au décollement, les plaques de CFRP doivent

Être ancrée adéquatement. Donc il est nécessaire de chercher des moyens techniques pour optimiser l'ancrage et pour que l'utilisation des matériaux composites soit économique. L'ancrage peut être réalisé de plusieurs façons : par des verrous, des plats ou des pinces d'acier, par des mèche de carbone par collage du tissu cintrant la section ou en forme de U, ou bien par ancrage réalisé par un tissu longitudinal plus long que la portée (ancrage d'appui).

Chicoine (1997) a effectué des essais sur Quatre poutres en béton armé de trois mètres de portée construites et renforcées avec des plaques en composite de carbone. Trois poutres ont été ancrées avec les bandes en U de composite verre époxy collé sur les faces verticales selon diverses configurations. Les résultats montrent que l'utilisation de bandes d'ancrages en U, équidistantes sur toute la longueur de la poutre, permet d'empêcher une rupture par le délaminage de la plaque aux extrémités, ainsi qu'une rupture par le décollement de la partie centrale de la plaque causé par l'apparition de nombreuses fissures de flexion. Enfin, pour la configuration testée, la rupture s'est produite en flexion avec un gain de résistance de 46 % par rapport à la poutre renforcée sans bandes d'ancrage [34].

Hollaway et Leeming, (2001) dans le projet RBUST ont étudiés des poutres précontraintes de 18 mètre de longueur renforcée de tissu de CFRP. La longueur de tissu de carbone est de 6 mètre ( $a_l/a_v=0.2$ ), et des verrous métalliques ont été employés. La charge ultime et la ductilité structurale sont améliorées [35].

Banjamin. Z, (2005) : a étudié neuf poutres en béton armé de (15.2 x 25.4) cm de section et de 473 cm de porté. Huit ont été renforcées dans leur partie tendue par le collage de tissu en fibres de carbone avec deux différents types d'adhésif. Les plaques de composite sont étendues jusqu'aux appuis. Bajamin a trouvé que ce mode d'ancrage empêche le décollement de tissu et le délaminage d'enrobage [36]. Dans ce sens les études de Kotynia et Henris (2006), montrent qu'après la révision du comportement de décollement et l'étude expérimentale qu'ils ont effectuée, que un bas rapport de  $a_v/h$  est un moyen efficace pour éviter le décollement à l'extrémité même. Ils ont recommandés de négliger le renforcement latérale de CFR, et d'utiliser l'ancrage d'appui avec un rapport de  $a_v/h$  égal à 2.7 [37].

#### **2-2.4. Paramètres influençant la poutre renforcée par composite :**

Parmi les paramètres influençant le comportement des poutres renforcées on trouve :

##### *1. préparation de surface :*

Yoshizawa et al, 1996 : ont entrepris une étude sur l'effet du type de préparation extérieur de la surface du béton. Les spécimens utilisés dans cet essai sont des prismes en béton renforcé avec des plaques de CFRP, appliquées sur les deux faces opposé. Les surfaces du béton des spécimens sont préparée par l'injection d'eau et avec le sablage. Les résultats montrent que les éprouvettes préparées par l'injection d'eau ont doublés la capacité des spécimens en comparaison avec celles préparée avec le sablage, ainsi que les longueurs d'ancrage des feuilles de CFRP portent un grand effet sur la charge ultime des spécimens [38].

Horiguchi et Saeki, 1997 : ont étudiés l'effet des méthodes de test et la qualité du béton sur l'efficacité des plaques de CFRP. Trois méthodes sont utilisée : essai de cisaillement, flexion et l'essai de traction direct. Trois modes de rupture sont observés : Cisaillement du béton, délaminage et rupture de CFRP.

Quant la résistance à la compression du béton est inférieure à 25.3 MPa la rupture se produit dans le béton. Le délaminage s'est produit quand la résistance à la compression était élevée ou quand on effectue l'essai de cisaillement.

La rupture de FRP a été observée dans les essais de flexion avec une résistance de béton plus élevée [39].

## 2. Influence du rapport de la distance entre la charge et l'appui par rapport à la hauteur de la section ( $a_v / h$ ) :

Selon Hollawy et Leeming 2001, le rapport de la distance entre la charge et l'appui à la hauteur de section ( $a_v / h$ ) (figure 2-7) est un paramètre important vis-à-vis du mode de rupture des poutres renforcées. Une petite valeur de  $a_v/h$  provoque souvent une rupture brutale par effort tranchant.

Pour des poutres en béton armé, un rapport  $a_v/h$  supérieur à 6 conduit normalement à une rupture de flexion, un rapport  $a_v/h$  entre 2.5 et 6 conduit à une rupture par combinaison du moment de flexion et de l'effort tranchant.

Dans leur projet Hollawy et Leeming ont étudié des poutres en béton armé renforcé par des matériaux composites ayant des rapports variables :

$A_v/h = 3, 3.4$  et  $4$  à  $7.72$

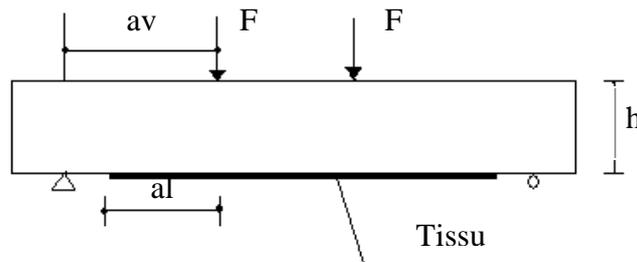


Figure (2-7) : définition des paramètres

Il a été constaté que plus les valeurs du rapport  $a_v/h$  sont élevées, plus les moments de flexion ultimes sont élevés, mais lorsque ce rapport  $a_v/h$  est supérieure à 6, l'influence sur la résistance ultime est quasiment nulle.

Aussi afin d'éviter une rupture prématurée, provenant du décollement du tissu, ancrer le tissu aux extrémités s'avère un moyen très efficace. Mais pour des poutres ayant un rapport  $a_v/h$  élevé (supérieur à 6), ce type d'ancrage ne modifie que très peu la résistance ultime de la poutre.

Enfin, le mode de rupture des poutres renforcées dépend de la valeur du rapport  $a_v/h$

$A_v/h = 3$  un décollement, provenant de fissure d'effort tranchant se produit aux extrémités du tissu.

$A_v/h = 3.4$  rupture par cisaillement à l'interface des poutres et du tissu, due aux fissures d'effort tranchant.

$A_v/h = 4 - 7.72$  rupture par cisaillement à l'interface des poutres et du tissu. Cette rupture provient de la combinaison du moment de flexion et de l'effort tranchant [35].

3. Influence du taux de renforcement des armatures tendues :

Pour les poutres renforcées par matériaux composites, le mode de rupture et le gain de résistance ultime apportée par le composite sont conditionnés par le taux de renforcement des armatures tendues.

SAADATMANESH et EHSANI (1991) ont effectué des recherches sur des poutres en béton armé renforcées par des plaques en fibres de verre imbibées de résine d'époxy.

Dans le cadre d'une étude sur l'effet du pourcentage de l'armature passive sur le renforcement par collage externe, divers rapports acier- béton ont été utilisés pour cette série d'essais.

Cinq poutres rectangulaires ( $\rho_s = 1,8 \%$ ,  $1,2 \%$  et  $0,3 \%$ ) et une poutre en T ( $\rho_s = 0,8 \%$ ) de 4.5 m de portée ont été renforcées à l'aide de plaques en fibres de verre collées sur la face en tension. Deux des cinq poutres rectangulaires ont été cambrées avant le collage des plaques. Ceci a permis d'observer les effets d'une prétention des lamelles.

Ils ont également observé que le gain de résistance en flexion est plus important avec des poutres faiblement armées en flexion. De plus, le renforcement avec des composites permet d'améliorer la rigidité et de réduire la largeur des fissures des poutres.

Enfin, l'effet de la cambrure préalable des poutres n'a augmenté que très faiblement la résistance en flexion, tout en diminuant sa ductilité de façon significative [40].

NGUYEN et AL, 2001 ont étudié des poutres 120x150x1500 cm<sup>3</sup> dont les taux de renforcement sont respectivement égaux à 0.39% et 4.36%. La rupture de la poutre faiblement armée renforcée par CFRP est déterminée par une fissure d'effort tranchant près de l'extrémité du tissu. En revanche, la rupture de la poutre fortement armée provient de la rupture d'enrobage vers la mi-portée de la poutre [41].

RAHIMI et HUTCHINSON, 2001 ont effectué une étude similaire sur des poutres 200x150x2300 cm<sup>3</sup> renforcées par CFRP, dont le taux de renforcement des armatures est  $\rho_s = 0.65\%$  et  $1.68\%$  (voir figure 2-8). Ils ont constaté que l'augmentation de la résistance ultime des poutres ou  $\rho_s = 1.68\%$  (poutre type C, suffisamment armée à l'effort tranchant), est beaucoup plus limitée comparativement à celles ou  $\rho_s = 0.65\%$  (poutre type A, faiblement armée à l'effort tranchant). Les ruptures des poutres de type C proviennent de la ruine du béton comprimé associé au décollement du tissu.

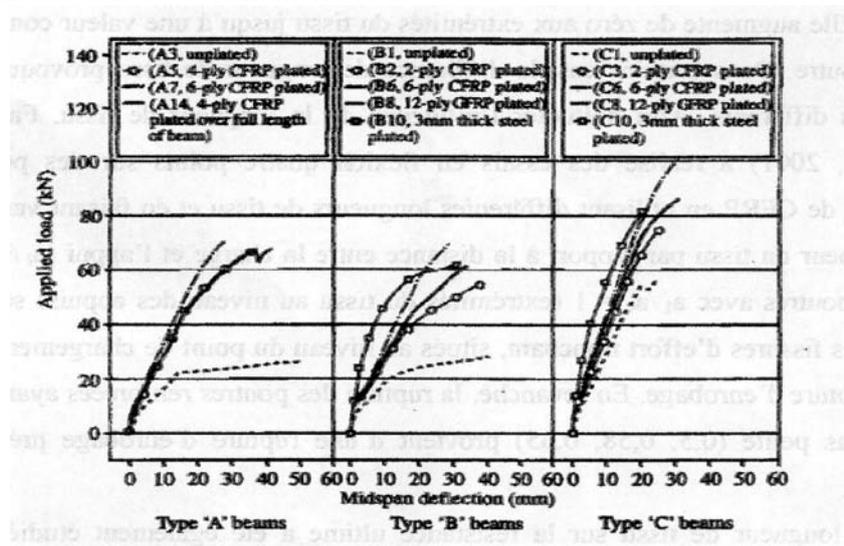


Fig (2-8) : influence de taux de renforcement des armatures tendues d'après (RAHIMI et HUTCHINSON, 2001)

Ainsi, dans le cas d'une poutre renforcée fortement armée en partie tendue et suffisamment armée à l'effort tranchant, la rupture provient de la ruine du béton comprimé et la résistance des armatures est loin d'être atteinte. C'est une rupture brutale et prématurée.

Pour des poutres faiblement ou moyennement armée, le renforcement par composite est efficace en terme de résistance ultime, d'où leur domaine d'application [42].

Dans le cas des poutres sans ferrailage en partie tendue on trouve dans la recherche de (Saadatmensch et Ehssani 1991), qu'avec une poutre sans armature tendue et renforcée d'un tissu de verre (GFRP), la charge ultime mesurée est très inférieure à la valeur de calcul. La rupture prématurée de cette poutre provient de fissures très ouvertes dues au moment fléchissant. Le tissu dans la zone fissurée se décolle, une quantité minimale d'armature est ainsi nécessaire afin de limiter la largeur des fissures de flexion, et donc, éviter la rupture prématurée due au décollement du tissu.

#### 4. Influence de la longueur du tissu :

Afin d'étudier l'influence de longueur de tissu Fanning et Kelly, 2001 ont réalisé des essais en flexion quatre points sur des poutres renforcées du tissu de CFRP en utilisant différentes longueurs de tissu et en faisant varier le rapport de la longueur du tissu par rapport à la distance entre la charge et l'appui (al/av) (fig 2-7). Les poutres avec  $al/av = 1$  (extrémité du tissu au niveau des appuis) se sont rompues du fait des fissures d'effort tranchant, situées au niveau du point de chargement, qui provoquent une rupture d'enrobage. En revanche, la rupture des poutres renforcées ayant une valeur de  $al/av$  plus petite (0.5, 0.58 et 0.65) provient d'une rupture d'enrobage près des extrémités du tissu [43].

L'influence de la longueur de tissu sur la résistance a été également étudiée par Quantrill et al (1996) sur des poutres ayant une valeur  $al/av$  relativement petite (environ 3). Pour les poutres renforcées avec un tissu ou  $al/av > 1$ , les appuis fonctionnent comme des ancrage d'extrémités du tissu, qui empêchent le décollement, et augmentent considérablement la résistance ultime [44]. Les études réalisées sur des poutres réelles de 18 mètre de longueur dans le projet de (Hollaway et Leeming, 2001) montre que, quelle que soit la longueur de tissu, la rupture des poutres renforcées provient du décollement local de tissu.

Le tableau 2-1 porte les résultats expérimentaux des ces études.

Etude	Portée de la poutre (cm)	Aciers tendus	av/h	Al/av	Charge ultime (KN)	Mode de rupture
Fanning et al, 2001	280	3HA12 P= 1.04%	4.58	1	115	Rupture d'enrobage et décollement du tissu
				0.65	102	Séparation de tissu et l'enrobage à l'extrémité du tissu
				0.58	81	
				0.5	72	
Quantrill et al, 1996	90	3ø6 P= 1.2%	3	0.93	40.8	Séparation de tissu et l'enrobage à l'extrémité du tissu
				>1	63.5	Ruine du béton comprimé
Hollaway et Leeming (2001)	1800	précontrainte	10.6	0.85	72	Décollement local du tissu
				0.63	77	
				0.2	60	

Tableau (2-1) : influence de la longueur du renforcement sur la résistance ultime et le mode de rupture

De ce tableau on constate que :

- pour  $av/h < 3$  (poutre courte), la longueur du renforcement inférieur ( $al/av < 1$ ) n'a que peu d'influence sur la valeur de résistance ultime
- pour  $av/h = 4.58$  la longueur du tissu influe sur la résistance de la poutre renforcée
- pour  $av/h = 10.6$  (poutre longue), la longueur du renforcement ( $al/av < 1$ ) influe peu sur la valeur de la résistance ultime

5) influence de la quantité de tissu :

L'influence de la quantité de tissu longitudinal, sur la résistance ultime des poutres renforcées a été étudiée par plusieurs auteurs.

Ainsi Djelal et Coll 1996 ont effectués des recherches sur cinq poutres en béton armé de 3 m de portée avec un rapport d'armature en partie tendue  $\rho_s = 0.7\%$  deux de ces poutres sont gardées comme des poutres témoin (sans renforcement extérieur). Les trois renforcées ont été endommagé avec une charge qui correspondait à 93% de la charge ultime d'une poutre témoin. Deux ont été réhabilité avec des plaques en fibre de verre de 3 mm d'épaisseur et ont enregistré un gain de résistance de 12%, alors que la poutre réparée avec une plaque de 6 mm a affichée un gain de 30% par rapport à une poutre témoin [45].

Dans les études de Rahimi et Hutchinson, (2001), le tissu de carbone de différentes épaisseurs a été appliqué au renforcement des poutres faiblement armées ou normalement armées à l'effort tranchant (voir tableau 2-2)

Poutre	Section de tissu (mm <sup>2</sup> )	Ps	Charge ultime (KN)	Mode de rupture
Poutre faiblement armée à l'effort tranchant (0.13 – 0.19%)	120	0.65%	63	Séparation d'enrobage et d'écoulement de tissu provenant de l'effort tranchant
	180	0.65%	65	
Poutre fortement armée à l'effort tranchant (0.38%)	60	0.65%	54	Séparation d'enrobage et décollement du tissu
	180	0.65%	70	
	60	1.68%	76	Ruine du béton comprimé et décollement du tissu
	180	1.68%	102	

Tableau (2-2) : influence de la quantité de tissu sur la résistance ultime et le mode de rupture

Rahimi à constaté que l'augmentation de la section droite du tissu n'améliore pas la résistance ultime des poutres faiblement armée à l'effort tranchant, quel que soit le taux de renforcement longitudinal d'armatures. Les ruptures observées sont principalement provoquées par les fissures d'effort tranchant, le tissu longitudinal n'améliore quasiment pas la résistance à l'effort tranchant.

En revanche, l'augmentation de la section droite du tissu améliore efficacement la résistance ultime des poutres fortement armée à l'effort tranchant quel que soit le taux de renforcement longitudinal, la rupture provient soit du décollement du tissu, soit d'une fissure locale très ouverte due à la combinaison de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

### 2-3.Conclusion :

Plusieurs points peuvent être tirés concernant le renforcement des poutres en béton armé en utilisant des matériaux composites :

- Des applications pratiques ont été réalisées en grand nombre, principalement en Europe. En Amérique du Nord, l'utilisation des composites connaît une croissance remarquable en génie civil, principalement dans le domaine de la réhabilitation des structures.
- Une augmentation de résistance à la flexion peut être obtenue en collant des matériaux composites sur la face tendue des poutres
- Des nouveaux modes de rupture produits sur les poutres doivent être pris en considération lors du dimensionnement. On doit notamment prévoir une possibilité de délaminage ou du décollement du tissu et utiliser l'ancrage pour l'empêcher.
- L'efficacité de renforcement pour une poutre en béton armé est limitée par la quantité d'armature déjà présente dans la section de la poutre (les gains de moment résistant est enregistré avec les poutres faiblement armées). L'efficacité est également limitée par la préparation de surface, la méthode de collage de tissu, la résistance du béton et les paramètres géométriques des poutres.
- Le décollement aux extrémités du renforcement ou celui proche du mi porté de la poutre est la raison principale provoquant la rupture prématurée. Le décollement de tissu est dû à la concentration des contraintes près d'une fissure très ouverte due au moment fléchissant.

## **Chapitre 3**

### **Méthodes de calcul de type réglementaire**

3-1. Rappels sur le calcul du béton armé

3-2-Renforcement du béton armé

3-3-Conclusion

## Chapitre 3

### Méthodes de calcul de type réglementaire

#### 3-1. Rappels sur le calcul du béton armé

##### 3-1.1. Les états limites :

Un état limite est un état particulier au de la duquel une structure ou une partie de cette structure cesse de remplir les fonctions ou ne satisfait plus aux conditions pour les quelles elle a été conçue.

Donc l'ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- de sa ruine ou de celle de l'un quelconque de ses éléments
- d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les divers états - limites peuvent être classés en deux catégories :

- Les états limites ultimes [ELU] qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante :
  - équilibre statique (rupture, flambement, ect...)
  - résistance de la structure ou de l'un de ses éléments
  - stabilité de forme
- 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.) [46].

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 a 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).

La sollicitation agissante de calcul est définie comme une combinaison d'actions comprenant les charges permanentes (poids des structures principalement), les charges d'exploitation et des charges à caractère exceptionnel [47]. Nous ne considérerons 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.

##### 3-1.2. Dimensionnement en flexion simple à l'ELS :

Lors du dimensionnement d'une structure, on doit vérifier que les contraintes à l'ELS sont bien en deçà des valeurs maximales d'utilisation des matériaux. Détaillons le calcul des contraintes dans une poutre en béton armé à l'ELS,

Pour la poutre en béton armé chargée en flexion simple, le champ de contraintes est supposé uni axial. Le seul terme non nul du tenseur des contraintes est noté  $\sigma$

Les hypothèses de calcul de la répartition des contraintes, dites hypothèses classiques, sont les suivantes :

- les sections planes restent planes (hypothèse de Bernoulli)
- la résistance du béton tendu est négligée
- du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- Par convention, le rapport  $n=Es/Eb$  ou coefficient d'équivalence a pour valeur  $n= 15$
- Les contraintes de compression du béton et de traction des aciers sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (loi de Hooke)
- Il est fait abstraction du retrait et du fluage [46], [47].

### 3-1.2.1. Règles de calcul :

La répartition des contraintes est trouvée en résolvant le système formé des équations de compatibilité (qui traduisent le fait que les sections restent droites), de l'équilibre des efforts normaux et de l'équilibre des moments transmis par chaque section.

En flexion simple, l'axe neutre et la fibre moyenne de la section réduite homogène sont confondus, ce qui s'exprime par l'équation d'équilibre des efforts (figure 3.1). La contrainte maximale du béton sur la fibre extrême comprimée est alors :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} (h-Y) / I \quad (3-1)$$

La contrainte dans les armatures tendues est :

$$\sigma_s = 15 \sigma_{bc} (h-Y-d) / (h-Y) \quad (3-2)$$

Il convient de s'assurer que ces contraintes, une fois calculées, sont inférieures aux contraintes admissibles limites.

- la contrainte maximale de compression du béton est limitée à  $0,6 f_{c28}$ , où  $f_{c28}$  est la résistance mesurée lors des essais de compression réalisés sur le béton 28 jours après sa mise en œuvre.
- La contrainte limite de l'acier en traction est fixée par les conditions de fissuration préjudiciable et très préjudiciables. Les conditions de fissuration préjudiciable et très préjudiciables sont définies dans le BAEL en fonction des risques d'attaque chimique dans le milieu où est située la structure.

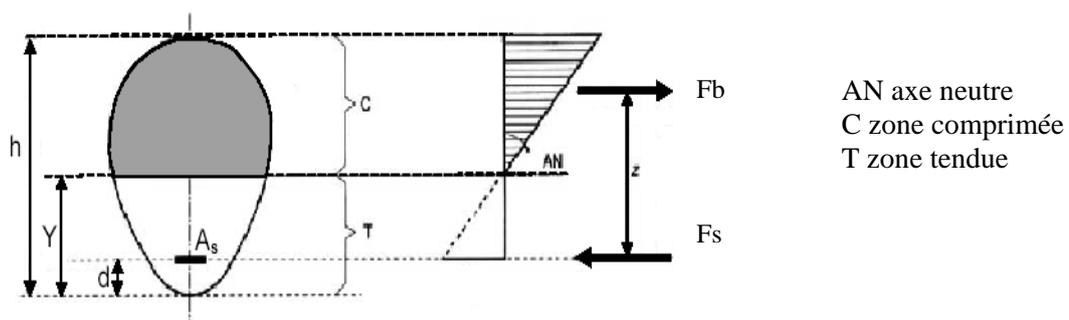


Figure 3.1 : section de béton armé en flexion simple. Diagramme des contraintes en ELS

### 3-1.3. Dimensionnement en flexion simple à l'ELU :

Quand on dimensionne les barres d'acier tendu vis à vis de l'ELS, il est quand même nécessaire de vérifier que la solution satisfait aussi aux critères de dimensionnement vis-à-vis

de l'ELU, car les Règles BAEL demandent de justifier qu'aucun état limite, ultime ou de service, n'est atteint. La vérification à l'ELU se fait selon la règle des pivots.

Toutefois, il n'est pas nécessaire pour autant de multiplier le nombre des calculs. En effet, dans de nombreux cas, il est possible de connaître à l'avance l'état limite qui sera déterminant, ce qui rend superflue toute vérification ultérieure vis-à-vis d'autres états limites. Dans le cas de la flexion simple, l'état limite déterminant est l'ELU si la fissuration est peu préjudiciable, l'état limite d'ouverture des fissures si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable [47].

### 3-1.4. Règle des trois pivots :

Selon cette règle, les diverses positions que peut alors prendre le diagramme des déformations de la section en flexion simple sont soit le pivot A, soit le pivot B. En pivot A, l'état limite est atteint par allongement maximal de l'acier : le diagramme est dans la zone 1 (Figure 3-2). En pivot B, l'état limite est atteint par raccourcissement maximal du béton.

En réalité, la rupture d'une poutre dimensionnée en pivot A ne se produit jamais par rupture des aciers. Il y a toujours écrasement du béton avant que les aciers ne soient rompus. La notion de pivot est commode pour le calcul à l'ELU mais elle ne correspond pas vraiment à un mode de rupture réel. Elle permet simplement de distinguer un comportement fragile d'un comportement ductile : il est recommandé de dimensionner en pivot A pour éviter une rupture subite par écrasement du béton avant que les fissures ne présentent une ouverture marquée par la plastification des barres d'acier.

Les graphes contraintes/déformations utilisés pour le béton comprimé et l'acier ne sont plus linéaires. Ils tiennent compte de la plastification de ces deux matériaux à l'état limite ultime, décrite par des lois bien identifiées :

- Loi parabole - rectangle ou substitution par le diagramme rectangle pour le béton
- loi élastoplastique parfaite pour l'acier.

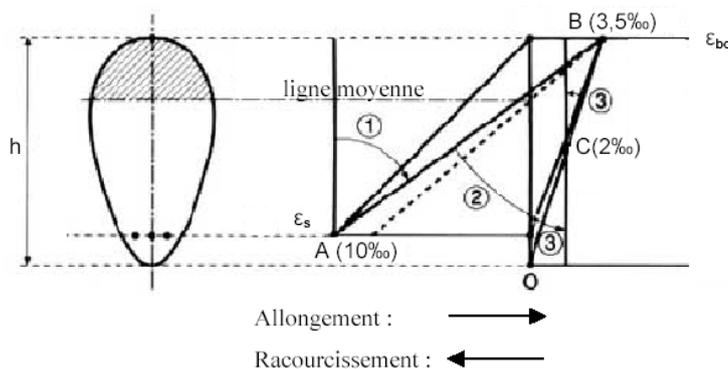


Fig (3-2) : règle de trois pivots

### 3-1.5. Principe de calcul

Prenons le cas d'une poutre uniquement renforcée dans la zone tendue. On procède alors selon les étapes suivantes :

1) En utilisant les équations de compatibilité et la relation contrainte/déformation du béton, on peut exprimer l'effort  $F_b$  uniquement en fonction de  $Y$ , distance entre la fibre inférieure et la fibre neutre.

2) On peut écrire l'équilibre des moments par rapport à la position des aciers, qui nous donne :

$$M_u = F_b(Y) [2h/3-d + 3 / Y] \quad (3-3)$$

3) On peut alors résoudre cette équation et trouver Y par une méthode itérative.

4) Une fois Y connu, on peut déterminer l'ELU atteint. Si  $(h-Y) / (h-d) > 0,259$ , c'est le pivot A, sinon, c'est le pivot B. La position  $(h-Y) / (h-d) = 0,259$  correspond à une déformation des aciers de 1 % et du béton en fibre inférieure de -0,35 %.

5) Dans le cas du pivot A, la contrainte dans les aciers tendus  $\sigma_s$  vaut  $f_s / y_s$ , où  $f_s$  est la limite d'élasticité des aciers et  $y_s$  un coefficient pris égal à 1,15. Dans le cas du pivot B, elle vaut  $E_s \xi_s$ , où  $\xi_s$  est déterminée par l'équation de compatibilité la reliant à la déformation du béton en fibre supérieure, fixée à 0,35 %.

6) D'après l'équation d'équilibre des efforts, on a  $F_s = -F_b(Y)$ .

7) On en déduit l'aire cherchée qui doit vérifier  $A_s = F_s / \sigma_s$  [47].

### 3-1.6. Résistance à l'effort tranchant :

Dans ce paragraphe on donne les expressions de contribution des armatures et de béton à l'effort tranchant selon les trois codes BAEL 91, l'EC2 et ACI parce qu'il ont servis à des calculs ultérieurs [48], [49], [50] :

#### 1-6-1-Méthode EC2 :

Dans l'EC2 (2002), les contributions de l'acier et du béton sont les suivantes :

$$\begin{cases} V_{cd} = C_{rd,c} k (100 \rho f_{ck})^{1/3} b_w d & (3-4) \\ V_{wd} = \frac{A_t}{S_t} f_{ywd} 0.9 d (\cos \theta + \cot \alpha) \sin \alpha & (3-5) \end{cases}$$

Avec  $C_{rd,c} = 0.18 / r_c$      $r_c = 1.5$     et  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$     (d en mm)

$A_t$  : la section des armatures transversales

$S_t$  : l'espacement des cadres

$f_{ywd}$  : la résistance à la traction de l'acier des cadres

$b_w$  : la largeur de la section

d : hauteur utile de la section

$\alpha$  : l'angle entre la direction de cadres et l'axe horizontal de la poutre

$\theta$  : l'angles des bielles de béton avec la fibre moyenne (45°)

$\rho_t$  : le taux de renforcement longitudinal

$f_{ck}$  : résistance caractéristique à la compression de béton.

#### 3-1.6.2.Méthode de BAEL 91 :

Dans le BAEL 91, il faut vérifier :

$$\frac{A_t}{b_w S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad (3-6)$$

Cette formule conduit, avec  $V_w = \tau_w b_w d$

$$\frac{A_t f_e 0.9 d (1 + \cot \alpha) \sin \alpha}{\gamma_s S_t} + 0.3 f_{tj} k b_w d \geq V_w \quad (3-7)$$

$f_e$  : la limite d'élasticité des armatures transversales

$f_{tj}$  : la résistance caractéristique à la traction du béton à age jour

$k = 1$  dans le cas de la flexion simple

Dans cette formule le premier terme concerne la contribution des armatures transversales à l'effort tranchant, et le second concerne celle du béton.

### 3-1.6.3.Méthode de ACI :

Dans l'ACI 318-89, la résistance à l'effort tranchant des structures en béton armé est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{\sqrt{f_{ck}} b_w d}{6} + \frac{A_t f_{yk} d}{s_t} \quad (3-8)$$

$f_{ck}$  : la résistance caractéristique du béton à la compression (en MPa)

$f_{yk}$  : la résistance caractéristique des armatures transversales (en MPa)

Dans cette formule, le premier terme est relatif à la contribution de béton à l'effort tranchant, et le deuxième à celle des armatures transversales.

## **3-2.Renforcement du béton armé :**

### **3-2.1.Dimensionnement d'un renforcement par composite :**

Vu le développement récent de la technique de renforcement par composite, il n'existe pas actuellement des règles aussi précises et reconnues que celles concernant le dimensionnement des barres d'acier dans les poutres en béton armé. Des recommandations ont toutefois été formulées par des groupes de travail tel que on les trouve dans la fédération internationale de béton (fib bulletin), de l'association française de Génie civil (AFGC), à partir des résultats de la littérature. Le matériau composite peut être dimensionné soit pour que la structure supporte des niveaux d'effort plus grand (renforcement), soit pour qu'elle retrouve sa capacité portante ou ses propriétés mécaniques initiales (réparation).

La méthode de calcul simplifiée reprenant les hypothèses de la théorie des poutres est celle couramment proposée par l'ensemble des groupes de travail cherchant à utiliser des renforts composites. Ils reprennent les hypothèses usuellement faites en béton armé :

1. l'hypothèse des sections droites, planes avant déformation, restant planes et identiques à elles-mêmes après déformation,
2. le béton tendu est négligé,
3. le non glissement de l'acier et du matériau composite par rapport au béton.

### **3-2.2 .Renforcement vis-à-vis du moment de flexion :**

Les justifications à effectuer, vis-à-vis du moment de flexion, pour les éléments en béton renforcé par le composite, sont les suivantes :

- Calcul à l'ELS
- Calcul à l'ELU

#### **3-2.2.1.Flexion à l'état limite de service (ELS) :**

A l'ELS, chaque matériau de la poutre (béton, acier, et composite) a un comportement linéaire élastique ; les contraintes sont proportionnelles aux déformations. Ces hypothèses permettent

d'appliquer au béton armé, les formules de la résistance des matériaux établies pour les corps homogènes. Il suffit pour cela d'homogénéiser les sections de béton armé en remplaçant une section de béton armé par une section de béton d'aire pour le composite.

Pour mieux expliquer le principe de calcul vis-à-vis le moment de flexion on présente dans le paragraphe suivant le principe suivant la méthode de calcul de Freyssinet (2004), détaillée puis des comparaisons seront faites pour les différentes approches.

**Méthode de Freyssinet (2004) [51] :**

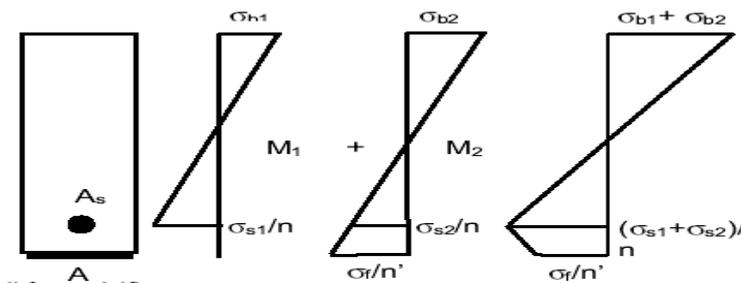
*Principe :*

Le moment  $M$  appliqué à une section donnée se décompose en :

- Un moment  $M_1$  appliqué avant renforcement par TFC
- Un moment  $M_2$  appliqué après renforcement

On a :  $M = M_1 + M_2$

L'état de contraintes total dans les matériaux résulte de la combinaison des contraintes sous la sollicitation  $M_1$  sans le renfort de TFC et des contraintes sous la sollicitation  $M_2$  avec le renfort de TFC



Il faut vérifier que :

$$\sigma_{s1} + \sigma_{s2} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_{b1} + \bar{\sigma}_{b2} \leq \bar{\sigma}_b$$

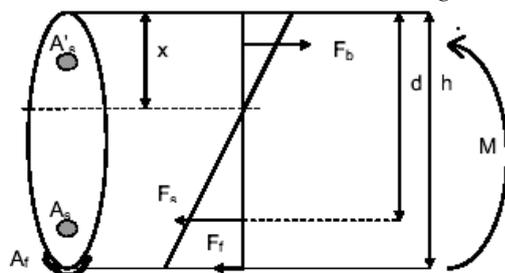
$$\sigma_f \leq \sigma_{st}$$

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte admissible dans les aciers existants, selon les règles BAEL en fonction de l'état de fissuration, et limitée à  $f_c$  (non plastification des aciers).

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible dans le béton

$\sigma_{st}$  : Contrainte admissible dans le TFC

*Calcul des contraintes dans un cas général :*



$M$  : moment sollicitant

$A_s$  : section de l'acier en zone tendue

$A_{s'}$  : Section de l'acier en zone comprimée

$A_f$  : section du TFC

$\sigma_b$  : contrainte en fibre supérieure du béton comprimé

$\sigma_s$  : contrainte dans l'acier comprimé

$\sigma_s$  : contrainte dans l'acier tendu

$\sigma_f$  : contrainte de traction dans le TFC

$n_s$  : coefficient d'équivalence entre acier et béton

$n_f$  : coefficient d'équivalence entre TFC et béton

$I$  : inertie totale de la section =  $I_b(\text{béton}) + I_s(\text{acier})$  Avec  $I_f(\text{TFC})=0$

La section est en équilibre lorsque :  $F_b + F_s + F'_s + F_f = 0$

Avec :

$$\sigma_b = \frac{M \cdot X}{I} \quad (3-9)$$

$$\sigma_s = n_s \cdot M \cdot \frac{x-d}{I} \quad (3-10)$$

$$\sigma_f = n_f \cdot M \cdot \frac{x-b}{I} \quad (3-11)$$

Où :

$$f_b = \int y \frac{\sigma_b b(y)}{x} dy$$

$$F_s = A_s \sigma_s$$

$$F_f = A_f \sigma_f$$

$$F'_s = A'_s \sigma'_s$$

Calcul dans le Cas d'une section rectangulaire :

Dans ce paragraphe on expose les sollicitations en flexion simple d'une section rectangulaire fissurée, par les méthodes de l'AFGC et la FIB (figure 3.3)

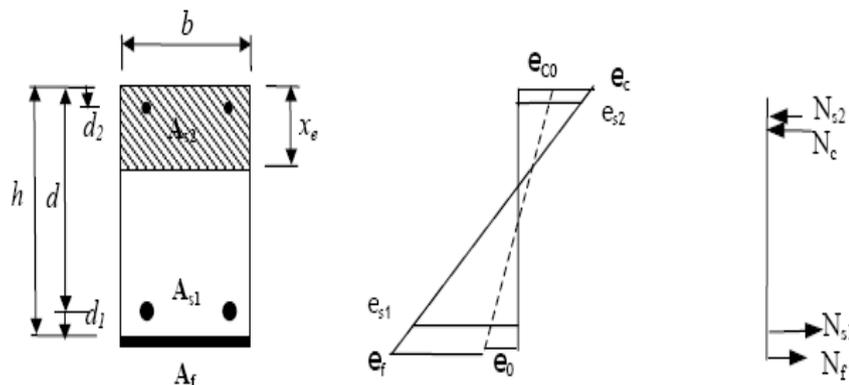


Fig (3-3) : analyse linéaire d'une section fissurée et renforcée

**Méthode de l'AFGC (2003) [52]:**

La hauteur de l'axe neutre est calculé par :

$$x = \frac{-A + (A^2 + 2b.B)^{0.5}}{b}$$

$$A = n.A_s + n.A_s' + n_f.A_f$$

$$B = n.A_s.d + n.A_s'.d + n_f.A_f.h$$

$$n = \frac{E_s}{E_b}$$

$$n_c f = \frac{E_f}{E_b}$$

Donc :

$$X = b \frac{x_e^2}{2} + (n_s A_s + (n_s A_s' + n_f A_f))x - n_s A_s d - n_s A_s' - n_f A_f h = 0 \quad (3-12)$$

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

$$I = I_c + n_s I_s + n_f I_f$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + n_s A_s (d-x)^2 + n_s A_s' (d'-x)^2 + n_f A_f (h-x)^2 \quad (3-13)$$

On note également que :

Le coefficient d'équivalence entre acier et béton  $n_s$  prise égale à : 15

Le coefficient d'équivalence entre composite et béton  $n_f = (E_f / E_b) \times 1.5$

$E_f$  : module de Young de composite

$E_s$  : module de Young de l'acier

### Méthode de la FIB bulletin 14 (2001) [53]:

La hauteur de l'axe neutre est donné par :

$$b \frac{x_e'}{2} + (n_s A_s + (n_s - 1)A_s' + n_f A_s)x - n_s A_s d - (n_s - 1)A_s' d' - n_f A_f (h - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} x) = 0 \quad (3-14)$$

Avec  $\begin{cases} \varepsilon_0 & \text{déformation initiale dans le tissu (valeur virtuelle)} \\ \varepsilon_c & \text{déformation actuelle des fibres extrémités du béton comprimé} \end{cases}$

Le coefficient d'équivalence entre acier et béton  $n_s = E_s / E_b$

Le coefficient d'équivalence entre composite et béton  $n_f = E_f / E_b$

Dans la méthode de la FIB, le coefficient d'équivalence  $n_s$  pour les aciers comprimée est remplacé par  $(n_s - 1)$ . Ceci signifie que la section du béton occupée par les armatures comprimées est enlevée. Mais cela influe peu sur les résultats de calcul du fait de l'importante surface de béton par rapport à celle d'acier. De plus, en tenant compte de la déformation virtuelle du tissu avant renforcement, la hauteur  $h$  est remplacée par  $(h - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} x)$

dans la méthode de la FIB

Dans le cas où la déformation  $\varepsilon_0$  est très petite par rapport à  $\varepsilon_c$ , les hauteur de l'axe neutre  $x_c$  calculées par la méthode FIB et par celle AFGC sont quasiment identiques

En ce qui concerne les contraintes limite la méthode de la FIB utilise pour le béton comprimé et les armatures longitudinales les contraintes limites de l'Euro code 2.

Dans la recommandation de l'AFGC, les valeurs limites des contraintes du béton comprimé et celles des armatures proposées par le BEAL 91

Le tableau 3-1 résume les différentes valeurs utilisées :

Matériaux	FIB bulletin	AFGC
Béton	$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}$ (dans le cas de la combinaison rare) $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$ (dans le cas de la combinaison de charge quasi-permanente)	$\sigma_c \leq 0,60 f_{cj}$
Acier	$\sigma_s = E_s \varepsilon_c \frac{d - x_e}{x_e} \leq 0,80 f_{yk}$ combinaison rare	Min ( $2/3 f_{yk}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}$ ) (Fissuration préjudiciable) Min ( $0,5 f_{yk}, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}$ ) (fissuration très préjudiciable)
CFRP	$\sigma_f = E_f \left( \varepsilon_c \frac{h - x_e}{x_e} - \varepsilon_0 \right) \leq \eta f_{fk}$	$\sigma_f = \text{Min} (\sigma_{fd} \text{ à l'ELS ; } 450 \text{ MPA})$

Tableau (3-1) : comparaison des contraintes limite entre FIB et AFGC

$x_e$  : Hauteur de l'axe neutre

$\eta$  : Coefficient de réduction qui dépend du type de tissu.

$f_{fk}$  : Résistance caractéristique du tissu.

$$\sigma_{fd} = \alpha_f \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \quad (\text{Contrainte en traction du composite pour calcul à l'ELS})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha_f = 0,65 \\ \gamma_f = 2 \end{cases} \quad \text{dans le cas des stratifiés in situ carbone - époxy}$$

Par la comparaison des deux méthodes on note que la contrainte limite de composite imposé par la FIB est plus élevée que la valeur imposée par la AFGC, car la méthode de la FIB n'intègre pas des dégradations éventuelles de caractéristiques mécaniques du composite (vieillessement, fluage, ect..), ce qui est le cas de l'AFGC

### 3-2.2.2. Flexion à l'état limite ultime (ELU) :

Il y a deux différents modes de rupture dans les éléments en béton armé renforcés à la flexion par le composite :

- supposer l'action parfaite de composite entre le composite et la section du béton. Les modes de rupture suivants devraient être pris en considération :
  - la rupture de composite
  - écrasement du béton

En outre dans le renforcement en flexion la contrainte de cisaillement doit être vérifié

- la rupture peut se produire aussi quand il y a une perte d'action de composite.

La rupture de l'adhérence peut se produire aux différentes interfaces :

Le mode typique de rupture provient de la plastification parfaite des armatures tendues associé à la rupture du béton comprimé :

#### **a) Les designs supposant l'action parfaite de composite :**

La forme dans laquelle la capacité de flexion des éléments renforcés par **CFRP** est évaluée est basée sur les forces d'équilibre et la compatibilité des déformations.

Quelques suppositions doivent être prises le long du processus de calcul tel que les hypothèses usuelles du béton armé présenté dans le paragraphe 2-1.

Les différents modes peuvent se produire lors de renforcement en flexion:

- Plastification de l'acier suivi par l'écrasement du béton, le composite restant intact
- Plastification de l'acier suivi par cisaillement du composite
- Ecrasement du béton avant la plastification des aciers

Dans les calculs il est important de considérer l'état initial de déformation de l'élément à renforcer,  $\varepsilon_0$  de la fibre la plus tendue (interface béton / composite). La déformation initiale peut être négligée si la charge qui agit sur l'élément produit un moment de flexion inférieur au moment de fissuration. La déformation initiale peut être évaluée en utilisant la théorie de l'élasticité.

Les différents modes de rupture cités en –dessus peuvent être contrôlé par l'évaluation des déformations au niveau de béton, de l'acier et du composite [54].

Dans ce qui suit on expose les méthodes de : GTM construction (2005), la AFGC (2003) et la méthode de la (Fib bulletin 14 2001)

#### **Méthode de GTM construction :**

La méthode de calcul est celle de l'équilibre d'une section sous chargement ultime par un moment  $M_u$  ; la méthode des pivots tirée du BAEL 91. Un nouveau pivot est introduit par rapport aux trois pivots classiques : le pivot D, qui se produit dans le composite pour un allongement limite  $\varepsilon_{cr}/\gamma_c$  voir (fig 3. 4).

Le pivot A ne peut pas se produire étant donné la proximité entre les aciers et le composite. Les déformations respectives sont très peu différentes. Le pivot D se produit avant le pivot A. Le pivot A n'est donc pas étudié.

- Pivot D : allongement limite ultime du composite :  $\varepsilon = \varepsilon_{cr} / \gamma_c$
- Pivot B : épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée  $\varepsilon = -3,5 \text{ ‰}$

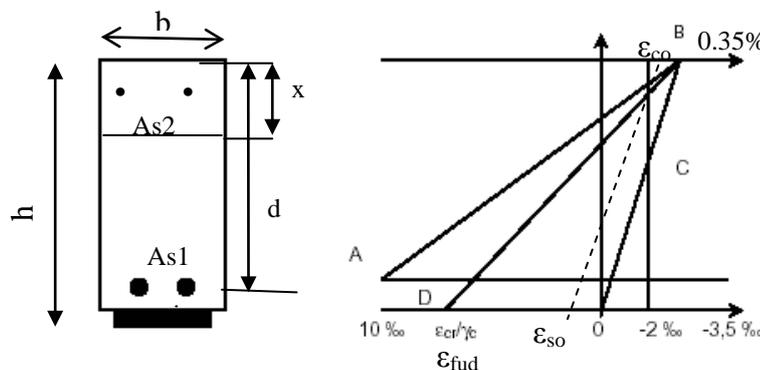


Fig (3-4) : schéma de quatre pivot pour la méthode de GTM construction

**Hypothèse d'un pivot B dans le béton :**

A partir des contraintes dans le béton comprimé, le moment résistant du béton permet de déduire la position de l'axe neutre de la section étudiée  $y_u$  et les déformations dans la section :

$$Y_u = M_u / b.f_{cd}.Z_a \quad (3-15)$$

Le calcul des efforts tranchants dans les aciers et le composite permet le dimensionnement du composite.

$$\text{Si } \varepsilon_s > 0.2\% \quad F_s = A_s \cdot F_c / \gamma_s$$

$$\text{Si } \varepsilon_s < 0.2\% \quad F_s = A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$A_c \geq \frac{0.8.b.f_{cd}.Y_u - F_a}{E_c.\varepsilon_c} \quad (3-16)$$

**Hypothèse d'un pivot D dans le composite**

Dans l'hypothèse d'un pivot D dans le composite, les déformations du composite atteignent les déformations limites. Etant donné la proximité entre les aciers et le composite, les déformations dans les aciers sont presque équivalentes, ce qui entraîne leur plastification.

- Acier  $F_s = A_s f_e / \gamma_c$
- Composite  $F_c = A_c \cdot \varepsilon_c \cdot E_c$

La section de composite à mettre en œuvre se déduit de l'équilibre des moments calculés par rapport au béton, à partir des hypothèses de bras de levier déjà énoncées [55].

$$\begin{aligned} M_u &= F_s Z_s + F_c \cdot Z_c \\ A_c &\geq \frac{M_u - Z_s \cdot F_s}{Z_c \cdot \varepsilon_c \cdot E_c} \end{aligned} \quad (3-17)$$

**Méthode de l'AFGC :**

Dans le cas de L'ELU L'équilibre de la section prend en compte les déformations des matériaux limites (acier égal à 1% et béton en compression 0.35%). Ces états de déformations permettent de tracer un diagramme des déformations passant par un point limite (pivot). L'allongement unitaire de calcul du composite est égal à :

$$\varepsilon_{fud} = \text{Min}(f_{fd} / E_f ; 0,85\%) \quad \text{Avec } f_{fd} = \frac{\alpha_f \cdot f_{fu}}{\gamma_{fu}}, \text{ dans le cas des stratifiés in situ}$$

carbone époxy et  $\gamma_{fu} = 1,6$

En plus des deux pivot A et B du BAEL91, la notion de pivot D (voir fig 3.4), qui correspond à l'atteinte de l'allongement ultime de calcul du composite  $\varepsilon_{fud}$ , est introduite dans ce calcul pour les poutres renforcées.

Le premier cas concerne la droite AB, en prenant  $(h-x)/(d-x) = 1,1$ , la condition à remplir est la suivante :  $1,1(1\% - \varepsilon_{so}) < \varepsilon_{fud}$

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

$$M_{cu} = 0,8x b f_{cu} (d - 0,4x) \quad (3-18)$$

Avec :

$f_{cu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_c}$  La résistance de calcul du béton à la compression, fonction de la résistance caractéristique  $f_{cj}$

$\gamma_c = 1,5$  pour les combinaison fondamentales

$\theta$  un coefficient fonction de la durée d'application des charges.

Dans ce cas, le moment maximal repris par les armatures tendues supposées plastifiées et celui repris par le composite sont les suivants :

$$M_s = A f_{yd} Z_a \quad (\text{armature}) \quad (3-19)$$

$$M_f = A_f E_f \varepsilon_{fd} Z_f \quad (\text{composite}) \quad (3-20)$$

Avec :  $Z_a = d - 0,4x \approx 0,9d$ ,  $Z_f = h - 0,4x \approx d$

$\varepsilon_{fd} = \min[1,10x(1\% - \varepsilon_{s0}); \varepsilon_{fud}]$  et  $f_{yd}$  limite d'élasticité de l'armature.

Le moment ultime de la poutre renforcée est alors :

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

Le deuxième cas concerne la droite BD, les armatures sont plastifiées, la déformation des armatures tendues  $\varepsilon_{se}$  doit vérifier :

Avec :  $\varepsilon_{se}$  la déformation élastique limite de l'acier d'armatures et le coefficient de sécurité  $\gamma_s = 1,15$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_{yk} / \gamma_s}{E_s} = 0,217\% < \varepsilon_{fud} < 1,0 \times (1\% - \varepsilon_{s0}) \quad (3-21)$$

Le moment ultime de la poutre renforcée est  $M_u = ( M_{cu} ; M_s + M_f )$

Le troisième cas concerne la droite BD, mais les armatures passives ne sont pas plastifiées :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s0} + 0,91 \varepsilon_{fud} < \varepsilon_{se} = \frac{f_{yk} / \gamma_s}{E_s}$$

Avec  $\varepsilon_s$  la déformation élastique des armatures tendues

$$\text{Le moment repris par les aciers tendus est cette fois } M_s = A E_s \varepsilon_s Z_a \quad (3-22)$$

### **Méthode de la FIB :**

L'hypothèse de compatibilité des déformations dans une section étant retenue pour le calcul, l'influence de la charge initiale sur la poutre non renforcée doit donc être prise en compte. La position de l'axe neutre, les valeurs de déformations dans le béton comprimé  $\varepsilon_{c0}$  dans une poutre fissurée et non renforcée sont déterminés par une approche ELS. La déformation initiale  $\varepsilon_0$  du composite s'écrit, avec  $h$  la hauteur de la poutre renforcée et  $x_0$  la hauteur de la zone comprimée (figure 3-5):

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c0} \frac{h - x_0}{x_0}$$

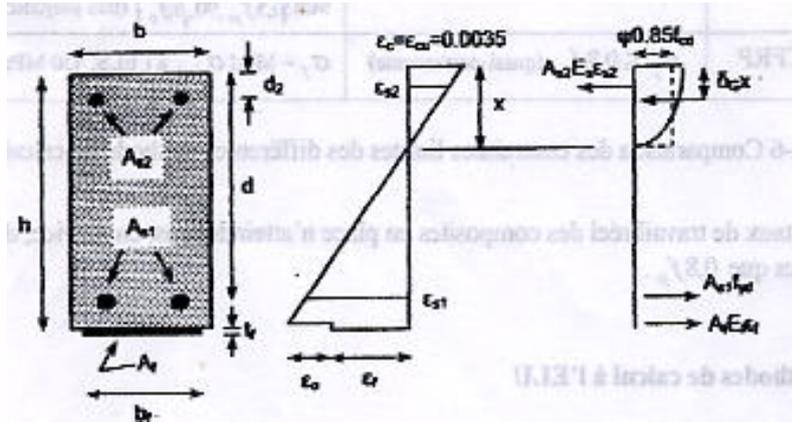


Figure 3-5 : analyse de la section en flexion à l'ELU (d'après la méthode de la FIB Bulletin)

Pour calculer la résistance d'une poutre renforcée en action composite parfaite, il faut déterminer la position de l'axe neutre  $x$  en utilisant la condition d'équilibre des forces dans la section comme il est représenté dans la figure (3-5) :

$$0,85\psi f_{cd} b x + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} = A_{s1} f_{yd} + A_f E_f \varepsilon_f \quad (3-23)$$

Avec :

$\Psi=0,8$  (hypothèse conventionnelle du béton armé) et les hypothèses suivantes :

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{x - d_2}{x} \quad \text{Déformation des armatures comprimées} \quad (3-24)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h - x}{x} - \varepsilon_0 \quad \text{Déformation du composite} \quad (3-25)$$

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

$$M_{Rd} = A_{s1} f_{yd} (d - \delta_G x) + A_f E_f \varepsilon_f (h - \delta_G x) + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} (\delta_G x - d_2) \quad (3-26)$$

$$\delta_G = 0.4$$

La déformation des armatures tendues et celle du composite doivent vérifier les conditions suivantes :

- 1) les armatures tendues sont plastifiées
- 2) la déformation du composite ne doit pas dépasser la valeur limite  $\varepsilon_{fud}$

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x} \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (3-27)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x} - \varepsilon_0 \leq \varepsilon_{fud} \quad (3-28)$$

### Conclusion :

La différence essentielle entre les méthodes FIB et AFGC réside dans les limites en déformation des matériaux comme il est représenté dans le tableau 3-2.

Matériaux	FIB bulletin 14 2001	AFGC 2003	GTM construction 2005
Béton	$\epsilon_c \leq 0.35\%$	$\epsilon_c \leq 0.35\%$	$\epsilon_c \leq 0.35\%$
Acier	$\epsilon_{s1} \leq \frac{f_{yd}}{E_s}$	$\epsilon_s \leq 1\%$	$\epsilon_s \leq 1\%$
Composite	$\epsilon_f \leq \epsilon_{fud}$	$\epsilon_f \leq \epsilon_{cfud} = \text{Min} \left( \frac{f_{fd}}{E_f}, 0.85\% \right)$	$\epsilon_f \leq \epsilon_{fud} = 0.83\%$

Tableau 3-2 : comparaison des déformations limites entre les différentes méthodes.

### **b) Perte d'action de composite :**

La perte d'action dans le composite provient du décollement dû aux fissures de flexion, au décollement de composite aux extrémités, comme il y a un décollement prématuré qui peut se produire aussi si la surface du béton n'est pas adéquate et présente des irrégularités. Ce dernier mode peu être évité par une bonne préparation de surface.

En général la probabilité des modes de rupture qui impliquent une perte dans les actions de composite est diminuée en réduisant l'épaisseur du composite et en tendu le composite quand les couches multiples sont utilisées. Si la force dans la région de l'ancrage dépasse la capacité de l'ancrage les considérations qui devraient être données sont de réduire l'épaisseur et d'augmenter la largeur du composite.

Généralement il y a une autre recommandation telle que (TR 55), qui détaille les discussions si dessus [54].

### **3-2.3. Renforcement à l'effort tranchant :**

Par analogie au calcul des armatures d'effort tranchant en béton armé, les poutres renforcées à l'effort tranchant par frp sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime pour une fissure d'effort tranchant incliné à 45° qui représente le cas le plus défavorable.

Les designs de la résistance au cisaillement des éléments en béton renforcé par composite, se sont basés sur le (truss modèle) et superposition principale avec quelques considérations de comportement orthotrope de composite. La résistance au cisaillement des éléments renforcés déterminée par l'addition de la contribution de renfort composite au béton et l'acier :

$$VR = V_b + V_s + V_f \quad (3-29)$$

Avec :

$V_b$ : contribution individuelle du béton

$V_s$ : contribution individuelle des armatures transversales, cadres, étriers et parfois les armatures tendues.

$V_f$ : contributions des composites situées latéralement qui se comportent comme armatures externes complémentaires aux armatures existantes

### 3-2.3.1. Contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant :

Pour prédire la contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant  $V_f$  des poutres en béton armé, nombreux modèles ont été proposés.

Bien que ce ne soit pas le sujet de notre étude (d'étudier le cisaillement de section), nous tenterons de présenter différentes méthodes de calculs avec des discussions rapides. Nous avons essayés de rassembler les différents paramètres et les notations et de les unifier dans la figure (3-6), pour simplifier la compréhension.

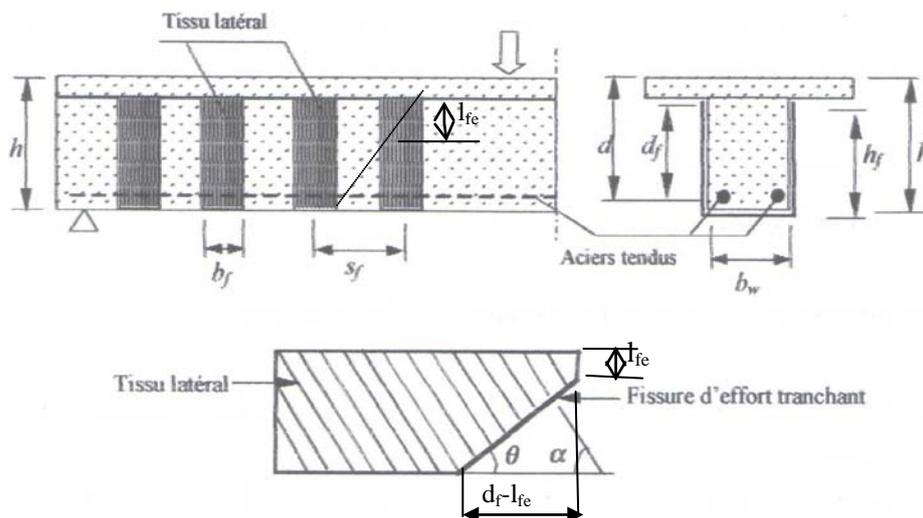


Fig (3-6) : schéma des paramètres d'une poutre renforcée latéralement

#### Malek et Saadatmansh [56]:

Le modèle proposé par Malek et Saadatmansh (1998), est basé sur les équations d'équilibre et de compatibilité. Ils ont montré l'effet :

- de la force ultime de plaque de composite dans la direction normal à la fissure,
- de l'épaisseur de la plaque de composite
- de l'angle d'inclinaison des fissures.

#### Chajes (Chajes et al, 1998) [57]. :

A considérer que la résistance ultime au cisaillement réassorti par le renforcement des plaques ou bande de composite dépend des caractéristiques mécaniques de composite. La longueur de renforcement, les déformations mesurées dans le composite et la hauteur effective de renforcement de poutre

Ils ont réalisé une série d'essais sur huit poutres en T renforcées (entourées ou non) à l'effort tranchant par trois types de composite (aramide, verre et graphique). Les huit poutres renforcées ont toutes été rompues suite au développement des fissures d'effort tranchant, ce qui a provoqué la rupture du composite. Aucune rupture n'a été provoquée par le décollement du composite.

Après analyse des résultats d'essais, une valeur limite de déformation du tissu est proposée  $\varepsilon_{fud} = 0.5\%$  qui correspond à une contrainte limite de calcul  $\sigma_{fud} = E_f \varepsilon_{fud}$

La résistance à l'effort tranchant  $V_f$  apportée par le composite est alors calculée comme suit :

$$V_f = A_f \sigma_{fud} d (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

où  $A_f = 2t_f$  est la section totale des composites latéraux par unité de longueur de la poutre, et les notation de la figure (3-6)

Dans le cas ou  $\alpha = 90^\circ$

$$V_f = A_f E_f \varepsilon_{fud} d \quad (3-30)$$

#### Christophe Deniaud et R .Cheng (2001) [58]:

Ces auteurs ont analysés différentes méthodes de designs en cisaillement trouvé dans la littérature pour des poutres en béton armée renforcées par composite et les ont comparées avec leurs résultats expérimentaux sur 16 poutres en T renforcées extérieurement avec trois types de composites à base de fibres de verre unidirectionnelle, fibre de verre triaxiale et fibre de carbone unidirectionnelle.

La formule proposée pour l'évaluation de  $V_f$  est basée sur l'évaluation de la contrainte effective

$$V_f = A_f f_f d_f \sin \alpha (\sin \alpha + \cos \theta) / S_f \tan \theta \quad (3-31)$$

$$A_f = 2 b_f t_f$$

Pour la détermination de  $f_f$  Deniaud et Cheng ont inclus l'effet de plaque de composite

$$F_f = E_f \varepsilon_{\max} \zeta l$$

Où  $\varepsilon_{\max}$ ,  $D_f$  sont évalués par le modèle proposé par Alexander et Cheng (1997) (voir la discussion dans la section suivante)

#### Chen et Tang, (2001) [59]:

Ont étudiés le cas où la rupture est provoquée par le décollement du composite. Par rapport à l'expression de Chajes,  $d$  est remplacé par la hauteur effective du tissu  $h_{fe}$  et

$\sigma_{fud} = E_f \varepsilon_{fud}$  par la résistance effective du tissu latéral  $f_{fe}$  divisée par un coefficient de sécurité partiel  $\gamma_f$

$$V_f = 2 \frac{f_{fe}}{\gamma_f} t_f b_f \frac{h_{fe} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s_f} \quad (3-32)$$

Avec  $f_{fe}$  la valeur de calcul de la résistance du composite latéral a la traction,  $h_{fe}$  la hauteur effective du composite latéral

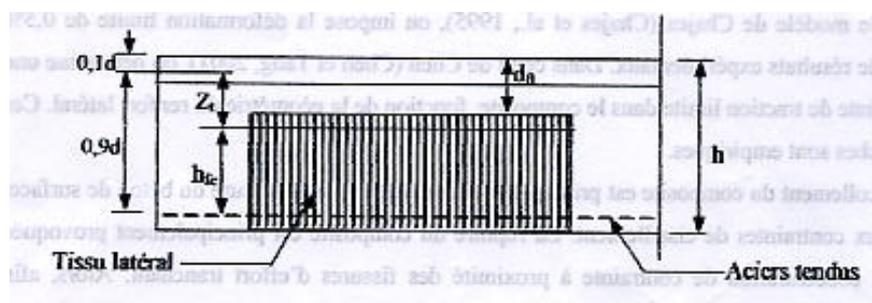


Figure 3-7 : schématisation des paramètres de la méthode de Chen et Tang

La valeur de résistance du composite est donnée par :

$$\begin{aligned} f_{fe} &= 0,8 D_f f_{fe} & \text{si } f_{fe}/E_f \leq \varepsilon_{\max} \\ f_{fe} &= 0,8 D_f \varepsilon_{\max} E_f & \text{si } f_{fe}/E_f > \varepsilon_{\max} \end{aligned}$$

Où  $D$  est un coefficient de distribution des déformations dans le composite,

$\varepsilon_{max}$  déformation limite, choisie égale à 1.5%

$f_{fu}$  résistance ultime en traction

La hauteur effective du tissu latéral  $h_{fe}$  est donnée par

$$h_{fe} = 0.9d - Z_t$$

Avec  $Z_t = \max(0.1d; d_{ft}) + 0.1d$  la hauteur effective obtenue est ainsi inférieure à  $h_{fe}$ .

Le coefficient de distribution  $D_f$  dépend du rapport  $\zeta = Z_t/0.9d$

Et s'écrit :  $D_f = (1 - \zeta)/2$

Lorsque les bandes de composite couvrent toute la hauteur de la poutre :

$d_{ft} = 0$   $Z_t = 0$   $h_{fe} = 0.9d$  et  $\zeta = 0$ , d'où  $D_{f \max} = 0.5$ . Dans le cas, lors de la conception.  
 $F_{fe} = 0.8D_{f \max} f_{fu} = 0.4f_{fu}$

Pour une estimation plus correcte de contribution des bandes de composites vis-à-vis de l'effort tranchant une contrainte limite de cisaillement à l'interface composite/béton est introduite par d'autres auteurs tel que les présentés au suivant, qui remplacent la limite de contrainte de traction des modèles précédents.

#### Shehata A (2001) [60]:

A partir des constatations expérimentales, ce chercheur a développé une méthode pour calculer la contribution de la composite latérale à l'effort tranchant. Pour cela deux poutres en béton armé renforcées à l'effort tranchant par des bandes collées verticalement et inclinées ont été testées. Deux types de rupture ont été constatés:

1. délaminage du composite latéral pour déformation mesurée  $\varepsilon_{fud} = 0.5\%$  (comme dans le cas de Chajes et al, 1995)
2. rupture de la couche du béton sous les bandes dues au dépassement de la contrainte limite de cisaillement  $\tau_{lim} = 0.45f_{tf}$

La résistance du béton en traction  $f_{ij}$  joue ici un rôle important vis-à-vis du décollement potentiel des bandes composite.

Les contraintes limites  $\sigma_{fu \lim}$  qui correspondent à ces deux modes de rupture ( $\sigma_{fu \lim}$ ) sont définies par :

- délaminage du tissu  $\sigma_{fu \lim} = \varepsilon_{fud} E_f = 0.005 E_f$
- rupture du béton d'enrobage  $\sigma_{fu \lim} = \frac{2\tau_{lim} h_f b_f}{2t_f b_f} = \frac{\tau_{lim} h_f}{t_f}$

Où  $h_f$  est la contrainte totale de la bande latérale

Avec la contrainte limite  $\sigma_{fu \lim}$ , la contrainte du tissu à l'effort tranchant vis-à-vis des deux types de rupture s'écrit :

$$V_f = \frac{2b_f t_f \sigma_{fu \lim} Z (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s_f} \quad (3-33)$$

Avec  $Z = 0.9d$

Dans le cas de la rupture du béton d'enrobage, et lorsque  $\theta = 0$ , la résistance à l'effort tranchant apportée par le composite latéral est :

$$V_f = 2\tau_{\text{lim}} h_f Z \frac{b_f}{s_f} \quad (3-34)$$

### FIB bulletin 14, 2001:

Dans le modèle de calcul de la FIB (FIB bulletin 14, 2001) après une étude approfondie sur des résultats d'essais publiés dans la littérature, des formules empiriques ont été établies afin de pouvoir estimer  $V_f$

$$V_f = 0.9 \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \rho_f b_w d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (3-35)$$

Avec :

$E_{fu}$  le module d'Young du tissu latéral

$\rho_f$  le taux de renforcement du tissu latéral  $\rho_f = (2t_f b_f / b_w s_f)$

$\varepsilon_{fd,e}$  valeur de calcul de la déformation du composite latéral

Dans le cas de renforcement latéral en forme de U ou par bande isolée, la rupture d'un élément renforcé est principalement conditionnée par le décollement du composite latéral. Dans ce cas, la déformation effective est donnée par la formule ci-dessous :

$$\text{Où } \varepsilon_{fe} = \min \left[ 0.65 \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.56} x^{10-3}; 0.17 \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.3} \varepsilon_{fu} \right] \quad (3-36)$$

Avec  $f_{cm}$  en MPa et  $E_{fu}$  en GPa

Dans cette formule, le premier terme est relatif au décollement du composite et le second à sa rupture.

De plus, afin d'éviter qu'apparaissent des fissures d'effort tranchant entre des bandes isolées de composite, une condition portant sur l'espacement des bande  $s_f$  est à vérifier :

$$s_f \leq (0.9d - b_f / 2) \quad \text{pour une section rectangulaire}$$

Pour un renforcement continu,  $b_f = s_f$ , et lorsque  $\theta = 45^\circ$  et  $\alpha = 90^\circ$  alors dans ce cas :

$$V_f = 0.9 \varepsilon_{fc} E_{fu} 2t_f d \quad (3-37)$$

### ACI (2002) :

Cette méthode est issue des travaux de Khalifa et al, (1998 et 1999).

La contrainte effective  $f_{fe}$  de composite latéral lors de décollement des bandes est calculée en introduisant un coefficient de réduction tel que  $f_{fe} = R f_{fu}$ , avec la résistance ultime en traction de tissu. Les notions de longueur effective d'ancrage  $l_{fe}$  (longueur de transfert) et de largeur effective des bandes de composite  $w_{fe}$  interviennent dans cette méthode.

La longueur effective d'ancrage définie empiriquement est la suivante :

$$l_{fe} = \exp(6.134 - 0.58 \ln(t_f E_f))$$

La largeur effective de bande  $w_{fe}$  est donnée par :

$$W_{fe} = d_f - l_{fe} \quad \text{pour une bande en forme de U sans ancrage}$$

$$W_{fe} = d_f - 2 l_{fe} \quad \text{pour une bande isolée}$$

Le coefficient de réduction R est le minimum des valeurs suivantes :

- rupture potentielle du composite

$$R = 0.5622 (\rho_f E_f)^2 - 1.2188 (\rho_f E_f) + 0.778 \quad \text{avec } \rho_f E_f \leq 0.7 \text{ GPa}$$

- décollement potentiel des bandes composites

$$R = \frac{(f_{cm})^{2/3}}{\varepsilon_{fu} d_f} w_{fe} [738.93 - 4.06(t_f E_f)] \times 10^{-6} \quad (3-38)$$

Avec  $R_{max} = 0.006 / \varepsilon_{fu}$

Où  $E_f$  le module d'Young du tissu en GPa

$f_{cm}$  la résistance moyenne à la compression de béton

$$\rho = \frac{2t_f b_f}{b_w s_f} \quad \text{Le taux de renforcement du composite latérale}$$

$S_f$  la distance entre les bandes ( $s_{f \max} \leq w_{fe} + d/4$ )

$\varepsilon_{fu}$  la déformation ultime du composite

La contribution à l'effort tranchant du tissu est la suivante :

$$V_f = \frac{2t_f b_f f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{S_f} \quad (3-39)$$

Avec une valeur limite de la contribution des armatures latérales à l'effort tranchant  $V_s$  donnée par :

$$V_f \leq \left( \frac{2\sqrt{f_{cm}} b_w d}{3} - V_s \right) \quad (3-40)$$

### AFGC 2003:

Dans les recommandations de l'AFGC (AFGC, 2003), la résistance à l'effort tranchant apportée par des tissus composites est calculée avec la formule suivante, dans le cas de bandes verticales d'espacement  $s_f$

$$V_f = \alpha_v \frac{2t_f b_f f_{f,d} \min(0.9d, (h_f - l_{anc,v_u}))}{s_f} \quad (3-41)$$

Avec la contrainte de dimension du composite  $f_{fd} = \alpha_f \frac{f_{fu}}{\gamma_{fu}}$

Dans le cas des stratifiés in situ en carbone – époxy :  $\alpha_f = 0.65$ ,  $\gamma_{fu} = 1.6$

Dans le cas des pulltrudés carbone – époxy :  $\gamma_{fu} = 1.25$

$L_{ancr, vu}$  : la longueur d'ancrage d'effort tranchant qui peut être choisie inférieure à la longueur d'ancrage de dimensionnement.  $L_{ancr, vu}$  est déterminée à partir de résultats expérimentaux.

Donc le choix de la valeur de  $L_{\text{ancr},vu}$  va dépendre de la valeur du coefficient  $\alpha_v$  minorant la contrainte dans le composite transversal à  $\alpha_v f_{fd}$  avec :

$$\alpha_v = L_{\text{ancr},vu} / L_{\text{ancr},d} \quad 0 \leq \alpha_v \leq 1$$

**Longueur de l’ancrage de calcul de composite :**

La longueur d’ancrage de dimensionnement  $L_{\text{ancr},d}$  du composite est définie par la formule suivante :

$$L_{\text{ancr},d} = \text{Min} (\alpha_f L_{\text{ancr},\text{exp}} ; L_{\text{ancr},\text{th}})$$

Avec  $\alpha_f = 0.65$ ,

$L_{\text{ancr},\text{exp}}$  la longueur expérimentale

$L_{\text{ancr},\text{th}}$  longueur d’ancrage théorique. Cette dernière est définie en cherchant à équilibrer l’effort de traction repris par le composite  $F_f$  par l’intégration des contraintes moyennes de cisaillement à l’interface :

$$F_f = f_{fu} A_f = \tau_{adh,d} l_{\text{ancr},th} b_f$$

Avec :  $\tau_{adh,d} = \max (\tau_{adh,d}, 2\text{MPa})$ , contrainte de cisaillement de calcul à l’interface et  $f_{fu}$  la contrainte ultime du composite.

**Freyssinet (2004) :**

La figure 3-9 montre une schématisation des paramètres de la méthode Freyssinet

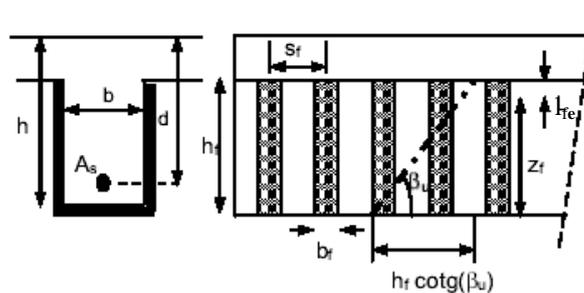


Fig (3-9) : schématisation des paramètres de la méthode Freyssinet

La tenue à l’effort tranchant ultime est assurée dès lors que

$$V_u < V_R = V_S + V_f + V_b$$

$V_u$  : effort tranchant ultime à la section considérée

La contribution du TFC donnée par :

$$v_f = \frac{A_{sf}}{s_f} Z_f \sigma_f \frac{\sin(\alpha_f + \beta_u)}{\sin \beta_u} \quad (3-42)$$

Avec  $A_{sf} = 2t_f b_f$

Les valeurs de  $\sigma_f$  et  $Z_f$  dépendent du type de renforcement :

Cas 1 : bande ceinturant complètement la poutre ou s’ancr à l’aide de mèche

$$\sigma_f = 913 \text{ MPa} \quad Z_f = h_f$$

Dans les autres cas, l’utilisation de l’équation d’équilibre  $2\tau_{fu} b_f l_{fe} = 2b_f t_f \sigma_f$  conduit à

$$\sigma_f = \tau_{fu} l_{fe} / t_f \quad \text{avec :}$$

Cas 2 : bande latérales en forme de U  $Z_f = h_f - l_{fe}$

Cas 3 : bande latérale isolée (sans retour horizontal)  $Z_f = h_f - 2l_{fe}$

$l_{fe}$  : longueur effective d'ancrage, fixée à 100 mm

$\sigma_f$  : résistance du tissu à l'ELU

$\beta_u = 45^\circ$  inclinaison des fissure d'effort tranchant

$\tau_{fu}$  : la contrainte ultime de cisaillement ultime du béton qui est donnée par :

$\tau_{fu} < \{f_{tj}, \sigma_{t,min}, 3\text{MPa}\}$  avec  $\sigma_{t,min}$  : contrainte de rupture garantie à 95% mesurée par l'essai de traction directe du béton dans la zone concernée par le renforcement.

Dans cette approche, deux valeurs sont fixées  $l_{fe} = 10$  mm et  $\tau_{fu} < \{f_{tj}, \sigma_{t,min}, 3\text{MPa}\}$

La 1<sup>ère</sup> signifie que le transfert d'effort tranchant du béton au composite s'effectue après 10 mm

La 2<sup>ème</sup> prend en compte une valeur de cisaillement limite du béton à l'interface béton/composite, déterminée en fonction de résultats d'arrachement et bornée par une valeur supérieur.

#### **ZI YI WU (2004) [24] :**

L'étude apportée par WU est basée sur une analyse comparative et des constatations expérimentales sur des poutres en béton armé renforcé après avoir été pré fissurées ou soumises à un chargement de fatigue. Dans leur étude WU a conclu que la distribution des contraintes dans le tissu latérale n'est pas uniforme et pour estimer correctement la résistance à l'effort tranchant, un bon choix de la déformation effective est très important. WU a proposé une formule utilisée dans le cas de rupture soit par le décollement ou la rupture de composite.

Par rapport aux expressions proposées par ACI et CHEN la formule est basée principalement sur la réduction de la hauteur effective du composite

$$v_f = \frac{2t_f b_f}{s_f} h_{fe} \sigma_{fe} (\cos \theta + \cos \alpha) \sin \alpha \quad (3-43)$$

$H_{eff}$  été proposé avec une réduction supplémentaire de 0.1d

$$\text{Donc } h_{fe} = d_{fe} - l_{fe} - 0.1d \quad \text{avec } d_{fe} = h_f - c \text{ et } l_{fe} = 7 \text{ cm}$$

$$\sigma_{fe} = R \times \sigma_{ft} \quad \text{avec } R = 0.3 \text{ ou } 0.48$$

#### **Récapitulation et comparaison :**

D'après les résultats rapportés précédemment par la littérature nous notons que les points les plus ambigus entre les auteurs dans le calcul de la capacité portante à l'effort tranchant sont :

- les valeurs des contraintes ou bien les déformations effectives
- la hauteur effective des composites latérale

Le tableau (3-3) montre le point de différence entre les différentes méthodes :

méthode	Contrainte (déformation) effective	Hauteur de calcul Des bandes latérales	Modes de rupture
<b>Chajes et al (1995)</b>	$\varepsilon_{fd, c}=0.5\%$	d	Rupture du composite
<b>Chen (2001)</b>	$f_{fe} = 0.8D_f f_{fu} \leq 0.4f_{fu}$	$h_{fe} = 0.9d - Z_t$	Décollement du composite
<b>Shehata et al (2001)</b>	$\varepsilon_{fd, c} = 0.5\%$ $\sigma_{fv,lim} = \frac{\tau_{lim} h_f}{t_f}$	0.9d	Décollement Du composite ou Rupture du béton d'encrage
<b>FIB (2001)</b>	$\varepsilon_{fe}$ $= \min \left[ 0.65 \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.56} \times 10^{-3}; 0.17 \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.3} \varepsilon_{fu} \right]$ (en cas de décollement du tissu)	0.9d	Rupture ou décollement du composite
<b>ACI (1999)</b>	$f_{fe} = R f_{fu}$ , en cas de décollement du tissu $R = \frac{(f_{cm})^{2/3}}{\varepsilon_{fu} d_f} w_{fe} [738.93 - 4.06(t_f E_f)] \times 10^{-6}$	$d_f = d - t_s$	Rupture ou décollement du composite
<b>AFGC (2003)</b>	$\alpha v f_{f,d}$	Min (0.9d, ( $h_f - l_{ancre}$ , $y_u$ ))	Décollement du composite
<b>Freyssinet (2004)</b>	$\sigma_f = \frac{\tau_{fu} l_{fe}}{t_f}$ ou $\sigma_f = \sigma_{fu}$	$Z_f = hf - lf$ ou $Z_f = hf - 2l_{fe}$	Rupture ou décollement du composite
<b>Wu (2005)</b>	$\sigma_{fe} = R \sigma_{fu}$ R=0.3 ou 0.48	$h_{fe} = d_{fe} - l_{fe} - 0.1d$	Décollement du composite

Tableau (3-3) : comparaison des différentes méthodes

### **3-3.Conclusion**

Les calculs à l'ELU d'un renforcement par composite sous sollicitation de flexion simple sont effectuées en posant les hypothèse conventionnelles appliquées au calcul du béton armé, avec les limitation sur les déformations du béton comprimé, des armatures tendues et du composite

D'après tous les modèles proposés par les différents auteurs, pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant, il est remarquable que la contribution de composite dépend de plusieurs paramètres : déformation de composite, hauteur effective de la poutre, la surface de composite, l'épaisseur et la résistance à la traction de composite, la résistance au cisaillement du béton.

Il est évident d'après le nombre important des études apportées par les auteurs qu'il est difficile de proposer une formule analytique pour prédire correctement la force ultime de renforcement dans le cisaillement des poutres. La difficulté peut résider dans l'interaction complexe qui existe entre le béton et les armatures de renforcement dans le cisaillement et la flexion et le renforcement de composite dans le cisaillement.

Généralement le point le plus complexe est le choix de la contrainte ou bien la déformation effective, et la hauteur effective des bandes de composite. D' autre part on conclue qu'il n'y a pas de consensus pour la prédiction de résistance à l'effort tranchant du composite.

On conclue aussi que la contribution de composite aux fissures des 'efforts tranchant des poutres en béton armé est plus efficace lorsque les bandes sont perpendiculaires à la fissure d'effort tranchant et sont en forme de U. Généralement sur la plus part des méthodes discutées deux modes de rupture ont été observés :

La rupture par arrachement du composite lorsque les bandes sont en forme de U

La rupture de composite dans le composite dans le cas du renforcement entouré.

## **Chapitre 4**

# **Expérimentation utilisée**

4-1 introduction

4-2 Programme des essais

4-3 Dimensionnement des spécimens

4-4-Matériaux utilisés

4-5 Préparation des spécimens

4-6 Mode de renforcement

4-7 Instrumentation d'essai

4-8. Procédé des essais

## Chapitre 4 Expérimentation utilisée

### 4-1. Introduction :

Dans ce chapitre de cette deuxième partie nous présentons la méthodologie expérimentale conduite sur des spécimens en béton armé et non armé pré fissurés puis renforcés par le TFC (Toile en Fibres de Carbone). A la lumière de cette présentation les différentes méthodes d'investigation utilisées ainsi que le programme des essais seront illustrés. Le dimensionnement des spécimens avec les trois matériaux constitutifs : le composite, l'acier et le béton sera exposé. Pour le premier matériau, nous décrivons ses constituants et sa mise en œuvre conduite par nos soins au niveau du laboratoire. Pour le deuxième et le troisième matériau et ses compositions les propriétés sont obtenues à partir des essais standard dont nous présentons les résultats de mesure. La fabrication des poutres, l'instrumentation, le mode de chargement utilisé lors des essais sont également expliqués ainsi que des précisions sur les détails du montage expérimental.

### 4-2. Programme des essais :

Pour cette campagne d'essais une série de onze poutres a été réalisée, cinq de ces poutres ont une section rectangulaire de **(13x20)** cm. Cependant il est à signaler que pour éviter les difficultés rencontrées lors de la préparation de ces cinq premières poutres, l'idée d'effectuer une première approche sur des corps d'épreuves aux dimensions réduites d'un facteur 1/3 a été adopté ce qui permet d'avoir l'avantage d'utilisation des modèles réduits.

Par l'application des règles de similitude géométrique pour le dimensionnement des poutres restantes nous avons abouti à une section de **(5x7)** cm.

le taux de renforcement dans la partie tendue en matière d'acier a été varié entre poutre non armée, poutres sous armées avec 3HA8 et autres normalement armées avec 3HA12, ce qui donne respectivement **(0%, 0.66% et 1.45%)**. Quatre de ces poutres seront chargées jusqu'à rupture sans qu'elles ne se soient pas renforcées extérieurement. Les autres sont pré fissurées par l'application d'une charge égale à 60% de la résistance ultime des poutres rompues, puis déchargées et renforcées extérieurement par le TFC selon différentes formes avant d'être chargées à nouveau jusqu'à la rupture. Dans le but d'avoir l'effet des fissurations initiales sur le comportement mécanique des poutres renforcées ou réparées une des poutres sera renforcée en composite avant qu'elle ne soit pas chargée. Une comparaison sera faite entre cette dernière et celles non renforcée et chargée jusqu'à la rupture, et chargée à 60% puis renforcée et chargée à nouveau jusqu'à la rupture. Tous les spécimens testés sont soumis à la flexion trois points.

### 4-3. Dimensionnement des spécimens :

#### 4-3.1. Dimensionnement des poutres à l'échelle 1 :

Les poutres testées sont des poutres isostatiques reposant sur deux appuis, ayant :

- 13 cm de largeur
- 20 cm de hauteur
- 120 cm de longueur
- 100 cm de portée

Ils sont dimensionnés vis-à-vis de l'état limite de service selon les règles de BAEL 91 (présentées dans le chapitre trois). Une vérification vis-à-vis de l'état limite ultime à été

effectuée de manière à ce que la rupture ait bien lieu suivant le pivot A. Le mode de rupture en pivot A est choisi pour favoriser le travail du composite quand la poutre est renforcée. Le tableau 4.1 présente les valeurs estimées de la résistance ultime au moment fléchissant et celle à l'effort tranchant. Ces valeurs sont toujours calculées en utilisant le règlement BAEL sans tenir compte des coefficients de sécurité (voir annexe 1).

Poutres	Armatures	Taux de renforcement	Résistance ultime calculée	
			Flexion en (KN)	Effort tranchant en (KN)
P1	3HA8	0.66%	43.54	99.90
P2	3HA12	1.45%	91.71	
P3	3HA8	0.66%	43.54	
P4	3HA8	0.66%	43.54	
P5	/	/	/	/

Tableau 4.1 : renforcement et résistance ultime des poutres

Toutes les poutres dans la zone comprimée sont armées par deux armatures HA8. Les armatures transversales sont des cadres de Ø6 (lisse) disposés avec un espacement 13 cm comme le montre la figure 4.1

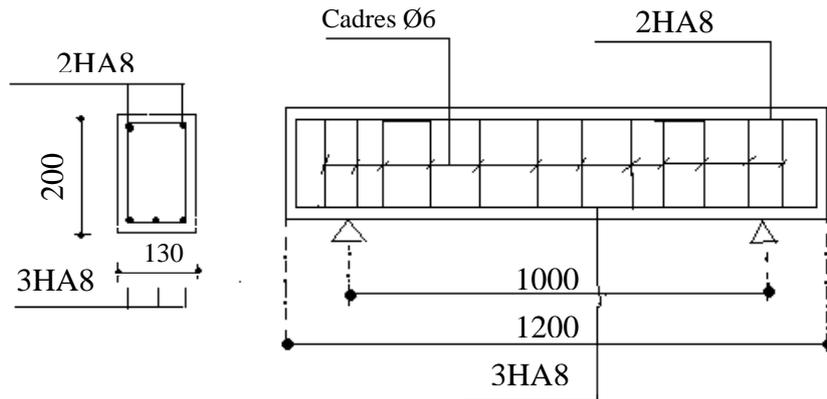


Fig. (4 -1) : Schéma de ferrailage des poutres (les dimensions sont en mm)

### 3.2 Dimensionnement des poutres à l'échelle 1/3 :

L'objectif du dimensionnement des modèles réduits est de conserver le comportement des poutres de référence. Il a été montré que cet objectif était en partie atteint en appliquant les règles de la similitude géométrique [61]. Les critères de validation qui ont été vérifiés sont, la résistance ultime et les flèches des poutres.

L'écart relatif entre les valeurs attendues et les valeurs mesurées est inférieur à 20 % [62].

L'application des règles de la similitude géométrique consiste à multiplier chaque paramètre dimensionnel de la poutre de référence par le coefficient approprié :

1/3 pour les longueurs,

1/9 pour les aires,

1/27 pour les volumes,

1/9 pour les forces,

1 pour les contraintes et les déformations

Notre modèle réduit **tiré** de la poutre **P2** armée en **3HA12** a abouti aux dimensions suivantes :  
 Largeur 5 cm. Hauteur 7 cm. Longueur 40 cm.

Pour conserver un comportement le plus proche possible du comportement de référence, les règles de la similitude géométrique doivent être appliquées à tous les paramètres dimensionnels de la poutre, en particulier les paramètres microstructuraux. Ainsi, la mise en œuvre pratique a consisté à :

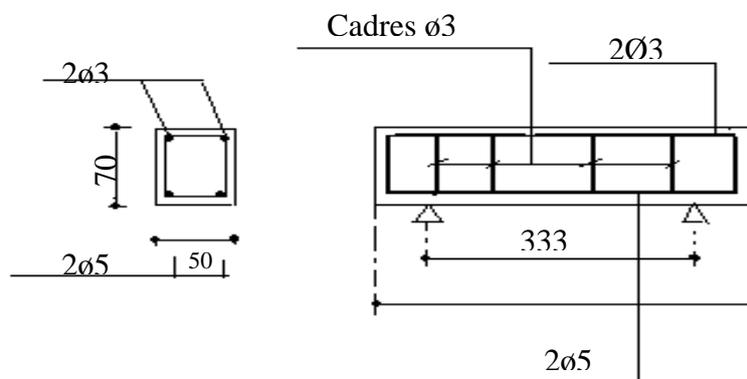
- fabriquer des ferrailages en appliquant le facteur de similitude par rapport au ferrailage des poutres de référence (Figures 4-2 et 4-3). Or il n'est pas possible de trouver des aciers crantés de 4 mm. Nous avons alors procédé par la règle des aires. Les dimensions sont rassemblées dans le tableau 4 – 2. Les armatures transversales ont été choisi de t'elle façon on respecte les règles de similitudes par rapport à la poutre de référence.

Poutres	Armature	Taux de renforcement Armature longitudinale	Résistance (KN)	
			Flexion	Effort tranchant
P6	2 $\phi$ 5	1.43 %	10.19	10.52
P7	2 $\phi$ 5	1.43 %		
P8	2 $\phi$ 5	1.43 %		
P9	2 $\phi$ 5	1.43 %		
P10	2 $\phi$ 5	1.43 %		
P11	/	/	/	/

Tableau 4-2 : armature et résistance ultime des poutres de modèle réduit



Fig.4-2 : Photographie des ferrailages du modèle réduit



Fig(4-3) : schéma de ferrailage des poutres modèle réduit (les dimensions sont en mm)

- élaborer un micro béton de granulométrie adaptée aux dimensions des poutres réelles. En effet, la taille du plus gros granulat et le tamisât (fraction massique des granulats)

sont des facteurs clés de la fissuration du béton. Afin de conserver un comportement similaire à celui du béton de référence, chaque tamisât a été associé à un tamis de diamètre divisé par 3.

- La conception de micro béton et des modèles réduits de ferrailage doit permettre de simuler le plus fidèlement possible la fissuration des poutres réelles sur les modèles réduits. Dans ce sens un paramètre important de contrôle de cette fissuration est l'adhérence des aciers tendus [63], [64].

#### 4-4-Matériaux utilisés :

##### 4-4.1 Composite

Les matériaux composites utilisés dans notre étude sont des tissus en fibre de carbone combinée avec une résine époxy, de 1 mm d'épaisseur et qui sont fournis par l'entreprise SIKA (Alger)

##### 4-4.1.1) Tissu :

Le tissu est un SIKA WRAP HEX 230 bi directionnel avec une couleur noir (voir fig.4-4.), et qui a les caractéristiques suivantes :

- masse surfacique :  $225\text{g/m}^2$
- épaisseur : 0.13mm
- Résistance à la traction 3500 MPa
- module d'élasticité en traction 230 000 MPa
- allongement à la rupture 1.5 %



Fig (4-4) : tissu en fibre de carbone

##### 4-4.1.2) Résine :

La colle est une résine synthétique destinée à imprégner le support à renforcer. Cette résine est de type SIKADUR 330 constituée de deux composante :

- A : résine de couleur blanche
- B : durcisseur de couleur grise

Les caractéristiques garanties par le fournisseur sont rassemblées dans le tableau 4-3

Adhérence sur béton sablé (EN 24624)	Supérieur à la cohésion du support (dés 14h)
Résistance à la traction	$\geq 30$ MPa à 2 jour et $20^0\text{C}$
Résistance à la compression	$\geq 55$ MPa à 2 jour et $20^0\text{C}$
Module d'élasticité en flexion	$E=3\ 800$ MPa à 7 jours et à $23^0\text{C}$
Dureté shore D	$> 70$ à 2 jours et $20^0\text{C}$

Tableau 4-3 : caractéristiques de la résine

## 4-4.1.3) Composite TFC (tissu+résine) :

Les performances indiquées dans le tableau 4-4 ont été mesurées en laboratoire après 7 jours de durcissement à 230 °C et sont issues de statistiques (valeur moyenne au niveau de confiance 95 %)

Résistance en traction	750 Mpa
Module d'élasticité en traction	55000 Mpa
Allongement à la rupture	1.15 %

Tableau 4-4 : caractéristiques mécaniques de composite

**4-4.2. Aciers :**

Les aciers utilisés, dans le ferrailage sont de deux classes :

1. barre à haute adhérence servant comme ferrailage longitudinal pour les poutres à l'échelle 1
2. rond lisse servant comme ferrailage longitudinal pour les poutres à l'échelle 1/3, et ferrailage transversal pour tous les spécimens.

Des essais de caractérisation en traction sur les aciers nuances HA8 et HA12 ont été réalisés afin de comparer les caractéristiques avec celles fournies par le fabricant. Pour les réalisées, des essais de traction directe ont été effectués sur des éprouvettes de 15 cm de longueur tirées au hasard dans le lot de barres d'armature ayant servi pour la fabrication des poutres.

La figure 4-5 montre un exemple de courbe charge/déplacement enregistré sur une éprouvette HA8. L'allure est la même pour l'éprouvette HA12. Cette allure montre une partie linéaire importante traduisant le comportement élastique suivi d'une partie non linéaire caractérisant une phase plastique faible avant la rupture finale.

Les résultats rassemblés dans le tableau 4-5 sont la moyenne de trois mesures

acier	Limite élastique Fe (MPa)	Contrainte de rupture fr (MPa)
HA 8	373	436
HA12	388	428

Tableau 4-5 : résultat expérimental de caractérisation des aciers

Les caractéristiques des aciers fournis par le fabricant sont données dans le tableau (4-6) :

Type	Nuance	Contrainte d'élasticité fe (MPa)	Contrainte de rupture fr (MPa)
Acier HA12	Fe E40	400	420
Acier HA8	Fe E40	400	420
Acier ø6	Fe E24	235	410
Acier ø5	FeF24	235	410
Acier ø3	Fe E24	235	410

Tableau 4-6: caractérisation des aciers

Comme on peut le remarquer les valeurs mesurés sont proches de celles donnés par le fabricant. La légère différence peut être expliqué par la dispersion de l'essai mécanique ainsi que le nombre limité d'éprouvettes utilisées.

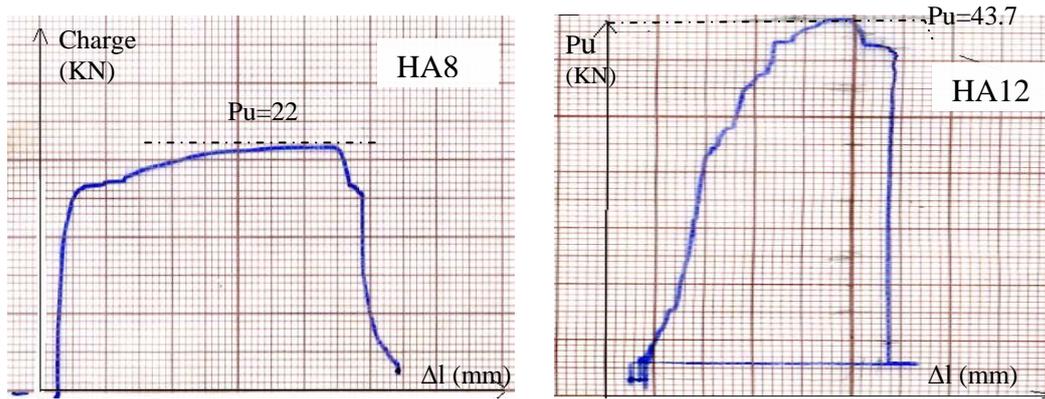


Fig 4-5 : courbes expérimentales de charge/déplacement des armatures d'acier HA8 et HA12

#### **4-4.3 Bétons :**

##### 4.3.1. Constituants du béton :

Dans le but de mieux formuler le béton, nous avons procédé à une caractérisation physique de ses constituants. Les tableaux 4-7 rassemblent les valeurs moyennes mesurées des masses volumiques apparentes et absolues des constituants utilisées :

Matériaux	Ciment	Sable	Gravier (5/15)	Gravier (15/25)
Mv app (g/cm <sup>3</sup> )	1	1.453	1.444	1.411
Mvabs (g/cm <sup>3</sup> )	3	2.56	2.63	2.65

Tableau 4-7 : masse volumique apparente et absolue selon NFP 18 558

L'indice de propreté des granulats a été déterminé par l'essai d'équivalent de sable à vue pour les sables, et par le lavage à grande quantité d'eau pour G1 et G2. Les résultats sont indiqués dans le tableau 4-8:

	Sable	G1	G2
Indice de propreté	95.51%	0.75%	0.51%
Ecart type	1.76	0.05	0.026
Coef de variation	1.84%	6.66%	5.09%

Tableau 4-8 : indice de propreté selon NFP 18-598 et NF P 18-301

#### **Ciment :**

Le ciment utilisée est un ciment portland composé CPJ 45 classe 2 de provenance de la cimenterie de Hadjar Soud de Annaba. La résistance mécanique assurée par le fabricant est 42.5 MPa minimum. Et comme il est nécessaire de connaître le début et la fin de prise de la pâte de ciment pour évaluer le temps disponible pour la mise en place correcte du béton, nous avons effectué l'essai de prise selon la norme N.F.P 15-431 à l'aide de l'aiguille de Vicat qui donne deux repères pratiques : le début et la fin de prise. Le résultat est comme suit :

Si on considère le début de prise le moment où l'on constate une augmentation relative de la viscosité de la pâte de ciment avec échauffement, le temps mesuré de zéro et au bout duquel la distance entre l'aiguille et la plaque de base est de  $4 \pm 1$  mm, est de 60 minute et le temps mesuré depuis l'instant zéro, et au bout duquel l'aiguille ne pénètre plus pour la première fois qu'à 0.5 mm dans l'éprouvette est le temps de fin de prise on a trouvé 10 heures.

L'essai de consistance été effectué selon N.F.P 15-431 et avec le même appareil de la détermination de prise sauf que l'aiguille est remplacée par une sonde, au bout duquel la distance entre l'extrémité de la sonde et le fond du moule est de  $6 \pm 1$  mm. On a noté que la consistance est de 27%.

**Le sable :**

Le sable utilisé est un sable de la région Annaba. Le tableau 4-9 rassemble les résultats des tamisât

Ouverture des mailles (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulé %	Tamisât %
5	0	0	100
2.5	2	0.1	99.94
1.25	3	0.25	99.75
1	10	0.75	99.25
0.63	20	1.75	98.25
0.5	40	3.75	96.25
0.315	545	31	69
0.2	1190	90.5	9.5
0.14	140	97.5	2.5
0.008	50	100	0.00

Tableau (4-9) : tamisât de sable

Le gravier :

Les graviers utilisés proviennent des carrières de la région. Trois granulométries ont été utilisées 5/15 ; 15/25 et 1,25/8. Les tableaux 4-10, 4-11 et 4-12 rassemblent les mesures des tamisât.

a) gravier G1 (5/15) :

Ouverture des mailles	Refus partiel (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât %
20	17	0.85	99.15
16	95	5.60	994.40
12.5	620	36.60	63.40
10	643	68.75	31.25
8	330	85.25	14.75
6.3	255	98	2
5	40	100	0

Tableau (4-10) : tamisât de gravier 5/15

b) Gravier G2 (15/25) :

Ouverture des mailles	Refus partiel (g)	Refus cumulus (%)	Tamisât %
31.5	60	3	97
25	190	12.5	87.5
20	660	45.5	54.5
16	910	91	9
12.5	160	99	1
10	10	99.5	0.5
8	10	100	0

Tableau (4-11) : tamisât de gravier 15/25

Granulât (1.25/8) :

Ouvertures des mailles	Refus partiel (g)	Refus cumulus (%)	Tamisât (%)
8	60	4.27	95.73
6.33	870	61.92	33.81
5	85	6.05	27.76
4	65	4.63	23.13
3.15	75	5.34	17.79
2	215	15.3	2.49
1.25	35	2.49	0

Tableau (4-12) : tamisât des granulats 1.25/8

Les courbes granulométriques sont présentées sur les figures 4-6 et 4-7:

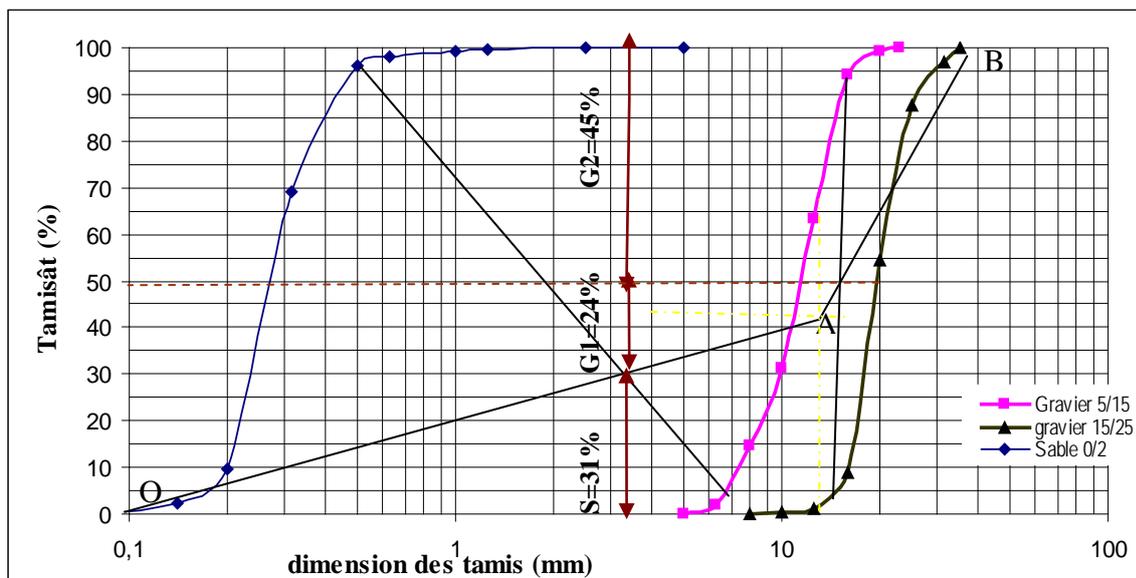


Fig (4-6) : analyse granulométrique (étude de la composition granulaire pour le béton des poutre à l'échelle 1)

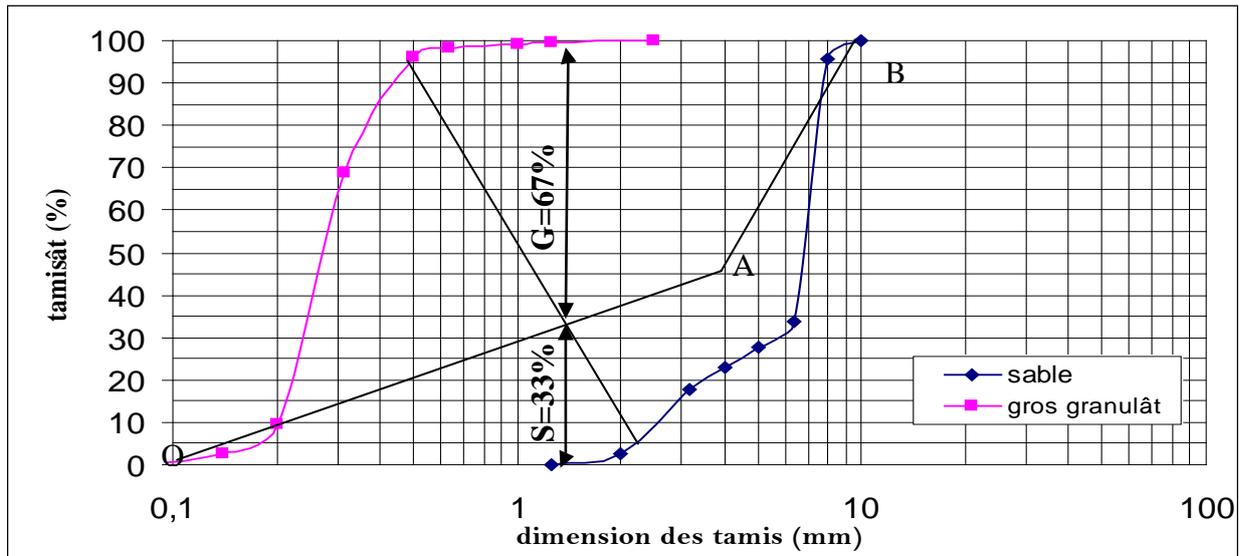


Fig (4-7) : analyse granulométrique (étude de la composition granulaire pour le micro béton des poutres modèle réduit)

#### 4-4.3.2. Formulation du béton :

##### Poutre à l'échelle 1:

La formulation a été faite en utilisant la méthode de Dreux Gorisse. Nous avons proposé une valeur de résistance de ciment de 42 Mpa. Afin d'obtenir la classe de résistance à la compression souhaité 30 MPa, nous avons testés la formulation dans un premier temps par quelques essais d'études :

- La maniabilité du béton a été contrôlée par la mesure de l'affaissement, à l'aide du cône d'Abrams
- une comparaison a été faite entre la densité réelle ( $\Delta$ ) mesurée lors de la préparation du béton et la densité théorique calculée de la formulation. Les résultats obtenus donnent une correspondance entre les deux valeurs.
- Des essais d'écrasements à la compression sont également faits sur des éprouvettes cylindriques (11x22) cm et cubiques (10x10x10) cm selon N.F.P 15-406. Ces essais sont faits par deux séries de six entre cylindre et cube à 14 et 28 jours d'age.

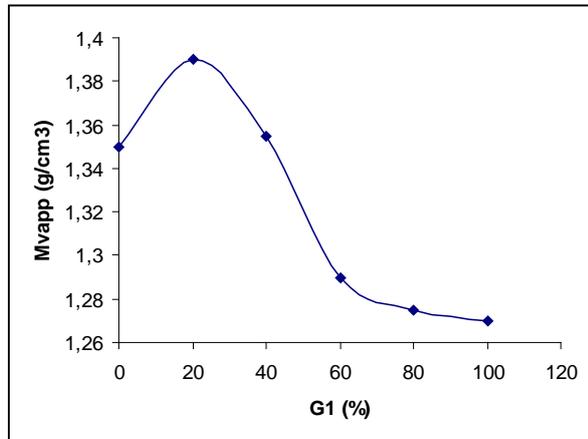
Le tableau 4-13 présente les valeurs des constituants pour un m<sup>3</sup> du béton :

	Ciment (Kg/m <sup>3</sup> )	E/C	Affaissement (cm)	Quantité d'eau (L)	Proportion de sable (Kg)	Proportion de G1 (Kg)	Proportion de G2 (Kg)
1m <sup>3</sup> du béton	400	2.14	7	187	553.14	439.95	831.17

Tableau 4-13 : composition du béton

### Poutres à l'échelle 1/3 :

Par l'application des règles des similitudes pour les modèles réduits nous avons élaboré un micro béton de granulats max égal à 8 mm.



Afin de résoudre le problème des gros granulats (G1 et G2), on a proposé une approche expérimentale basée sur la détermination de la porosité minimale du squelette granulaire, en faisant varier les taux des nouveaux granulats ( $1.25 \leq G_1 \leq 3.15$ ) mm et ( $4 \leq G_2 < 8$ ) mm en 20%, 40%, 60%, 80% comme il est présenté dans la courbe de la figure 4-8 expérimentale.

Figure 4-8 : proportion de masse volumique pour les granulats de micro béton

Il est à signaler que les valeurs des masses volumiques apparentes de chaque pourcentage sont la moyenne de trois mesures.

De la courbe granulométrique 4-7 on peut faire sortir les nouveaux pourcentages des granulats pour déterminer les compositions de micro béton.

La classe de résistance à la compression cherchée est celle des poutres de référence. Le contrôle de maniabilité est fait à l'aide du cône d'Abrams. La méthode utilisée dans la formulation est celle de Dreux. Les proportions sont reportées dans le tableau 4-14 :

	Ciment (Kg)	C/E	Affaissement Cm	Quantité d'eau (L)	Sable (Kg)	G` (Kg)
1m <sup>3</sup> du béton	437	2.3	7	190	542.64	1130.36

Tableau 4-14: composition du micro béton

## 4-5. Préparation des spécimens :

### 4-5.1. Fabrication :

Le mélange des constituants a été fait dans un malaxeur à axe vertical. Le volume de chaque gâchée est de 90.27 l (pour une seule poutre de  $(13 \times 20 \times 120)$  cm<sup>3</sup>). La durée de malaxage est de 8 minutes (5 à sec et 3 minute humide).

Le coulage des poutres a été fait en deux séries de deux dans des moules métalliques (figure 4-9)

Le béton est compacté par vibration courante sur une table vibrante. Le démoulage s'effectue après 7 jours de durcissement pour éviter une flèche prématurée des poutres. La cure du béton a été réalisée en conservant les spécimens sous une couverture humide. Cette dernière a été aussi enveloppée par toile en plastique durant 7 jours.

Il est à signaler que les poutres des modèles réduits ont été coulées dans des moules en bois et démoulées après 28 jours. Durant cette période elles sont arrosées régulièrement et surtout durant les 7 premiers jours, de même que les poutres de référence des éprouvettes cylindriques et cubiques prélevées pour la vérification de résistance du béton



fig (4-9) : Moule équipé de ferrailage

#### 4-5.2. Préparation des surfaces des poutres

Afin d'obtenir un bon lien entre le matériau composite et le béton, il est nécessaire d'abraser la surface et de retirer toute poussière.

Pour ce faire il est d'usage courant de retirer la laitance du béton au moyen d'un jet de sable (« sand-blast »). Comme il n'est pas possible de préparer les surfaces des poutres par le procédé d'abrasion au jet de sable au niveau de laboratoire à l'époque, nous avons opté pour une abrasion chimique à l'aide d'une solution chimique connu sous le nom de l'Acétone, et qui est composée d'acide, de chlore et d'alcool.

Tout d'abord nous avons lavé fortement les surfaces avec l'eau de chlorure puis on a les brossés vigoureusement à l'aide d'une brosse imbibée d'Acétone. Nous avons attendu au moins quinze minutes pour laisser le temps à la solution d'attaquer la surface. Nous avons ensuite rincé les surfaces à l'eau et laissé sécher au minimum 48 heures.

Nous avons retiré toute poussière à l'aide d'un jet d'air avant le laminage de la plaque de renfort. La figure 4-10 montre un exemple de l'opération.



Fig (4-10) : photographie de la préparation de surface

## 4-5.3. Mesure de la résistance à la compression

Des éprouvettes cylindriques de (11\*22) cm et cubique de (10\*10\*10) cm ont été prélevées de chaque gâchée et démoulées et conservées dans les mêmes conditions que les poutres pour contrôler la résistance à la compression du béton le jour d'essai.

Le tableau 4-15 reporte l'ensemble des résultats obtenus.

	éprouvette	Résistance caractéristique a la compression (en MPa)	Résistance moyenne (en MPa)	Ecart type	Coefficient de variation (en %)
Béton	Cylindre	27.32	28.48	0.99	3.47
		29.16			
		27.43			
		29.83			
		28.3			
		28.84			
	Cube	36.2	36.03	0.41	1.11
		36.3			
		35.60			
Micro-Béton	Cylindre	27.32	28.76	1.49	5.18
		29.70			
		29.26			
	Cube	35.3	35.16	1.59	4.52
		31.80			
		36.52			

Tableau 4-15 : contrôle de la résistance à la compression du béton

On remarque que les résultats de mesure se caractérisent par une faible dispersion. Les valeurs moyennes des résistances aussi bien pour le cylindre que pour le cube sont très proches pour les deux compositions (béton et micro béton). Les valeurs données par le cube sont supérieures à celles données par le cylindre. Ce phénomène s'explique par l'effet des forces de frottement qui se développent entre les plateaux de la machine et les surfaces du cube et qui empêchent les déformations transversales de se développer librement dans le cas du cube. L'influence de ces forces de frottement diminue avec l'augmentation de la hauteur.

On rappelle que les normes Européennes, définissent la classe de résistance du béton à partir de deux types d'éprouvette des éprouvette cylindrique de 150 mm de diamètre et 300 mm de hauteur, et des éprouvette cubique de 150 mm de coté, en précisant d'ailleurs qu'il est possible d'utiliser d'autres tailles d'échantillons dans la mesure où la relation avec les échantillons et les méthodes normalisées a été établie avec une précision suffisante, ce qui est le cas de nos éprouvettes 11/22.

Des résultats décrits en tableau 4-14, la résistance à la compression du béton est B30 d'après les classifications spécifiés du fascicule 65 A. Compte tenu de ce qui vient d'être rappelé B30 correspond à la classe C 30/35[67]

#### 4-5.4 Pré fissuration :

Un programme de pré chargement a été appliqué sur six poutres avant le collage de TFC. Le programme consiste à piloter un chargement de flexion trois point jusqu'à un niveau de 60% de la résistance ultime. Cette valeur a été choisie de manière à s'assurer que nous sommes bien dans L'ELS. En effet d'après la littérature le taux de 60% pris expérimentalement correspond à une ouverture de fissure égale a 0.3 mm, comme il est recommandé dans l'euro code 2 pour les structures en béton armé exposé à l'air.

Pour les poutres armée deux micro fissures visibles à l'œil nue sont apparues lors de l'expérimentation par rapport au centre de la poutre à cause de la présence des armatures transversales ( fig 4-11) et fig (4-12)

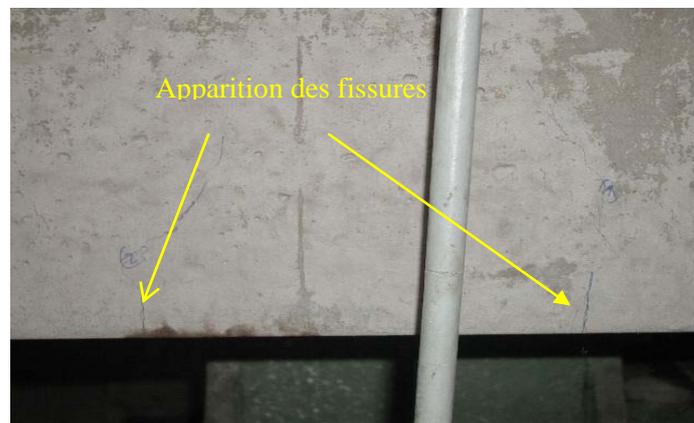


Fig (4-11) : Photographie de pré fissuration typique des poutres

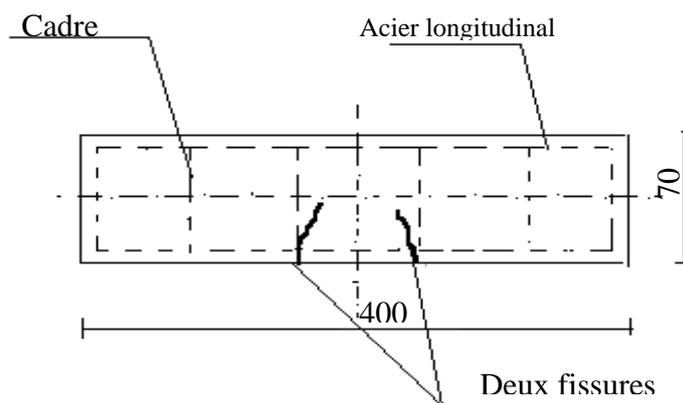
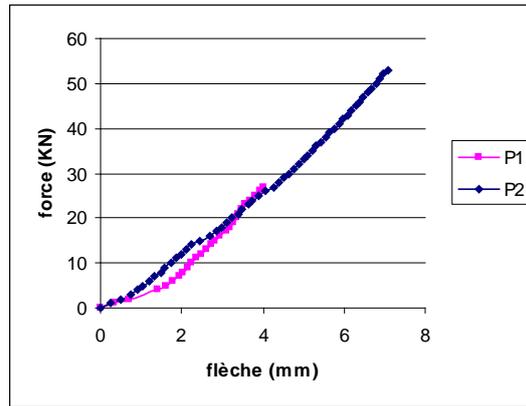


Fig (4-12) : Schématisation des deux fissures symétriques au niveau des cadres

Les figures 4-13 et 4-14 montrent les résultats de pré fissuration des spécimens pré fissurés de la poutre P1, P2, P7, P8, P9, P10 et P11



Fig(4-13) : Courbe de pré fissuration de la poutre P1 et P2

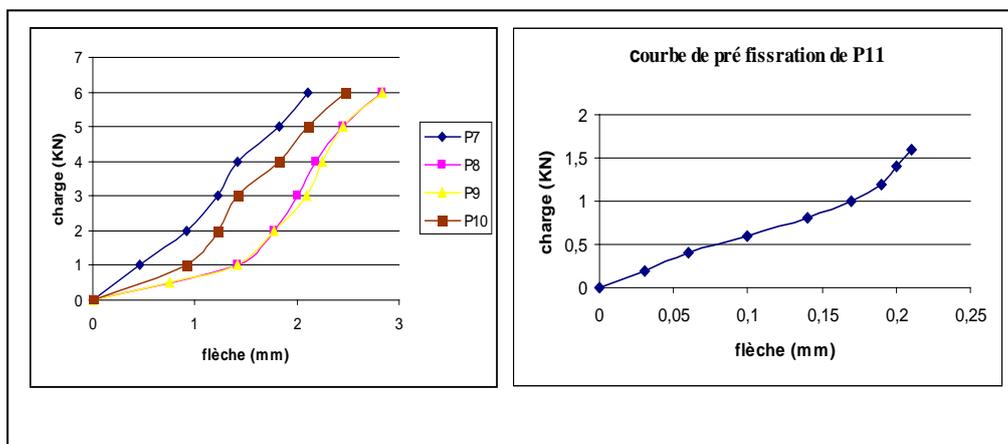


Fig (4-14) : courbes de pré fissuration des poutre à échelle réduites

Les courbes de la phase de pré fissuration présentent deux parties : la 1<sup>ère</sup> jusqu'au début de la phase de fissuration et la 2<sup>ème</sup> partie non linéaire due à la fissuration.

Il est à remarquer que toutes les courbes ne présentent pas de palier plastique qui montre que nous sommes bien dans le domaine de l'ELS.

#### 4-5.5 Collage de TFC :

Le collage du tissu de fibres de carbone (ou fabrication du matériau composite) est en fait la seule étape de renforcement des poutres. Il est donc important que celle-ci soit effectuée avec soins. Tel qu'était le but de la présente étude, nous avons réalisé directement les plaques de composite sur les poutres à renforcer.

Après pré fissuration des spécimens le composite est collé sur les faces préparées selon le processus suivant :

1. Mélange du durcisseur à l'intérieur de la résine à une proportion massique de 1 pour 1 jusqu'à l'obtention d'un mélange uniforme. Les deux composants (durcisseur et résine) sont conservés à une température de (-4°C) pendant trois jours avant qu'ils ne soient mélangés parce que les essais se sont déroulés à une température ambiante entre (35 à 40°C).
2. Application de la première couche de résine sur le support à l'aide d'un rouleau.
3. mise en place du tissu sur la couche de résine conformément au calepinage.

4. passage de rouleau de marouflage afin de faire pénétrer la colle entre les fibres de carbone et répartir la résine jusqu'à l'obtention d'une structure homogène
5. application de la deuxième couche de résine, (dite couche de fermeture), destinée à achever l'imprégnation du TFC.



1 : mélange de la résine



2 : application de la première couche de la résine



3 : collage de tissu



4 : marouflage



5 : application de la couche de fermeture

**Fig (4-15) : les différentes étapes de collage de TFC**

#### **4-6. Mode de renforcement :**

Quatre modes de renforcement sont utilisés. Dans le premier mode le composite est collé sur la face tendue avec une largeur égale à celle des spécimens et distance de 45 mm pour les grandes poutres et 15 mm pour les modèles réduits entre l'extrémité du tissu et l'appui. Dans les trois autres modes le composite est collé sur la face tendue et latérale en forme de U selon différentes hauteurs et largeurs. Les détails sont rassemblés dans le tableau 4-16

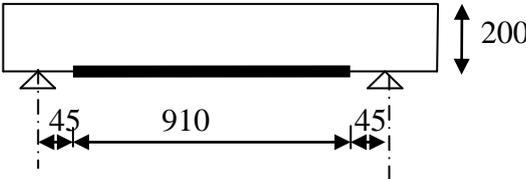
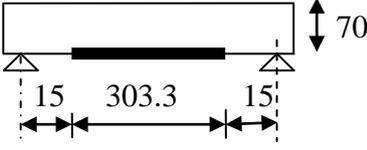
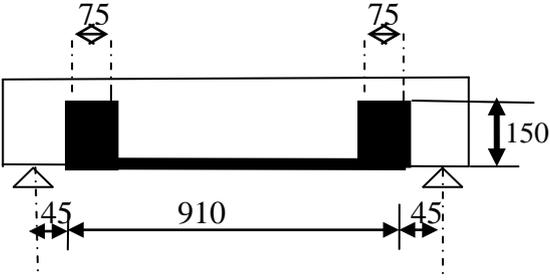
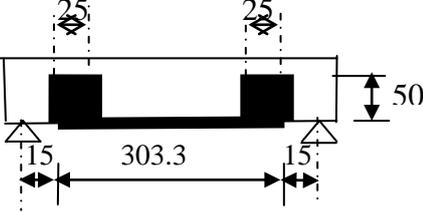
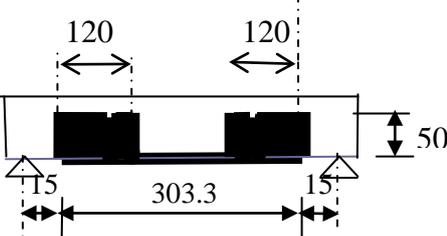
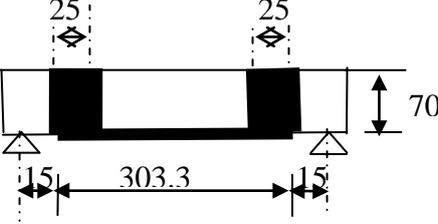
Mode de renforcement	Eprouvette	Schéma
<b>A</b>	P1, P3	
	P11	
<b>B</b>	P2	
	P8	
<b>C</b>	P9	
<b>D</b>	P10	

Tableau (4-16) : mode de renforcement des poutres

#### 4-7. Instrumentation d'essai :

Lors des essais sur les poutres nous avons mesuré la charge appliquée et la flèche à mi porté en utilisant un comparateur classique et les déformations à la section centrale des armatures en utilisant des jauges électriques.

La charge exercée est assurée par un vérin hydraulique.

##### 4-7.1. Comparateur

Le comparateur permet de mesurer la flèche au centre de la poutre à chaque palier de chargement. Il est fixé à un support magnétique rigide. Leur précision est d'environ 0.01 mm. Avant chaque essai on procédera à manœuvrer plusieurs fois les tiges des comparateurs a fin de s'assurer de leur libre déplacement.

##### 4-7.2. Jauges

Les jauges utilisées sont de type Kiowa de 10 mm de longueur et de  $180\Omega$  de résistance. Elles sont employées pour mesurer les déformations dans la section médiane des armatures tendues des poutres P1, P2, P3 et P4. Elles ont été collées sur les armatures après une préparation spéciale afin d'obtenir une surface la plus plane possible sans qu'il y ait perte de la section des aciers, puis elles ont été protégée par une couche de bitume (figure 4-16).



Fig(4-16) :photographie des jauge collé sur les aciers

##### 4-7.3 .machines d'essai :

Les machines utilisées pour l'exécution des essais sont des machines hydrauliques à appuis cylindriques, libre en rotation autour de leurs axes longitudinaux et de portée réglable. La première machine dans la figure (4-17), a une capacité de 300 KN, et la deuxième en figure (4-18) a une capacité de 50 KN. Cette dernière est utilisée pour les modèles réduits afin de respecter les règles de similitude. Les deux machines ont des caractéristiques conformes aux normes NF P 18-411 et NF P 18-413, étalonnées et contrôlées conforme à ces normes.



Fig 4-17 : machine d'essai en flexion 3 points



Fig 4-18: machine de flexion 3 points pour modèle réduit

#### 4-8. Procédé des essais

Le dispositif de réalisation de l'essai a été défini de façon à réaliser une flexion trois points. Les moments et les efforts tranchants extérieurs sollicitant la poutre sont schématisés sur la figure (4 -19).

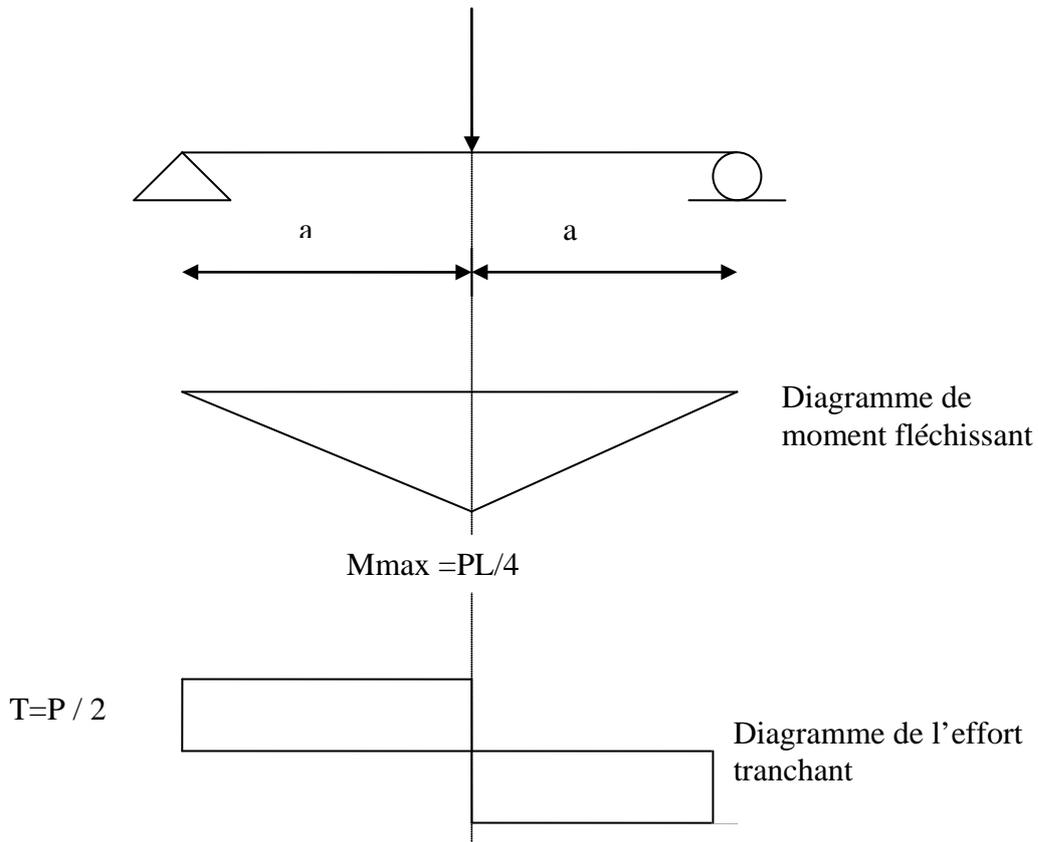


Fig (4-19) : diagramme des moments fléchissant et cisaillement

La montée en charge se fait d'une manière discontinue en respectant des paliers de 1 KN jusqu'à ce que la ruine de la poutre soit atteinte. La charge causant la rupture est lue directement sur le forcemètre de la machine d'essai, qui permet de laisser une aiguille fixe à la rupture.

Pour l'observation des différentes fissures et leur développement au cours de l'essai, on a utilisé une loupe d'agrandissement.

## **Chapitre 5**

# **Analyse et discussions des résultats expérimentaux**

5-1 Introduction

5-2 Comportement des poutres sans renforcement extérieur

5-3 Comportement des poutres renforcées par TFC

## Chapitre 5

### Analyse et discussions des résultats expérimentaux

#### 5-1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons les résultats obtenus des essais réalisés sur l'ensemble des spécimens de manière à déterminer les caractéristiques principales du comportement complexe des poutres de contrôle et ainsi des restes des poutres avant et après réparation. La charge de rupture, la fissuration, les modes de rupture observés sont alors étudiés.

#### 5-2. Comportement des poutres sans renforcement extérieur :

Les poutres de contrôles (sans renforcement extérieur) ont été examinées d'abord pour déterminer la valeur du moment résistant ultime, qui a été employée pour la détermination de la charge de pré fissuration des poutres pré fissurées, ainsi pour que la détermination de son comportement mécanique tant de point de vue du flèches, déformation et mode de rupture. Le cas des poutres P5, P4, P6 et P7 sera ainsi examiné.

5-2.1. Courbe charge/flèche et force/déformation :

##### Poutre P5 :

La courbe de la figure (5.1) montre un exemple de l'évolution de la flèche en fonction de la charge de la poutre P5 (poutre sans ferrailage et sans renforcement). Ce comportement classique distingue trois phases : une première phase linéaire jusqu'à 3.5 KN traduisant le caractère élastique, une seconde phase non linéaire traduisant l'apparition et le développement de l'endommagement et une 3<sup>ème</sup> phase correspondant à la rupture de la poutre.

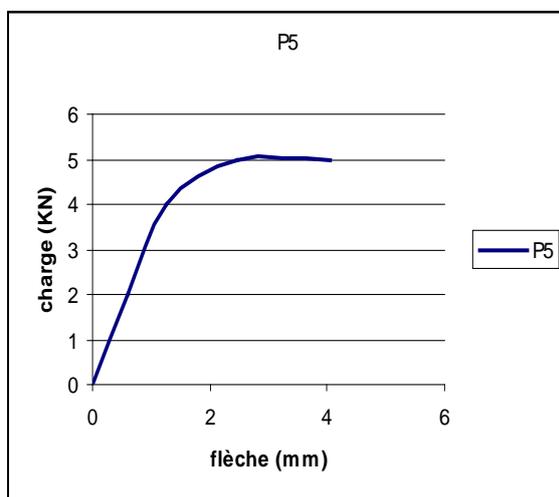


Figure (5-1) : Evolution de la flèche en fonction de la charge appliquée de la poutre P5

##### Poutres P4, P6 et P7 :

L'analyse des réponses expérimentales des courbes (charge/flèche) et (force /déformations) des poutres P4, P6 et P7 est présentée aux figures suivantes

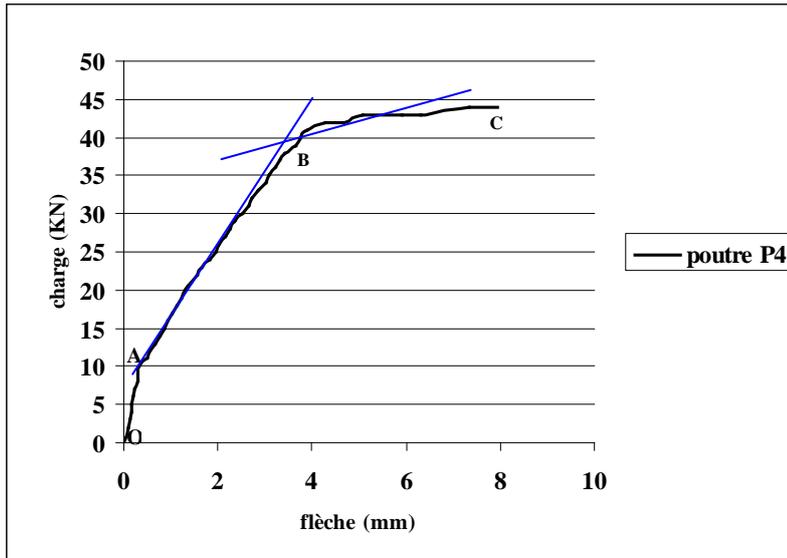


Figure (5-2) : courbe charge/ flèche de la poutre P4

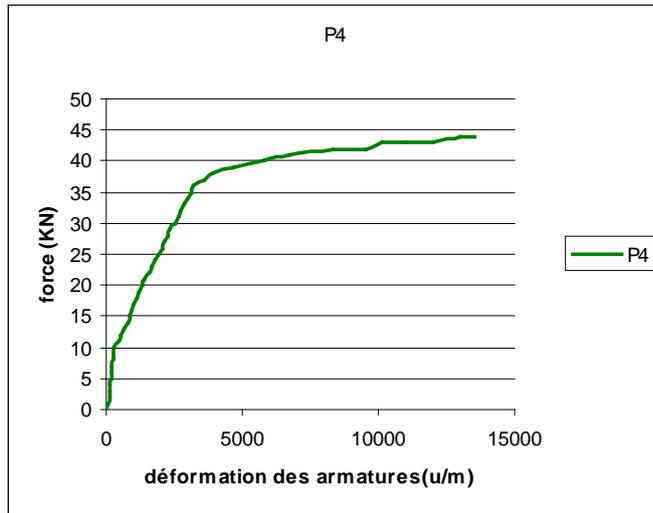


Fig (5-3) : courbe charge /déformation des armatures de la poutre P4

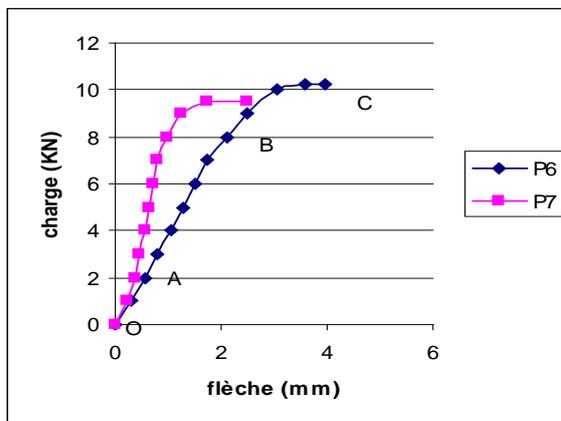


Figure (5-4) : courbe charge/flèche des poutres témoins P6 (sans pré fissuration) et P7 (pré fissurée)

D'après ces figures on remarque que les courbes de comportement charge/flèche ont des allures similaires sur le plan de la forme et peuvent être divisées en trois phases traduisant un comportement plutôt pseudo-ductile des poutres armées. La figure 5-2 relative à la poutre P4 donne une parfaite illustration

### 1. Phase OA :

Parti quasi linéaire où l'évolution de la flèche est proportionnelle à celle de la charge jusqu'à un seuil d'environ 23 % de la résistance ultime. Ce seuil de charge est caractérisé par :

- a. augmentation de la charge tandis que la flèche reste limitée ne dépasse pas 1 mm
- b. aucune apparition des fissures dans ce domaine. C'est la phase élastique.

### 2. Phase AB :

C'est le début de l'endommagement. Cette phase est caractérisée par l'apparition des microfissures verticales, dans la partie tendue du béton et l'augmentation des déformations dans les armatures. Elle s'étend d'une valeur de 10KN jusqu'à une valeur de 40KN environ (22.27 à 90.91%) de la résistance ultime.

La poutre dans cette phase continue à supporter des charges et les flèches et les déformations augmentent rapidement.

### 3. Phase BC :

Cette dernière présente un parti non linéaire où les flèches ne sont pas proportionnelles aux charges. Les déformations et de la flèche continuent à augmenter sous un même niveau de charge. La plastification des armatures survient avant la rupture du béton.

Il est à signaler que la rupture des poutres est le moment où ces dernières n'ont plus la capacité de recevoir une augmentation supplémentaire de la charge. En d'autres termes le moment de la rupture est l'instant où la charge appliquée est maximale ( $P_u$ ).

La charge de rupture déterminée expérimentalement des poutres armées de 3HA8 est 43 KN. Cette valeur est très proche de la valeur calculée par les règles BAEL et qui est de l'ordre de 43.54 KN (voir annexe 1). L'approximation est très bonne et l'écart est inférieur à 2%.

Par l'application des règles de similitude sur la poutre de modèle réduit P6, on aboutit que la poutre de référence sera rompue à une valeur de charge égale à 90 KN. Par ailleurs la valeur de la charge ultime calculée théoriquement par les règles BAEL est égale à 91.71 KN (voir annexe 1). Ainsi l'approximation reste bonne ce qui dénote de la validité de la méthode de calcul suivant les règles BAEL mais aussi de la validité et de la fiabilité des règles de similitude.

## **5-2.3. Fissuration et modes de rupture :**

### **Poutre P5 :**

La rupture de la poutre P5 (sans ferrailage) a été brutale et s'est produite au milieu de l'élément (sous le point d'application de la charge). C'est une rupture du type fragile classique de la ruine du béton.

### Poutres P4, P6 et P7 :

Ces poutres armées passent par différentes étapes avant qu'elles ne soient rompues. On peut ainsi les définir comme suit :

#### 1. phase de stabilité :

C'est l'étape de la mise en charge de la poutre avant l'apparition des premières fissures au niveau des fibres les plus tendues du béton. Durant cette étape les poutres restent stables (non fissurée).

#### 2. phase de fissuration :

Sous l'augmentation de la charge extérieure deux micro fissures apparaissent de part et d'autre sous le point d'application de la charge, dans la partie la plus tendue de la section du béton comme il est présenté dans le cas de la procédure de pré fissuration (voir fig 4-11). Les fissures résultantes sont des fissures de flexion.

#### 3. phase de développement des fissures :

Les deux fissures se développent en longueur et en profondeur, en présence d'effort tranchant. Elles tendent à s'incliner vers le point d'application de la charge. A l'approche de la ruine. D'autres petites fissures secondaires dues à la combinaison du moment fléchissant et de l'effort tranchant apparaissent à côté des deux fissures principales.

#### 4. phase de rupture :

A un niveau de charge précis, la rupture de la poutre survient. Il est à signaler que la rupture du béton comprimé au point d'application de la charge est plus remarquable sur les poutres de modèle réduit. Cela peut être expliqué par la combinaison d'une surface de contact très petite entre le vérin et le béton et d'une charge ultime importante à imposer une contrainte de contact extrême sous la charge ce qui a provoqué l'écrasement du béton. De plus le moment et l'effort tranchant sont maximaux sous la charge ce qui rend plus sévère l'état de contrainte dans cette section (voir fig (5-5) et fig (5-6))

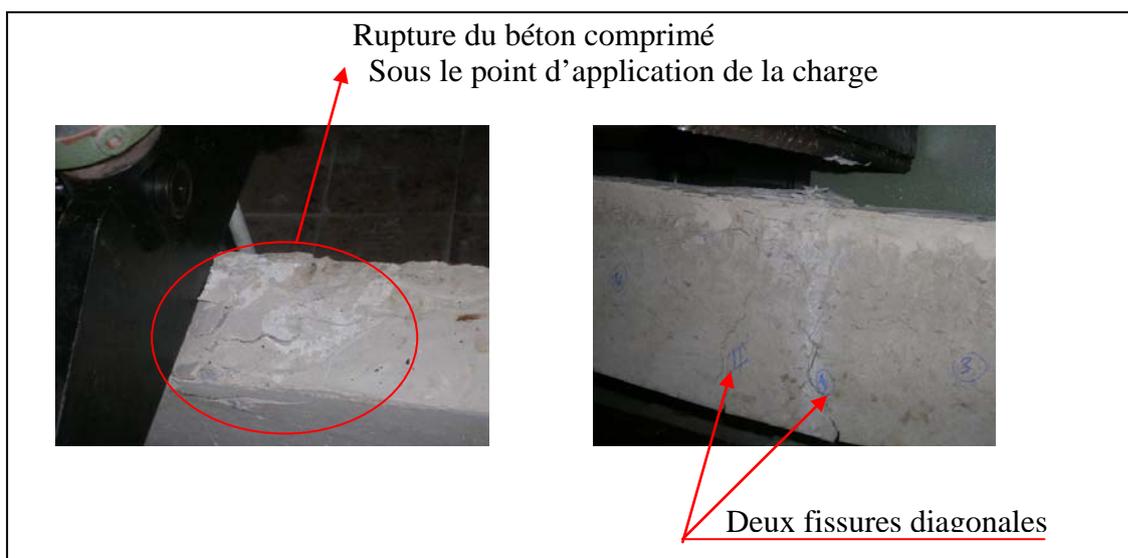


Figure (5-5) : photographie de la rupture de la poutre P4



Fig (5-6) : rupture de la poutre P6

### 5-3.Comportement des poutres renforcées de TFC :

Avant d'aborder le comportement des poutres renforcées on expose les résultats dans le tableau (5-1) et les courbes illustratives par la suite ainsi qu'une discussions sous forme de comparaison.

spécimens	Charge ultime (KN)	Mode de renforcement	Mode de rupture
P1	64	Mode a : TFC en parti tendue	Décollement partiel de TFC + fissure d'effort tranchant
P2	98	Mode b : TFC en parti tendue et parti latérale	Fissure d'effort tranchant
P 3	65	Mode a : TFC en parti tendue	Décollement partiel de TFC+ fissure d'effort tranchant
P 8	11	Mode b: TFC en parti tendue +TFC latérale (h=5 cm et b=2.5)	Fissure d'effort tranchant
P 9	14	Mode c : TFC en parti tendue +latérale (h=5cm et b=12 cm)	Décollement TFC latérale+enrobage du béton
P 10	12	Mode d: TFC en parti tendue+ TFC latérale (h=7cm et b=2.5 cm)	Fissure d'effort tranchant
P 11	5	Mode a:	Fissure d'effort tranchant

Tableau 5-1 : récapitulation des résultats des poutres renforcées

#### 5-3.1. courbe charge/flèche :

##### Poutre P11 :

La courbe de la figure (5-7) représente l'évolution charge/flèche de la poutre P11 (sans ferrailage) et présente deux branches linéaires : la première partie quasi élastique étendue du

début de chargement jusqu'à 1.8 KN et la deuxième de 1.8 KN jusqu'à la rupture caractérisé par la diminution de rigidité qui peut être expliquée par l'initiation des craquelures qui annoncent le début de décollement de composite. Cependant en comparaison avec la poutre P5 de référence, cette poutre a présentée un comportement moins fragile avec une réduction non importante de la flèche, et ceci revient au pré fissuration. La résistance ultime a été augmentée de plus de six fois par rapport à la poutre P5. Cette valeur semble exagérée. Bien qu'il ne soit pas possible d'identifier les causes exactes de cette divergence, il est possible que ce ci soit dû :

- à une mauvaise application de chargement qui a été remarquée lors de la réalisation de l'essai sur la poutre P5 et qui a influé sur sa résistance ultime
- à un effet d'échelle important vue le comportement fragile de la poutre P5 et ce ci peut être justifier en s'appuyant sur la théorie la plus connue parmi plusieurs qui ont été développée pour décrire l'effet d'échelle et qui est la théorie de Bazant [1987]. Cette dernière dérive de considération énergétique, et décrit la transition entre deux états limites. De plus d'après cette théorie si le comportement de la structure est ductile, des structures géométriquement similaires mais des tailles différentes vont rompre au même niveau de contrainte : il n y aura pas d'effet d'échelle. Et si le comportement est fragile, l'effet d'échelle peut être important, la résistance nominale décroît lorsque la taille augmente.

Fig (5-7) : courbe charge / flèche de la poutre P11

### **Poutre P1 :**

On observe sur la poutre P1 réparée au TFC après avoir été soumise à une charge de pré fissuration que l'évolution des flèches en fonction de la charge se décompose en deux phases linéaires raccordées par un point « coude » semblable à ce qui se passe dans les composites SMC (sheet molding compound ) et connu sous le nom de « knee point » : une première partie OA caractérisée par une augmentation faible de la flèche et sans aucune apparition de microfissures d'effort tranchant ; c'est la phase élastique du matériau puis une deuxième partie AB de pente plus faible caractérisée par une augmentation plus rapide de la flèche et par l'apparition des fissures d'effort tranchant qui annoncent par la suite la rupture de la poutre (figure 5-8).

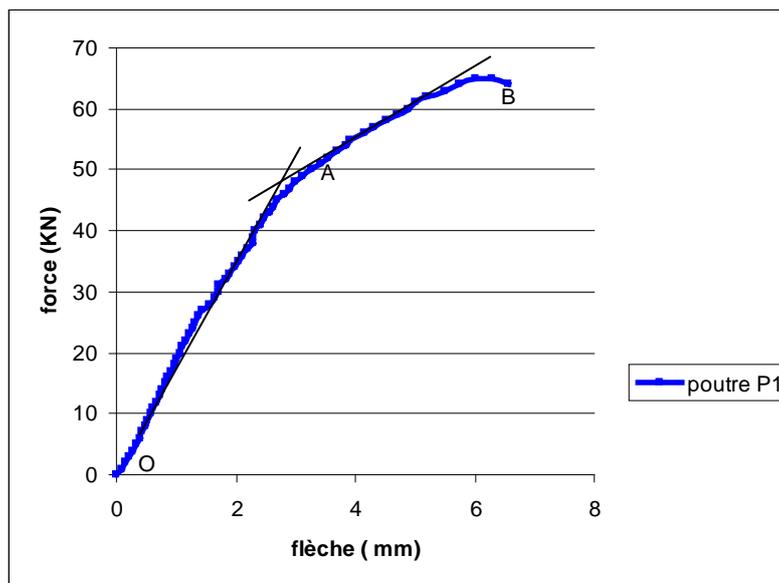
La charge ultime présente une amélioration de 49% par rapport à celle de la poutre P4 de même composition et de même configuration mais sans renforcement par le composite.

La poutre P1 présente un comportement plus rigide voir fig (5-13) avec une réduction significative de la flèche voir fig (5-12).

Si on détermine la charge de plastification, comme le point d'intersection de deux droites de régression linéaire pour les parties linéaires fissurées et plastifiée on note que celle-ci est retardée par l'utilisation de composite voir fig (5-11).

En plus des fissures de pré fissurations préexistantes des nouvelles fissures sont également apparues à une charge de 27 KN, et presque de même niveau de charge d'apparition des fissures sur P4 cependant que la charge de fissuration initiale est aussi presque de même niveau. Ceci s'explique par les pré fissures de pré chargement. Par contre la propagation de ces fissures est très différente de celles de la poutre P4. La poutre P1 avait beaucoup plus des fissures de cisaillement de plus petite largeur et des espacements réduits voir fig (5-14) et (5-16), autant que les fissures de P4 sont des fissures de flexion de hauteur de 80 mm de l'extrémité la plus tendue de la poutre avec des largeurs et des espacements plus grands.

On conclue de ces comparaisons l'amélioration de comportement en flexion de la poutre en béton armée sous armée renforcée extérieurement par le TFC malgré qu'elle ait été initialement pré fissuré.



**Fig (5-8) : l'évolution de flèche en fonction de la charge de la poutre P1**

### **Poutre P3 :**

La poutre P3 initialement renforcée dans sa partie tendu, a enregistré un gain de résistance ultime de 51.16% en comparaison avec la poutre P4 de contrôle. L'allure de la courbe charge flèche est semblable à celle de la poutre P1. On note le coude délimitant les deux droites caractérisant le comportement (figure 5-9)

Les premières fissures apparaissent à une charge voisine de 49 KN. Cependant la propagation de ces dernières est très différente de celle des fissures de la poutre P4. La poutre P4 avait montré seulement quelques fissures de flexion avec des largeurs assez grandes. P3 avait montré plus de fissures mais qui sont des fissures de cisaillement avec des largeurs plus

petites ainsi que deux petites fissures de flexion avec de très petites largeurs aussi ( fig 5-15 et 5-16),

Cela indique que la propagation des fissures a été restreinte et que le mode de rupture avait changée. Ceci traduit la fiabilité des plaques de TFC comme renfort en flexion pour les poutres en béton armée sous armées.

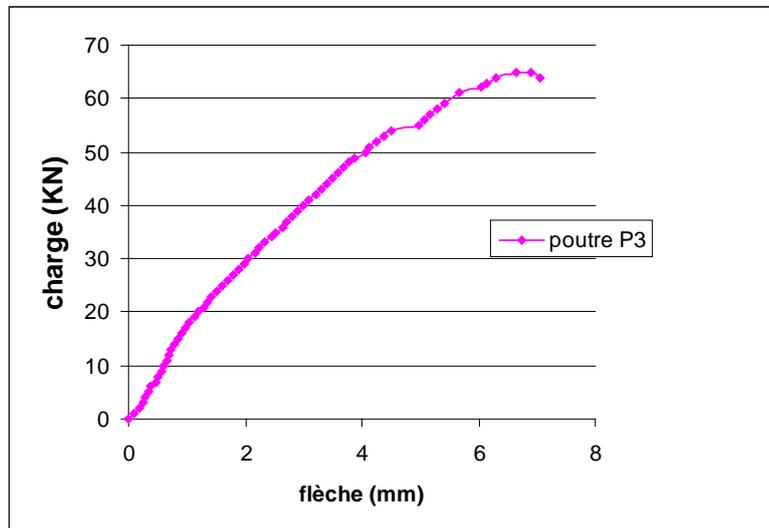


Figure (5-9) : courbe de l'évolution de la flèche en fonction de la charge de poutre P3

### Comparaison entre P1 et P3 (influence du pré fissuration) :

Si on compare le comportement mécanique à moment égal de la poutre P3 initialement renforcée dans sa partie tendue par un pli de composite et P1 réparée on constate que les courbes de comportement globale (charge/flèche) et de comportement locale (force/déformation), des deux poutres ne présentent pas une grande différence. La charge de rupture est presque de même valeur. L'évolution de la flèche est aussi identique jusqu'à une valeur de charge d'environ 18 KN. Entre 18 et 60 KN, on note la réduction de la flèche de P1 par rapport à P3. Cette réduction diminue à l'approche de la rupture.

Ceci peut être expliqué par la rigidité apparente des poutres qui a été évaluée à partir des courbes charge/flèche. Pour mieux comparer ce comportement nous avons présenté les différences par des histogrammes à trois étapes importantes de chargement :

Depuis l'initiation de l'essai de chargement jusqu'à la charge de fissuration la rigidité de P1 et celle de P3 sont presque les mêmes,

- à la charge de plastification la rigidité de P1 augmente de 19.08% par rapport à celle de P3, mais cette augmentation diminue à l'approche de la charge de rupture.

Généralement la rigidité de P1 et celle de P3 sont presque les mêmes et ne présentent pas des différences significatives. Par contre la charge de plastification de P3 a été retardée par rapport à celle de P1. Ce retard augmente le palier de plasticité de P1 et ce ci montre le bon comportement de la poutre initialement pré fissurée par rapport à P3 à l'état ultime et dans le palier de l'état de service qui est expliqué par la réduction de la rigidité avec la diminution de la flèche avant la charge de plastification.

En ce qui concerne les fissures, elles sont presque de même nombre, si on ne tient pas en compte les fissures préexistantes déjà de la phase de pré fissuration de la poutre P1. Par une simple comparaison à l'œil nu de la largeur (ouverture de la fissure) il apparaît que les fissures individuelles à la charge maximale appliquée sont plus ouvertes sur la poutre P1 (réparée). Elles sont de l'ordre de 1 à 2 mm dans la partie latéral. Dans la partie tendue ces ouvertures peuvent atteindre une largeur de 10 à 12 mm. Ces fissures présentent une longueur plus grande et des espacements réduits par rapport à celles observées sur P3.

La largeur maximale des fissures sur la poutre P3 est de l'ordre de 1 mm (voir fig 5-16). Cela s'explique par l'existence des fissures au début de l'essai sur P1. La fermeture totale des ces fissures n'est pas possible à cause du frottement du béton sur les barres d'acier malgré une bonne adhérence entre eux. Pour la poutre P3, les fissures ne sont apparues qu'à partir d'une valeur de charge d'environ 49 KN alors que pour P1 elles sont apparues à une charge avoisinant 27 KN.

Finalement ces comparaisons mettent en évidence l'état initial des fissurations pour les poutres renforcées.

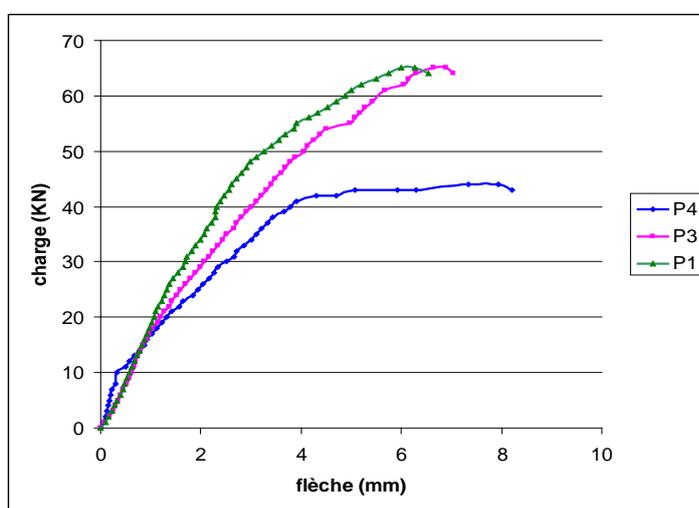


Fig (5-10) : Comparaison de comportement globale entre P4, P3 et P1

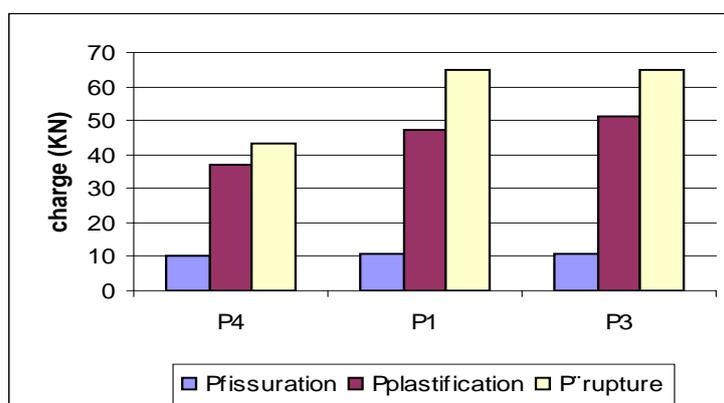


Fig (5-11) : comparaison entre les charges de fissuration, Plastification et rupture des poutres P4, P1 et P3

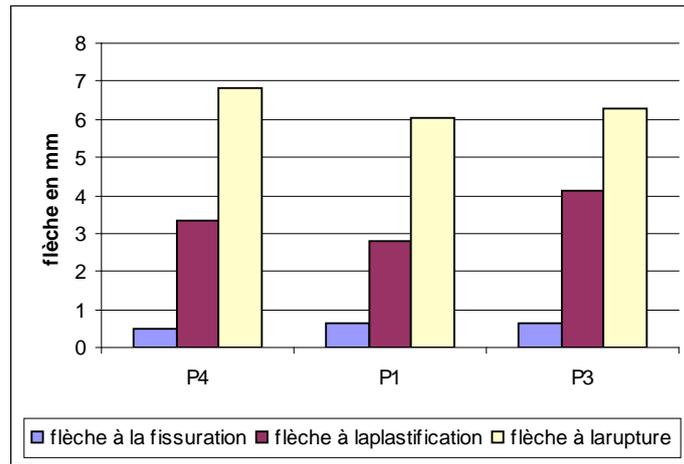


Fig (5-12) : comparaison entre les flèche à la fissuration, plastification et rupture des poutres P4, P3 et P1

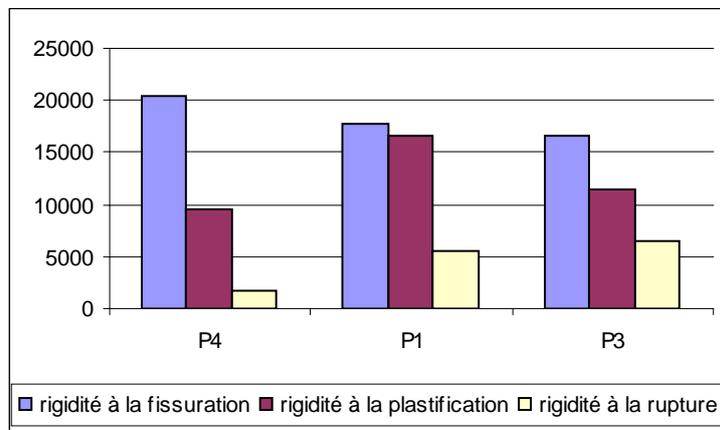


Fig (5-13) : comparaison du rigidité à la fissuration, plastification et rupture des poutres P4, P3 et P1



Fig (5-14) : les fissures de la poutre P1



Fig(5-15) : fissure de la poutre P3

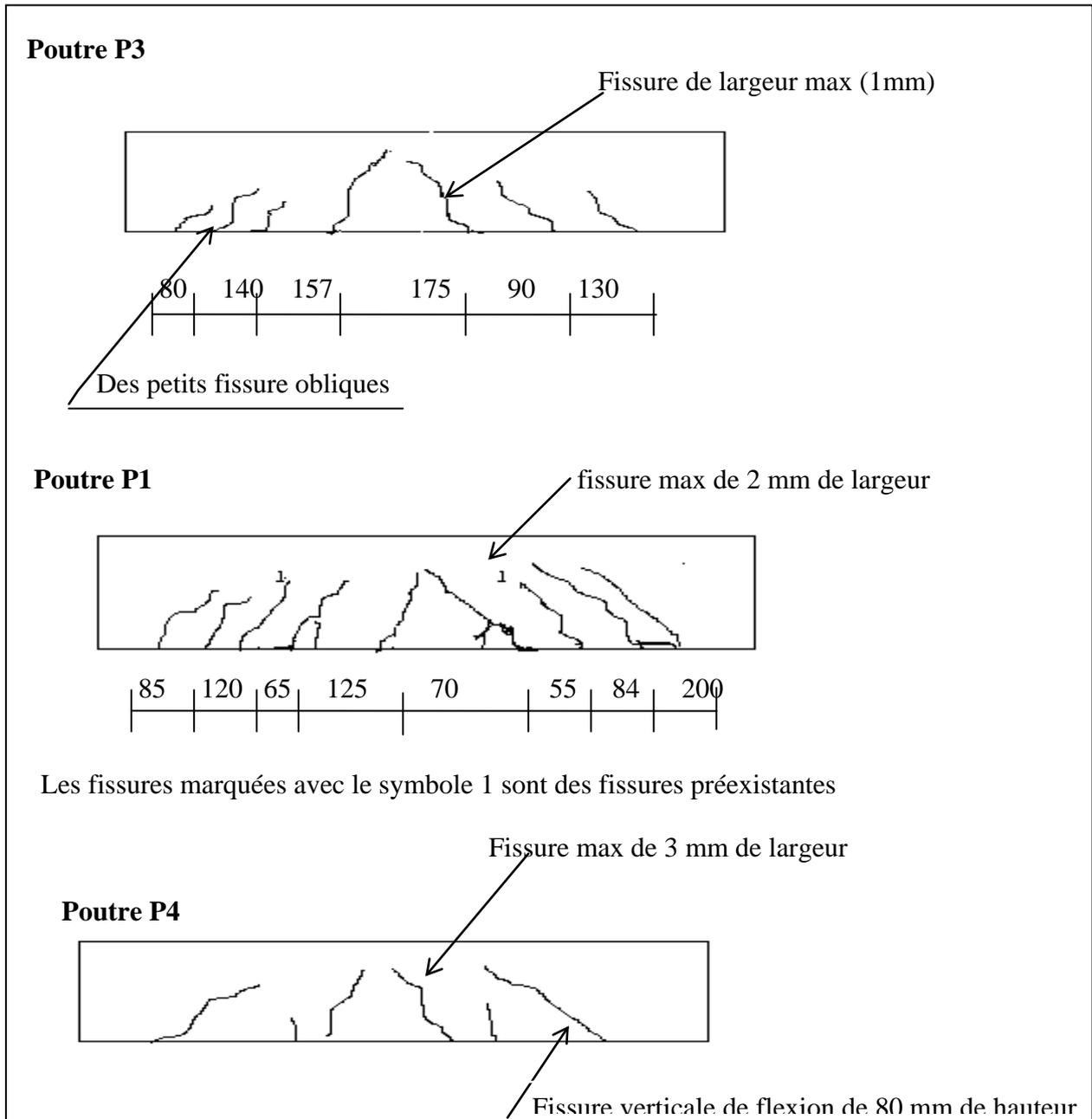


Fig (5-16) : répartition des fissure sur les poutres P3, P1 et P4

### Poutres P2, P8, P9 et P10 renforcées en parti tendu et latérales :

D'après les courbes charge/flèche des figures (5-17) et (5-18) on constate que ces poutres ont la même allure de la courbe charge/flèche que la poutre P1. L'augmentation de la charge ultime est limitée en comparaison avec les poutres armées en HA8 mais les flèches sont réduites. Pour les poutres de modèle réduit on n'a pas observé l'effet d'échelle surtout entre P2 et P8 qui ont le même mode de renforcement. La différence est inférieure à 6%, ce ci justifie la validité des règles de similitude suivie.

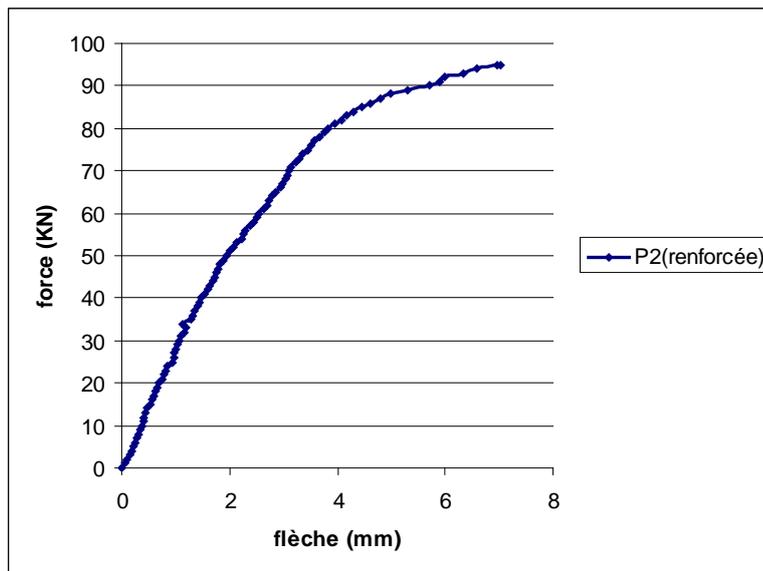


Fig (5-17) : courbe charge / flèche de la poutre P2

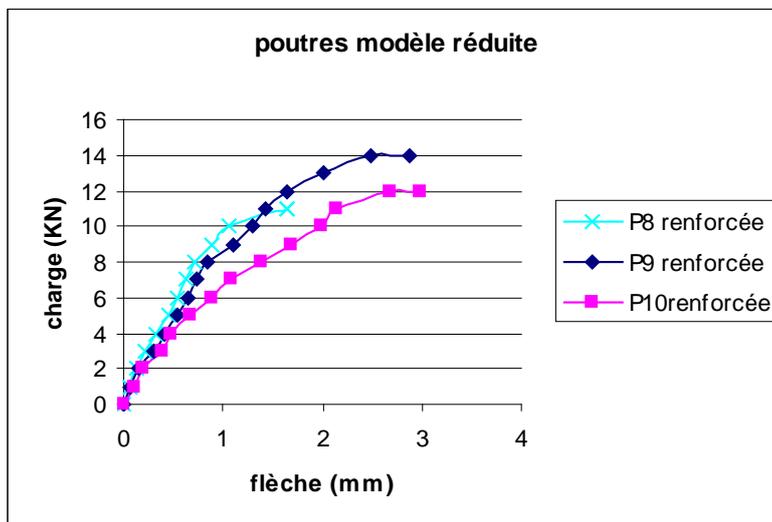
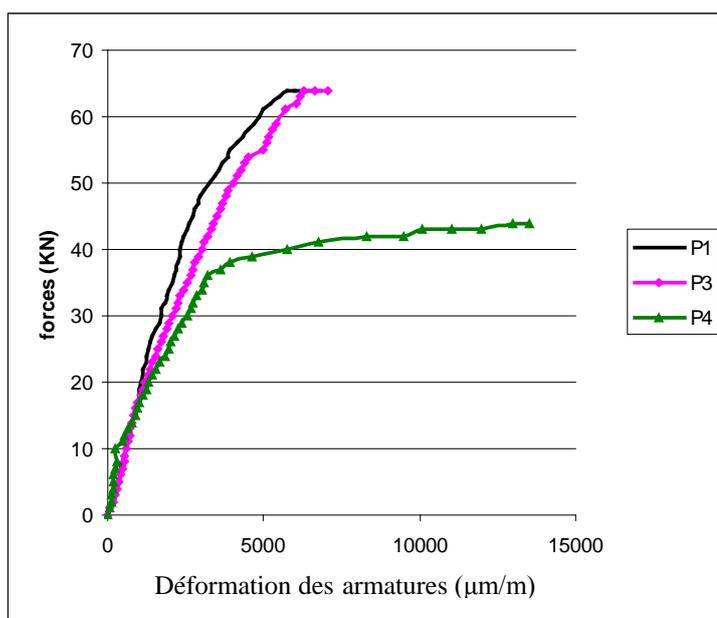


Fig (5-18) : les courbes charge/flèche des poutres renforcées P8, P9 et P10

### 5-3.2.Relation force/déformation:

Les déformations de l'armature tendue des poutres P2, P1 et P3 représentent ici le comportement local des poutres. D'après les courbes de fig (5-19) l'évolution des déformations est caractérisé par une augmentation faible au début de chargement jusqu'à une valeur de déformation dépasse 0.02%.

Les courbes ne présente pas un palier plastique comme celui de la poutre de contrôle (P4). Les points de plastifications des deux poutres P1 et P3 surviennent avant la charge de rupture.



Fig(5-19) : l'évolution de déformation des armatures tendue en fonction de la force des poutres P4, P3 et P1

### 5-3.3.Mode de rupture :

#### Poutre P11 :

La poutre P11 a été rompue par le décollement partiel du composite sous une fissure de flexion (au point d'application de la charge) voir fig (5-20)



Fig (5-20) : rupture de la poutre P11

### Poutres P1 et P3 :

La rupture des poutres P1 et P3 renforcées seulement dans leur partie tendue est due à l'effort de cisaillement avec le décollement partiel de composite (délaminage). Durant l'essai des observations liées à la rupture peuvent être rassemblées comme suit :

- la création des nouvelles fissures diagonales d'effort tranchant à l'extrémité de la plaque de composite sur la poutre P1. Ces fissures se propagent vers le point d'application de la charge faisant un angle de  $45^{\circ}$  avec l'axe horizontale de la poutre.
- à une valeur de charge de 53 KN pour P1 et 51KN pour P3, le décollement du composite a été caractérisé par un bruit de type craquement.
- dans la partie centrale de la poutre la couche d'enrobage sous les armatures a été légèrement arrachée en blocs délimités par les fissures de **flexion** verticales voir (fig 5-22).
- dans la zone de décollement, entre le point de chargement et l'appui, une fine couche du béton ou bien des petits morceaux du béton restent collés sur la plaque décollée voir (fig 5-23).
- le décollement du composite est dû à plusieurs phénomènes complexes eux-mêmes influencés par plusieurs paramètres très variables. Il est impossible de pouvoir qualifier les causes exactes de ce décollement dans notre étude. Il est cependant à signaler que la température du milieu où se sont déroulés les essais ( $> 35^{\circ}\text{C}$ ) a une influence sur la qualité de la résine. Mais malgré le décollement partiel du composite la rupture des poutres a été comme prévue (les poutres se sont rompues sous un effet de cisaillement) ce qui montre l'efficacité du TFC dans la réparation et le renforcement des structures en béton armé.



Fig(5-21) : rupture de la poutre P1



Fig(5-22) : enrobage du béton



**Fig(5-23) : fine couche du béton collée sur le composite après le décollement**



**Fig(5-24) : rupture de la poutre P3**

#### **Poutres P2, P8, P9 et P10:**

P2, P8, P9 et P10 sont des poutres renforcées sur les faces tendue et latérale sous différentes formes. Il est à noter que le but recherché par l'utilisation du renforcement latéral ou bien ce qu'on appelle l'ancrage est d'augmenter la surface de cisaillement de contact avec la poutre pour équilibrer la tension du composite, d'empêcher la séparation du composite et d'améliorer la résistance à l'effort tranchant.

Généralement toutes ces poutres se sont rompues par cisaillement.

La rupture de la poutre P2 de référence renforcé extérieurement par trois plis de composite dans sa partie tendue et par trois plis latéraux en forme de U de 75 mm de largeur et de 150 mm de hauteur est provoquée par des fissures diagonales d'effort tranchant. Ces fissures partent de l'extrémité de la bande latérale du TFC et s'inclinent vers le point d'application de la charge avec un angle d'environ  $45^\circ$ . On observe aussi sur cette poutre, pris de l'extrémité de la bande longitudinale, des fissures d'effort tranchant se propageant horizontalement dans le béton provoquant l'enrobage du béton des armatures longitudinales voir fig (5-25)



**Fig (5-25) : rupture de la poutre P2**

Pour la poutre P9 la bande de TFC latérale couvre partiellement la hauteur (5 mm) et une largeur plus grande que toutes les autres poutres (12 mm). La rupture commence au dessus de la bande de TFC et s'incline vers le point d'application de la charge causant l'enrobage du béton au niveau de l'appui avec le décollement de la bande latérale de TFC.



**Fig (5-27) : rupture de la poutre P9**

La poutre P10 renforcée latéralement par une bande en forme de U de 25 mm de largeur et couvrant toute la hauteur de la section est rompue par de larges fissures d'effort tranchant, comme c'est le cas pour la poutre P2 sans qu'il y ait l'enrobage du béton.



**Fig (5-26) : Rupture de la poutre P10**

## **Chapitre 6**

### **Analyse théorique et analytique**

6-1. Introduction

6-2. Calcul de moment résistant ultime

6-3. Calcul de la résistance à l'effort tranchant

6-4-Discussions

Conclusion

## Chapitre 6

### Analyse théorique et analytique

#### 6-1. Introduction

Dans cette section on utilise les formules et les équations présentés dans le chapitre 3, afin de calculer la résistance au moment fléchissant et à l'effort tranchant, dans le but de faire une comparaison avec nos résultats expérimentaux, et de pouvoir valider la méthode de dimensionnement analytique.

Les méthodes utilisées sont prises sans les coefficients de sécurité.

#### 6-2. Calcul de moment résistant ultime :

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

Les calculs seront faits en se reposant sur les suppositions suivantes :

- Les hypothèses conventionnelles du béton armé dans le BAEL 91 sont respectées.
- Le comportement de CFRP est supposé linéaire jusqu'à la rupture.

Les calculs que nous avons faits par les deux méthodes (AFGC et FIB donnent presque les mêmes résultats) on présente ici le cas de la méthode la FIB bulletin 14.

#### Données géométriques :

D = 180 mm pour P2	et 175 mm <sup>2</sup> pour P1	h=200 mm
As = 151 mm <sup>2</sup> pour P1	et 339 mm <sup>2</sup> pour P2	b=130 mm
		A <sub>f</sub> = 130 mm <sup>2</sup>
		E <sub>b</sub> = 34000 MPa

L'équation d'équilibre :

$$0.8 f_{cd} b_x = A_s f_{yd} + A_f E_f \varepsilon_f$$

Avec :

$$\varepsilon_f = \frac{h-x}{x} \varepsilon_c = \frac{200-x}{x} 0.35\%$$

La hauteur de l'axe neutre est alors :

Pour les poutres HA12 = 63.92 mm  
HA8 = 47.32 mm

Avec ces deux valeurs, la déformation des fibres de béton comprimé est calculée en utilisant le comportement élastique linéaire de la section et conduit à :

$\varepsilon = 0.74\%$  pour HA12  
et  $\varepsilon = 1.13\%$  pour HA8.

Le moment fléchissant résistant est calculé au centre de la poutre par :

$$M_r = A_s F_{yd} (d - 0.4x) + A_f E_f \varepsilon_f (h - 0.4x)$$

Pour une poutre en flexion trois points, la charge  $F$  est donnée par la formule :

$$F = 4 M_r / L$$

Avec  $L$  = la portée de la poutre

La charge ultime des poutres renforcées est donc la suivante :

Pour la poutre HA12	$F = 115.20 \text{ KN}$
Pour les poutres à échelle réduite	$F = 12.8 \text{ KN}$
Pour les poutres HA8	$F = 91.32 \text{ KN}$

Du fait de la fissuration au niveau des cadres, la rupture des poutres renforcées peut survenir au niveau des fissures. La distance entre les appuis et les fissures de flexion est égale à  $0.8L/2$ . Cette nouvelle approche permet de calculer la charge ultime par :

$$F = 4M_r / 0.8 L$$

Les résultats de calcul sont rassemblés dans le tableau 6.1

poutre	P1	P2	P8, P9 et P10
Force (KN)	114.15	144	16

Tableau 6.1 Valeurs calculées de la charge ultime

Les valeurs des forces résistantes calculées analytiquement restent supérieures à celles mesurées de façon expérimentales comme le montre le tableau 6.2

	P1	P2	P8	P9	P10
Force expérimentale (KN)	64	98	11	14	12
Force calculées analytiquement (KN)	114.15	144	16	16	16

Tableau 6.2 : comparaison entre les valeurs calculée et mesurée

Cette divergence peut s'expliquer par :

- La poutre HA12 (P2) et les poutres de modèle réduit se sont rompues sous l'effet de cisaillement. La résistance ultime est ainsi conditionnée par la résistance à l'effort tranchant.
- Pour les poutres HA8, les formules utilisées ne tiennent pas compte du mode rupture de décollement de composite pour les deux poutres P1 et P3. En plus de décollement de composite pour la poutre P1, cette importante valeur calculée de la résistance ultime de flexion peut être expliquée de la même façon que pour la poutre P2.

### 6-3. Calcul de la résistance à l'effort tranchant :

La formule générale proposée par les différentes méthodes d'évaluation de cisaillement est :

$$V_R = V_b + V_s + V_f$$

Avec :  $V_b$ ,  $V_s$  et  $V_f$  la contribution respectivement du béton, de l'acier et du composite.  
Pour l'évaluation de la résistance apportée par les aciers et le béton, nous avons utilisés les designs de calcul présenté dans le BAEL91, EC2 et ACI. L'annexe 3 présente les différentes formules utilisées pour ce calcul. Puis nous avons fait sortir la moyenne qui sera ajoutée à la résistance apportée par le composite dans le but :

- d'avoir l'efficacité de composite en premier lieu
- et de comparer les différentes méthodes de calcul illustrées dans le chapitre (3).

#### 6-3.1. Résistance apportée par le béton et les aciers :

Les résultats de calcul de la contribution du béton et des aciers selon les approches utilisées sont donnés dans le tableau 6.3

Code	Contribution du béton à l'effort tranchant (KN)	Contribution de l'acier à l'effort tranchant (KN)	Totale	Valeur choisie KN	
				Poutre de référence	Poutre à échelle réduite
EC2	18.94	33.1	52.04	52.04	5.60
BAEL91	16.85	33.1	49.94		
ACI	21.3	39.85	61.15		

Tableau 6.3 : Contribution du béton et des aciers à l'effort tranchant

La valeur donnée par ACI est très grande par rapport à celles données par EC2 et BAEL 91 qui elles sont très proches.

Dans notre recherche nous avons opté pour la formule de l'Euro Code 2 qui nous semble rassurante. Ce code de calcul est actuellement l'un des plus utilisé.

Les poutres P1 et P3, sont renforcées seulement dans leurs parties tendues. Expérimentalement ce mode de renforcement ne présente pas une résistance à l'effort tranchant. Donc dans ce qui suit nous n'étudions que les poutres renforcées en partie tendue et latérale.

#### 6-3.2. Résistance apportée par le composite :

Le tableau 6.4 rassemble les résultats calculés selon différentes approches proposées de la contribution du composite à la résistance. Les calculs sont données en annexe 2.

Méthode	Contribution du composite (KN)			
	P2	P8	P9	P10
Shehata	4.71* 24.00	0.48* 2.44	3.505* 17.85	0.672* 2.44
Fib bulletin	20.32	2.24	5.37	2.24
ACI	1.51	1.26	7.29	1.25
AFGC	8.21	0.912	6.66	2.00
Freyssinet	2.15	0.239	1.75	0.527
ZI YI WU	5.09 16.98*	0.45 3.01*	3.29	1.06 3.57*

Tableau 6.4 : contribution de composite à la reprise de l'effort tranchant

(\*) : Valeur calculé dans le cas de rupture du béton

### 6-3.3. Contribution Totale :

Le tableau (6.5) rassemble l'ensemble des résultats de la contribution totale à la résistance de l'effort tranchant selon les différents modèles proposés.

Méthode	Résistance à l'effort tranchant total (KN)			
	P2	P8	P9	P10
Shehata	56.75* 76.04	6.08* 8.04	9.105* 23.45	6.27* 8.04
Fib bulletin	72.36	7.84	10.97	7.84
ACI	53.55	6.86	12.89	6.85
AFGC	60.25	6.51	12.26	7.60
Freyssinet	54.19	5.84	7.35	6.127
ZI YI WU	57.13 69.02	6.05 8.1	8.89	6.66 9.17

Tableau 6.5 : résistance total à l'effort tranchant

### 6-3.4. Comparaison entre théorie et expérience :

Les valeurs calculées selon les modèles précédents de la contribution de l'effort tranchant sont comparées à celles mesurées par l'expérience dans le tableau (6.6).

**Tableau (6.6) : valeur des prédiction théorique et résultat expérimentaux**

méthode	Valeur de Vr prédicé en KN				Valeur de Vr expérimentale en KN				Rapport calcul / essai			
	P2	P8	P9	P10	P2	P8	P9	P10	P2	P8	P9	P10
Shehata	113.50*	12.16*	18.21*	12.54*	98	11	14	12	1.15*	1.105*	1.3*	1.04*
	152.08	16.09	46.90	16.08					1.55	1.46	3.350	1.34
Fib bulletin	144.72	15.68	21.94	15.68					1.47	1.42	1.57	1.301
ACI	107.10	13.72	25.78	15.14					1.09	1.24	1.84	1.301
AFGC	120.5	13.02	24.52	15.20					1.22	1.18	1.75	1.26
Freyssinet	108.38	11.68	14.70	12.25					1.105	1.06	1.05	1.02
ZI YI WU	114.26	12.1	17.78	13.32					1.16	1.1	1.27	1.11
	138.04*	16.2*		18.34*	9.86*	1.47*		1.52*				

(\*) : Valeur calculé dans le cas de rupture du béton

#### 6-4. Discussions :

D'une manière générale il ressort du tableau (6.6), de comparaison entre les valeurs calculées analytiquement selon les différents modèles présentés et celles mesurées expérimentalement que les différentes méthodes proposées surestiment les valeurs de la contribution de l'effort tranchant.

La comparaison a été faite en prenant en considération les deux types de rupture observés sur les poutres à savoir le décollement du composite et la rupture du béton tout en sachant que tous les modèles employés dans les calculs de la contribution du composite latérale sont principalement conditionnés par la déformation ou contrainte effective et la hauteur effective.

Des six méthodes proposées on constate que l'approche de Freyssinet est très proche de nos résultats expérimentaux pour les quatre poutres P2, P8, P9, P10. Ce modèle donne les meilleures estimations de (2.08% à 10%), Il est à remarquer que pour les méthodes de ACI, WU et AFGC les valeurs du rapport  $V_{cal}/V_{exp}$  dans le cas de la rupture du béton sont plus élevées par rapport aux valeurs trouvées dans le cas du décollement de composite ce qui nous a conduit à calculer  $V_f$  de P2, P8 et P10 en tenant compte du coefficient de réduction. Les résultats trouvés à partir de cette approche sont plus proches de nos résultats expérimentaux sauf pour le cas de la méthode de Shehata. Cette dernière donne des bons rapports (1.15 et 1.08) par rapport à ces méthodes si on considère le mode de rupture du béton.

La méthode de la FIB bulletin donne les estimation les plus élevées (34.66% à 60%) par rapport à toutes les autres méthodes

Généralement la surestimation de la résistance calculée analytiquement par rapport aux résultats expérimentaux s'explique par la surestimation soit de la hauteur effective ou la déformation effective, soit des contraintes effectives. Le tableau (6-7) fait apparaître une première étude de la variabilité de ces trois paramètres influençant la résistance. Le coefficient R est une fonction soit des contraintes ou des déformations du composite (voir annexe 2). Il est introduit directement ou indirectement dans les formule de calcul. Il est choisi pour simplifier la comparaison entre les méthodes différentes.

La hauteur effective représente la hauteur efficace du composite latérale

Méthode	Coefficient de réduction R				Hauteur effective (mm)			
	P2	P8	P9	P10	P2	P8	P9	P10
Shehata	0.072	0.072	0.072	0.10	162	49.5	49.5	49.5
Fib bulletin	0.397	.431	0.141	0.431	180	55	55	55
ACI	0.029	0.267	0.212	0.267	130	35	35	55
AFGC	0.406	0.406	0.406	0.406	50	16.7	16.7	36.67
Freyssinet	0.107	0.107	0.107	0.107	50	16.7	16.7	36.67
ZI YI WU	0.3	0.3	0.3	0.3	42	11.50	11.50	26.5

Tableau (6-7) : comparaison des paramètres de calcul de l'effort tranchant de différentes méthodes

Shehata s'est intéressé beaucoup plus aux contraintes. La hauteur effective est prise égale à  $0.9d$  de la même hauteur utile de la section de la poutre. Le coefficient  $R$  dans ce cas est le plus faible enregistré parmi les valeurs de toutes les autres méthodes. Ce coefficient dépend de la contrainte de cisaillement. Dans le cas de la rupture du béton, les valeurs de  $V_r$  calculée sont proches de nos résultats expérimentaux. Cependant pour le cas du délaminage du composite, ces valeurs sont très élevées par rapport à l'expérience (cas de la poutre P9).

La formule utilisée par la FIB dépend essentiellement de la déformation effective du composite qui est une fonction de la résistance à la compression du béton du module de Young du composite et de la largeur et de l'épaisseur de composite. La méthode ne tient pas compte de la hauteur effective du composite. La valeur du coefficient de réduction obtenue par cette méthode est la plus élevée et la hauteur effective est celle de la hauteur utile de la section de la poutre ( $d$ ). Cette méthode ne réduit pas de façon significative l'effet de composite.

La méthode proposée par ACI introduit directement le coefficient  $R$  dans la formule de calcul de  $V_f$  pour minorer la résistance à la traction du composite. Le coefficient  $R$  dépend de la résistance à la compression du béton ( $f_{cm}$ ) et en particulier de la largeur effective de la bande du composite qui dépend de ce qui est appelé « longueur effective  $l_{fe}$  » (ou longueur de transfert). Le deuxième paramètre important qui intervient dans cette méthode est la hauteur effective du composite ( $d_f$ ) qui est une fonction de la longueur effective d'ancrage ( $d_{eff} = h_f - c$ )

En plus de coefficient de réduction des contraintes de traction de composite dans les méthodes de l'AFGC et Wu et la limitation de contrainte de cisaillement de la méthode de Freyssinet la notion de hauteur effective intervient dans ces trois méthodes. Cette hauteur est la même pour l'AFGC et Freyssinet. Elle est définie par l'enlèvement de la longueur de collage de composite qui est fixé par Freyssinet à 10 cm de la hauteur de tissu du composite latérale ( $h_{eff} = d_f - 10$ ). Entre ces deux méthodes la valeur du coefficient  $R$  donnée par l'AFGC est plus élevée (0.406) alors que pour Freyssinet  $R$  est de 0.107. Cependant avec la comparaison du rapport  $V_{cal}/V_{exp}$  la méthode de Freyssinet donne des résultats proches de l'expérience.

En plus de l'enlèvement de la longueur d'ancrage qui est fixé à 7 cm, la méthode de WU enlève  $0.1d$  ce qui revient à  $h_{eff} = d_f - l_{fe} - 0.1d$ . La valeur du coefficient  $R$  de cette dernière est égale à 0.3 (valeur comprise entre celle donnée par Freyssinet et celle donnée par ACI). Cependant les valeurs du rapport  $V_{cal}/V_{exp}$  données par Wu comprise entre les valeurs trouvée par ces deux méthodes, ce qui signifie l'importance du choix de la hauteur effective du composite.

On remarque de la comparaison des modes de renforcement des poutres P2, P8, P9 et P10 que le mode D (composite latérale couvrante toute la hauteur de la poutre) donne les meilleurs rapports de  $V_{cal}/V_{exp}$  pour toutes les méthodes. Dans le cas de l'approche de Freyssinet le rapport est très proche de 1. Cette remarque nous a conduit à entreprendre une étude paramétrique. Le but de cette dernière est de voir l'effet d'échelle et de vérifier l'efficacité de la hauteur effective de collage en fonction la hauteur de la poutre. La figure 6.1 rassemble la variation de la hauteur de la poutre en fonction de la hauteur effective du composite donnée par les 6 modèles

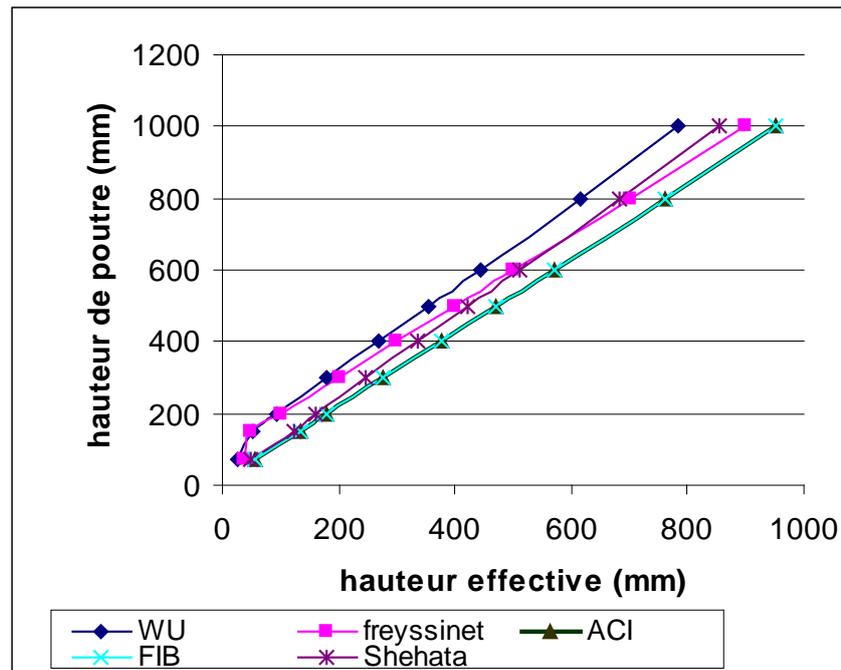


Fig (6.1) : Comparaisons des hauteurs effectives des différente méthodes

D'après les courbes de la figure (6.1), on remarque que : au dessous d'une valeur de la hauteur de poutre égale à 200 mm des hauteurs effectives les différentes méthodes peuvent être décomposée en deux groupes :

- Les méthodes de Freyssinet et WU ont la même allure et les même valeurs,

- Le reste des méthodes montre aussi une même allure et les mêmes valeurs.

La différence entre ces deux groupes varier entre 26% à 52%

Cependant au delà de cette valeur la méthode de WU donne des valeurs différentes et les plus faibles par rapport aux autres méthodes.

De 600 à 800 mm de la hauteur de la poutre, Freyssinet et Shehata donnent presque les mêmes valeurs des  $h_{eff}$ , puis au delà de la valeur de 800 mm les  $h_{eff}$  estimées par l'approche de Shehata sont diminuées.

Les hauteurs effectives estimées par la FIB et ACI sont les mêmes pour ce mode de renforcement (mode D). Cependant à partir d'une hauteur de poutre égale à 200 mm on remarque une grande dispersion entre ces deux méthodes et la méthode de Shehata.

Généralement les deux méthodes FIB et ACI donnent les hauteurs effectives les plus élevées par rapport à toutes les méthodes. Par contre cette valeur est augmentée au delà d'une valeur de 800 mm de la poutre pour la méthode de Freyssinet.

Finalement il ressort de ces comparaisons que l'augmentation des hauteurs effectives des méthodes de WU, Shehata et Freyssinet n'augmentée pas de la même façon avec la hauteur de la poutre.

## Conclusion

Il apparaît d'après cette analyse que en plus de la contrainte et de la déformation effective la hauteur effective du composite latérale influe d'une façon importante sur le calcul de la contribution du composite latérale à la reprise de l'effort tranchant. En comparaison avec nos résultats expérimentaux on peut dire avec réserve vue le nombre limité de spécimens que la méthode de Freyssinet semble être la meilleure pour l'estimation de la résistance à l'effort tranchant.

## Conclusion générale et perspective

Le but de cette recherche s'inscrit dans un cadre très générale de valorisation de composite de type textile-polymère à base de fibre de carbone dans le renforcement et/ou la réparation des structures en génie civil

Les tissus en fibre de carbone sont les plus utilisées pour l'application de réparation des ouvrages en béton armée en raison, notamment de leurs caractéristiques mécanique et physico chimique.

Nous avons mise en oeuvre des stratifiés carbone-époxy de 1 mm d'épaisseur caractérisé par une résistance à la traction de 750 MPa et un module de Young égale à 55000 MPa

La reflétions des travaux de ce mémoire peuvent être réparties en deux grandes parties : une bibliographique et l'autre expérimentale :

L'étude bibliographique a mis en évidence les limites scientifique et technique des applications de réhabilitation par matériaux composite en particulier :

- insuffisance des données en terme de loi de comportement (rigidité, rupture, endommagement)
- insuffisance des méthodes de calculs et de dimensionnement

Notre travail expérimental s'est particulièrement orienté vers l'analyse du comportement des poutres en béton et en béton armée

L'étude a été développée sur deux série de spécimens qui ont été pré fissurées d'abord à 60% de leurs résistance ultime avant de subir un renforcement et ou une réparation extérieurs :

La première série de trois poutres en béton armées de dimension (13\*20\*120) cm<sup>3</sup>, deux poutres ont été renforcées seulement dans leurs parties tendues la première pré fissurée avant le renforcement et la deuxième renforcée directement avant chargement

La deuxième série de huit poutres en béton et en béton armé dimensionnés selon l'échelle 1 (13\*20\*120) cm<sup>3</sup> et selon l'échelle 1/3 (5\*7\*40) cm<sup>3</sup> avec un collage du composite s'effectuant en partie tendue et latérale avec des bandes en forme de U de différentes dimensions. L'ensemble des essais piloté à la flexion trois point

L'ensemble de résultats montre :

- un gain de résistance ultime pour toutes les poutres renforcées allant jusqu'à 51%
- l'amélioration de la résistance ultime varie avec le taux de renforcement en matière d'acier sur la partie tendu. La résistance des poutres de taux de renforcement 1.43% reste limité par rapport aux poutres de taux de renforcement 0.66%
- les relevés des courbes charge/flèche ont mis en évidence après une phase élastique faible un comportement non linéaire important.
- Les poutres renforcées présentent un comportement plus rigide avec une réduction significative de la flèche
- Un bon comportement de poutre initialement préfissurée par rapport à la poutre renforcée directement à l'ELU et l'ELS due à la réduction de la rigidité avec la diminution de la flèche avant la charge de plastification.
- La propagation des fissures est restreinte, les ouvertures des fissures sont également réduites comme il est montrée par les résultats des essais la largeur de fissure peuvent être réduite par un facteur de 2 à 3 (selon le cas poutre initialement renforcée ou pré fissurée) pour les charge maximales.

- 
- Le composite dans la partie tendue de la poutre ne contribue pas à l'amélioration de la résistance à l'effort tranchant.
  - l'utilisation des matériaux composite change le mode de la rupture des poutres
  - la présence d'ancrage en forme de U empêche le décollement de composite de la partie tendue de la poutre
  - il est apparaît d'après notre étude qu'il est possible d'améliorée la résistance à l'effort tranchant en utilisant des bande en forme de U collée extérieurement, comme il est montrée dans les calcul analytique et les résultats expérimentaux, mais il demeure difficile d'établir un modèle pour prédire la contribution du composite proprement dite. Il reste d'effectuer des autres études analytique et expérimentales en jouant sur la hauteur effective d'ancrage de composite latérale et le coefficient de réduction des contrainte ou la déformation effectives du composite.

Enfin, le renforcement de poutres en utilisant des matériaux composites demeure un sujet d'intérêt, notamment au point de vue des méthodes de calcul et de dimensionnement, mode de rupture et ancrage, de même qu'au point de vue de l'évaluation de leur durabilité en service.

### **Référence bibliographique :**

[1] : [www.algeria-watch.org/fr/article/eco/soc/enquete-vieuxbati.htm](http://www.algeria-watch.org/fr/article/eco/soc/enquete-vieuxbati.htm)

[2] : [www.Algerie-dz.com/article1430](http://www.Algerie-dz.com/article1430)

[3] : Alexandra Backelandt (2005) : études des mécanismes d'adhérence à l'interface résine ciment en vue de la réparation des ouvrages de génie civil. Thèse de doctorat à l'institut national des appliqués de Lyon.

[4] : Paradis, François (2004) : analyse du comportement structural d'un composite mince en béton. Analyse du comportement structural du canoë de béton. Faculté des sciences et de génie maîtrise en génie civil, université Laval ([www.these.ulaval.ca/2004/21701/21701](http://www.these.ulaval.ca/2004/21701/21701)).

[5] : glossaire des matériaux composite –CARMA- actualisation décembre 2004 : centre C.A.R.M.A. Centre d'animation régional en matériaux avancés.

[6] : Philippe Lomothé (1999) : essai de renforcement avec des matériaux composite pour poutre de pont en béton armé, mémoire de maîtrise et science appliqué, département de génie civil, l'université Sherbrooke (Québec), Canada.

[7] : toray technologie : relevant issues of carbon files for the ennerging wind market toray carbon fiber america INC, document technique 2004.

[8] : J.M Berthelot (1999) : matériaux composite comportement mécanique et analyse des structures édition technique et documentation.

[9] : l'industrie française des matériaux composite : études stratégique réalisé par Nodal consultant pour le compte de digitip/ SIM (rév, 2 du13 mai 2002).

[10] : Baeur .R.S epoxy resin chemistry II, ACS. Symposium serie, 1983.

[11] : matériaux composite par Nadia Bahlouli  
[www.ipst.u-strasbg.fr/nadia/courcomp/compO.htm](http://www.ipst.u-strasbg.fr/nadia/courcomp/compO.htm)

[12] : Jean Weiss Claude Bord : les matériaux composite, tome II, calcul et essai et control-conception, édition de l'USINE nouvelle, Paris 1983.

[13] : le carbone (site web) : [ricourama.free.fr/aero/technics-builds/carbone](http://ricourama.free.fr/aero/technics-builds/carbone).

[14] : [www.cours.polyntl.ca/nec6306/fibre%de%20carbone](http://www.cours.polyntl.ca/nec6306/fibre%de%20carbone)

[15] : fibre de carbone : article de wikipédia, l'encyclopédie libre  
[http://fr.wikipedia.org/wiki/fibre-de\\_carbone](http://fr.wikipedia.org/wiki/fibre-de_carbone)

[16] : Zakia Draïdi (2005) : renforcement et réparation des coques métallique par matériaux composite (TFC), thèse de doctorat à l'institut national des science appliqué à Lyon.

[17] : réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composite (présentation du Guide AFGC), club ouvrage d'art la rochelle Mars 2004.

- [18] : Review of strengthening technique using externally bonded fiber reinforced polymer composite, rapport 200-2005-c-01 (CRC construction innovation).
- [19] : Freyssinet : technical spécification – concrete strengthening by gluing carbon fibre fabrics- the TFC process, 59707-PR(E) 10/c, mars 1999.
- [20] : Freyssinet (2000) : cahier de clauses technique, renforcement du béton par collage de tissu de fibre de carbone procède TFC, R-F-TFC-PRF 10/D.
- [21] : Freyssinet : renforcement structural avec du TFC (structure béton, fiche technique Ref : FT.F0021). Site web : <http://freyssinet.be/4DCG/FYenvoyerfichier/FTF0021A210501.pdf>.
- [22] :J.Miranda Vizuete : technique et système de renforcement des structure en béton. Site web : [ST-div.web.cern.ch/st-div/workshop/ST2000wS/proceedings/tecno2/jm](http://ST-div.web.cern.ch/st-div/workshop/ST2000wS/proceedings/tecno2/jm)
- [23] : S. Marouani, L. Curtil, P. Hamelin (2005) : l'influence de condition de mise en œuvre des composants à matrice polymère utilisé pour la réparation et/ou le renforcement des ouvrages en béton, laboratoire mécanique matériaux et structure (L2Ms), université de Lyon I, XXIII<sup>ème</sup> rencontre universitaire de génie civil 2005. Risque et Environnement).
- [24] : ZI VU WU (2004) : étude expérimental du comportement des poutres courtes en béton armées pré fissurées et renforcée par matériaux composite sous chargement statique et de fatigue, thèse de doctorat de l'école nationale des pont et chaussée.
- [25] : Jeau-Noél Theillot : renforcement des structures à l'aide de plat métallique collé.
- [26] : Cheikhna Diagana, Alex Li, Loubna Bouazaoui et Yves Delmas (2003) : Renforcement des poutres en béton armé par collage des bandes de TFC. GMMS, Université de Reims Champagne Ardenne. XXI<sup>èmes</sup> rencontre universitaire de génie civil 2003.
- [27] : Passage de produit de pont Systèmes externes de renfort - réparation concrète, renforcement, et modification sismique
- [28] :El-Hossain Rochdi (2004) : contribution à l'analyse du comportement mécanique des dalles en béton armé renforcées par matériaux composite, thèse de doctorat à l'université Claude Bernard –Lyon
- [29] : Buykozturk. O, Gunes.O, Karaca.E (2004) : progresson understanding debonding problem in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composite.journal of construction and building materials, vol 18,pp 9-19.
- [30] : Phillipe Duquette (1998) : renforcement de poutre en béton armée à l'aide de plaque en matériaux composite réalisées in situ, mémoire de maîtrise ès science appliqué, présentée au département de génie civil, université de Laval, Canada.
- [31] : Meier, Urs, Kaiser.h (1993): strengthening of structure with laminate, ASCE, specialty conference on advnced composite materials in civil engineering structures. ASCE, new York, pp 191-201.

- [32] :Sebastian (2001) : significance of midspan debonding failure in FRP-plated concrete beams, ASCE journal of composites for construction, july 2001, pp792-798.
- [33] : smith S.T, Teng J. G (2001) : FRP- strengthened RC beams, I : review of debonding strength models, engineering structures 24(2002), pp.397-417.
- [34] : Theirry Chicoine (1997) : analyse et conception d'ancrage sur les poutres renforcées en flexion à l'aide de matériaux composite, mémoire de maîtrise ès science appliquée, présentée au département de génie civil, université de Sherbrooke Canada.
- [35] : Hollaway I.C, Leeming M.B (2001) : strengthening of reinforced concrete structures- using externally- bonded FRP composite in structural and civil engineering, Woodhead publishing Limited, Cambridge England, first published 1999, reprinted 2001.
- [36] : Benjamin Zachary Reeve (2005) : effect of adhesive stiffness and CFRP geometry the behavior of externally bonded CFRP retrofit measures subject to monotonic loads, Submitted to the Graduate Faculty of School of Engineering in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science, University of Pittsburgh
- [37] : kotynia R, Harries K.A (2006) : strain efficiency and limit states of externally bonded and near-surface mounted CFRP-strengthened RC members, *Composites B* (under review)
- [38] : Yoshizawa H, Myojo T, Okoshi M, Mizukoshi M and Klinger H.S (1996) : « effect of sheet bonding condition on concrete members having externally bonded carbon fiber sheet» fourth materials engineering conference, ASCE, annual convention, Washington D.C.
- [39] : Horiguchi et Saeki (1997) : « effet of test methode and quality of concrete on bond strength of CFRP sheet», NOR-metallic (FRP) reinforcement for concrete, vol 1, Japan concrete institute, JAPAN pp.265-270.
- [40] : Saadatmanesh et Ehsani (1991) : RC beams strengthened with GFRP plates experimental study journal of structural engineering. ASCE.117 (101,3417-3433).
- [41] : Ngyuyen Dai Mink, Chan Toong Khuan and Cheong Hee Kiat (2001) : «effte of plate length on the strength of reinforced concrete beams bonded with CFRP plates brittle failure and development length of CFRP-concrete beams», journal of composite for construction. ASCE vol5, no.1, pp : 12-17.
- [42] : Rahimi et Hutchinson A (2001) : concrete beams strengthened with externally bonded FRP, ASCE journal of composite for construction, february 2001, pp44-56.
- [43] : Fanning P.J, Kelly O (2001) : ultimate response of RC beams strengthened with CFRP plates. ASCE journal of composite for construction. May 2001, pp.122-127.
- [44] : Quantrill R.J, Hollaway I.C, Throne A.M (1996 A) : experimental and analytical investigation of FRP strengthened beams response, part I. magazine of concrete research. 1996.48 .no 177. DEC. pp 331-342.

- [45] : Djelal C, David E, Buyle-Bobin F, Gicquel Y (1998) : renforcement des poutres en béton armé à l'aide de lamelle composite : étude expérimentale - pré dimensionnement, annales du bâtiment et des travaux publics, février 1998 , pp -. 39-47.
- [46] : Gorge Dreux (1983) : calcul pratique du B.A règle BAEL43 3<sup>ème</sup> édition, Eyrolles 1985.
- [47] :J.Pérchat (1991) :« béton armé règle BAEL. Pièce soumise à des sollicitations normales» technique de l'ingénieur- C1306-C2320.1991.
- [48] : BAEL (1992) : règle technique de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, mars 1992.
- [49] : Ec2 (1991), Eurocode2 : calcul des structures en béton armé –ENV 1992-1-1 : 1991.
- [50] : ACI 440.2R-02 : guide for design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structure.
- [51] : Freyssinet : élément de structure renforcé par un procédé de collage de fibre de carbone, avis technique 3/04-424 (groupe spécialisé n°3, structure, plancher et autre composant structuraux, octobre 2004).
- [52] : AFGC (2003), réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composite, recommandation provisoires décembre 2003.
- [53] : FIB bulletin 14 (2001) : externally bonded reinforcement for RC structures- technicals report design and externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforcement concrete structures july 2001.
- [54] : Annex J: rehabcon strengthening with carbon fibre Annex J ([www.cbi.se/rehabcon/rehabconfiles.htm](http://www.cbi.se/rehabcon/rehabconfiles.htm)).
- [55] : GTM construction (2005) : procédé ROCC«élément de structure en béton armé renforcé par un procédé de collage de fibre de carbone » avis technique 3/04-426 'avril 2005'
- [56] : Malek A.M and Saadatmanesh H (1998) : analytical study of reinforced concrete beams strengthened with web-bonded fibre reinforced plastic plates or fabrics, ACI structural journal. 95 : 343-352
- [57] : Chajes M.J, Januszka Tif, Mertz R, Thomson T.A, Finch WW (1995) : shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics, ACI structural journal may-june 1995, pp295-302.
- [58] : Christophe Deniaud and J-J. Roger Chen (2001) : review of shear reinforced polymer sheets NRC research press. Can. J. Civ Eng 28 : 271-281
- [59]. Chen et Tang, (2001) : A shear strength model for FRP strengthened RC beams, proceedings of FRPRCS-5, Cambridge, UK, 16-18 july 2001, pp97-106
- [60] : shehata I.A.E.M, Cerqueira E.C, Pintoc T.M (2001) : strengthening of RC beams in flexure and shear using CFRP laminate, proceedings of FRPRCS-5, cambridge, UK.16-18 july 2001, pp97-106.

[61] : C. bonvalet : les application de la similitude physique à l'études des structures du génie civil, collection de L'ANRT. Eyrolles 1972

[62] : P.A Ovigne : comportement modale de poutre en béton armée fissuré avec renfort en matériaux composite, thèse de doctorat, université Claude Bernard Lyon 2001.

[63] : Kavyrchine : étude structurelles en micro béton, annales de l'ITBTP. 291, 1971.

[64] : Stéphane Avril (2002) : l'application des méthodes de mesures de champs à la caractérisation mécanique des poutres en béton armées réparées par matériaux composite, thèse de doctorat à l'école nationale supérieur des mines de sainte -Etienne de l'université Jean monnet.

[65] : Afnor : béton et constituant du béton (tome 1)

[66] : AFNOR : béton et constituant du béton (tome 2), ciment et chaux, recueil de norme française 1990.

[67] : George Dreux : nouveau guide du béton et de ses constituants, huitième édition Eyrolles 1998.

## Annexe 01

### *Dimensionnement des poutres*

#### **Poutres P1 et P3 :**

##### **A) action**

Charge uniforme de poids propre :

$$g = (0.13 \times 0.2) \times 25 = 0.65 \text{ KN. M}$$

Q : la charge appliquée au vérin et comprend également le poids du chevêtre :

$$Mg = 0.65 \times 1^2 / 8 = 0.081$$

$$MQ = Q \times 0.5 / 4 = 0.25 Q \text{ KN.m}$$

##### **B) caractérisation des matériaux :**

La résistance du béton trois jours avant l'essai est assimilée à 30 PMA

$$F_{cj} = 30 - 2.7 = 27.3$$

La résistance de calcul à L'ELU :

$$F_{bu} = 0.85 \times 27.86 / 1.5 = 15.47$$

Pour les acier HA8, Fe E40, on prend la valeur forfaitaire  $f_e / 1.15 = 348 \text{ MPa}$

##### **C) calcul de Y :**

$A_s = 3HA8 = 151 \text{ mm}^2$ , on supposant que les acier atteint leur palier plastique, on a :

$$F_s = 151 \times 348 = 52.578 \text{ KN}$$

$$F_b = \text{correspondent} = 52.48 \text{ KN}$$

On peut écrire :

$$F_b = 0.8 y \times 0.13 \times 15.47 = 1.64 y \text{ donc } y = 3.02 \text{ cm}$$

Si on suppose que le béton atteint son raccourcissement ultime,  $\epsilon_{bu} = 0.35\%$

On aura :

$$\epsilon_s = (17.5 - 3.2) \times 0.35 / 3.2 = 1.56 \%$$

Les acier dépassent son allongement ultime il n'est pas compatibilité des hypothèse  $1.56\% > 0.01\%$  ce ci signifie que les aciers atteint son allongement ultime avant que le béton n'atteigne son raccourcissement ultime (pivot A).

##### **D) Prévision de la charge de rupture :**

On peut calculer à priori la charge de rupture  $Q_r$  en prenant les valeurs réelles des résistance des matériaux aucun coefficient de sécurité (les  $\gamma = 1$ ).

Pour l'acier utilisé, on a obtenu aux essais  $\sigma_s = 436 \text{ Mpa}$  (à allongement 1%). On aura donc :

$$F_s = 151 \times 436 = 65.83 \text{ KN}$$

$$F_b = 0.8 y \times 130 \times 30 = 3120 \text{ donc } y = 2.1 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = (17.5 - 2.1) \times 0.35 / 2.1 = 2.56 \%$$

L'acier dépasse son allongement ultime 1%, il n'y a pas donc compatibilité et il faut refaire le calcul en prenant  $\epsilon_s = 1\%$ , on calcul alors : (pivot A)

$$\varepsilon_{bu} = 2.1 \times 1 / 17.5 = 0.12\%$$

La poutre est donc effectivement sous armée puisque l'on arrive à épuisement des aciers sans atteindre l'épuisement du béton qui n'est atteint qu'à  $\varepsilon_{bu} = 0.35\%$

En admettant que le diagramme rectangulaire simplifier reste applicable, on peut écrire :

$$M_r = F_s \times Z$$

$$Z = d - 0.8 \times y / 2 = 16.66 \text{ cm}$$

$$M_r = 65.83 \times 0.1666 = 10.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{Qr} = M_r - M_g = 10.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{Qr} = 0.25 Q_r \text{ d'où } Q_r = 43.54 \text{ Kn.}$$

### Pré dimensionnement de la poutre P2:

Poutre normalement armée 3 $\phi$ 12

Vérification à l'ELU :

Calcul de Y :

$$A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$F_s = 339 \times 348 = 117.97 \text{ KN}$$

$$F_b = F_s \quad 0.8Y \times 0.13 \times 15.48 = 117.97$$

$$Y = 7.33 \text{ cm}$$

### Poutre normalement armée :

Si l'on veut que les aciers atteignent leur palier plastique et la contrainte 348 MPa il faut que leur allongement atteigne au moins 0.4% (graphique page 26 de calcul pratique du béton armée). En supposant que le béton atteint son raccourcissement ultime  $\varepsilon_{bu} = 0.35\%$

On peut écrire :

$$\varepsilon_s = (18 - Y) \times 3.5 / Y \text{ d'où } Y = 8.4 \text{ cm}$$

$$F_s = F_b$$

$$0.8 \times 0.13 \times 0.084 \times 15.48 = A_s \times 348 \text{ on adopte 3HA12}$$

Prévision de la charge de rupture :

$$F_b = 0.8 Y \times 130 \times 30 = 3120Y$$

$$F_b = F_s = A_s \times f_e = 339 \times 420 = 142380 \text{ N}$$

$$3120Y = 142380 \text{ donc } Y = 4.6 \text{ mm}$$

$$Z = 18 - \frac{0.8 \times 4.7}{2} = 16.16$$

$$M_r = F_b \times Z$$

$$M_{Qr} = M_r - M_g = 23 - 0.081 = 22.93 \text{ KN.m}$$

$$Q_r = 22.93 / 0.25 = 91.71 \text{ KN.}$$

## Annexe 2

### Calcul de la contribution de composite à la résistance à l'effort tranchant :

#### Méthode de Shehata :

Cas 1 : délaminage du tissu :

$$V_f = \frac{2b_f t_f \sigma_{fu,lim} Z (\sin \alpha + \cos \alpha)}{S_f}$$

$$\sigma_{fud} = \varepsilon_{fud} E_f = 0.005E \quad Z = 0.9d$$

Cas 2 : rupture du béton d'enrobage, et lorsque  $\alpha = 90^\circ$  la résistance à l'effort tranchant  $V_f$  donnée par :

$$V_f = \frac{2\tau_{lim} h_f Z b_f}{S_f}$$

$$\tau_{lim} = 0.45 f_{t_j} = 0.45 \times 2.4 = 1.08 \text{ MPa}$$

#### Poutre P2 :

Cas1 : Supposant le cas du rupture par décollement de composite

$$\sigma_{fu,lim} = \varepsilon_{fud} \times E_f = 0.005 \times 55000 = 275 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ef} = \tau_{lim} h_f / t_f = 1.08 \times 150 / 3 = 54 \text{ MPa}$$

$$V_f = (2 \times 75 \times 1 \times 3 \times 275 \times 162 / 835) \times 10^{-3} = 24 \text{ KN}$$

Cas 2 :

$$V_f = (2 \times 1.08 \times 0.9 \times 180 \times 162 \times 75 / 835) \times 10^{-3} = 4.7 \text{ KN}$$

Le coefficient de réduction  $R = 54 / 750 = 0.072$

#### Poutre P8 :

Cas1 :

$$\sigma_{fe} = 0.45 \times 2.4 \times 50 / 1 = 54 \text{ MPa}$$

$$V_f = (2 \times 25 \times 275 \times 0.9 \times 55 / 278.3) \times 10^{-3} = 2.44 \text{ KN}$$

Cas 2 :

$$V_f = (2 \times 1.08 \times 50 \times 0.9 \times 25 / 278.3) \times 10^{-3} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$R = 0.072$$

#### Poutre P9 :

Cas 1 :

$$V_f = (2 \times 275 \times 49.5 \times 120 / 183) \times 10^{-3} = 17.85 \text{ KN}$$

Cas 2 :

$$V_f = (2 \times 1.08 \times 50 \times 49.5 \times 120 / 183) \times 10^{-3} = 3.505 \text{ KN}$$

$$R = 54 / 750 = 0.1$$

#### Poutre P10 :

Cas 1 :

$$\sigma_{fe} = 0.45 \times 2.4 \times 70 / 1 = 75.6 \text{ MPa}$$

$$V_f = (2 \times 25 \times 1 \times 275 \times 63 / 278.3) \times 10^{-3} = 2.44 \text{ KN}$$

Cas 2 :

$$V_f = (2 \times 1.08 \times 70 \times 63 \times 25 / 278.3) \times 10^{-3} = 0.672 \text{ KN}$$

$$R = 75.6 / 750 = 0.1$$

### Méthode de FIB bulletin :

On commence par le calcul de la déformation effective de tissu latéral ( $\varepsilon_{fe}$ ) :

$$\varepsilon_{fe} = \min \left[ 0.65 \left( \frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.56} \times 10^{-3}, 0.17 \left( \frac{f_{cm}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.3} \varepsilon_{fu} \right]$$

$$\rho_f = \frac{2t_f b_f}{b_w s_f}$$

Sans tenir de  $R=0.8$  la valeur de conception de déformation de composite latéral est :  $\varepsilon_{fde} = \varepsilon_{fe}$

$$V_{fd} = 0.9 \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \frac{2t_f}{S_f} b_f d (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

### Poutre P2 :

$$\alpha = 90^\circ \quad b_f = 75 \text{ cm} \quad s_f = 835 \text{ mm} \quad d = 180 \text{ mm} \quad E_{fu} = 55 \text{ GPa} \quad f_t = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{fe} = \min \left[ 0.65 \left( \frac{30^{2/3}}{55 \left( \frac{2 \times 3 \times 75}{130 \times 835} \right)} \right)^{0.56} \times 10^{-3}, 0.17 \left( \frac{30^{2/3}}{55 \left( \frac{2 \times 3 \times 75}{130 \times 835} \right)} \right)^{0.3} \times 1.33\% \right]$$

$$\varepsilon_{fe} = \min [5.29 \times 10^{-3}, 6.95 \times 10^{-3}]$$

Le coefficient  $R = 0.529\% / 1.3\% = 0.397$

$$V_f = 0.9 \times 0.8 \times 5.29 \times 10^{-3} \times 55 \times 2 \times 3 \times 75 \times 180 \times (\sin 90 - \cos 90) / 835 = 20.32 \text{ KN}$$

### Poutre P8 :

$$R = 5.73 \times 10^{-3} / 1.33\% = 0.43$$

$$\varepsilon_{fe} = \min \left[ 0.65x \left( \frac{30^{2/3}}{55 \left( \frac{2x25}{50x278.3} \right)} \right)^{0.56} x10^{-3}, 0.17 \left( \frac{30^{2/3}}{55 \left( \frac{2x25}{50x278.3} \right)} \right)^{0.3} x1.33\% \right]$$

$$\varepsilon_{fe} = \min [5.73x10^{-3}, 7.26x10^{-3}]$$

$$V_f = 0.9x0.8x5.73x10^{-3} x55x \frac{1x2}{278.3} x25x55(\sin 90 + \cos 90) = 2.24Kn$$

*poutre P9 :*

$$\varepsilon_{fe} = \min \left[ 0.65 \left( \frac{30^{2/3}}{55 \left( \frac{2x120}{50x183} \right)} \right)^{0.56} x10^{-3}, 0.17 \left( \frac{30^{2/3}}{55 \left( \frac{2x1x120}{50x183} \right)} \right)^{0.3} x1.33\% \right]$$

$$\varepsilon_f = \min(1.88x10^{-3}, 3.99x10^{-3}) \rightarrow \varepsilon_{fe} = 1.88x10^{-3}$$

$$V_f = 0.9x0.8x1.88x10^{-3} x55x \frac{1x2}{183} x120x55(\sin 90 + \cos 90) = 5.37KN$$

$$R = 1.88x10^{-3} / 1.33\% = 0.141$$

### **Poutre P10 :**

$$V_f = 0.9x0.8x5.73x10^{-3} x55x1x2x25x55x (\sin 90 + \cos 90) / 278.3 = 2.24 KN$$

$$R = 0.43$$

### **Méthode de ACI:**

$$V_f = \frac{2t_f b_f f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) df}{S_f}$$

avec :  $F_{fe} = R F_{fu}$

Longueur effective de collage  $l_{fe} = \exp(6.134 - 0.58 \ln(t_f E_f))$

Longueur effective de bande latérale :  $W_{fe} = d_f - l_{fe}$

### **Poutre P2 :**

$$L_{fe} = \exp(6.134 - 0.58 \ln(1x3x55)) = 23.87 \text{ mm}$$

Longueur effective de la bande latérale :

$$W_{fe} = 150 - 20 - 45.14 = 106.13 \text{ mm}$$

Comme  $b_f = 75 \text{ mm}$ , nous prenons donc  $w_{fe} = 75 \text{ mm}$

$$R = \frac{30^{2/3}}{1.33\% \cdot 130} x75 [738.93 - 4.06(1x3x55)] x10^{-6} = 0.029$$

$$R_{\max} = 0.006 / f_{fu} = 0.006 / 1.33\% = 0.45$$

En prend la valeur minimal entre R et R max donc  $R = 0.029$

$$V_f = \frac{2 \times 1 \times 3 \times 0.029 \times 750 (\sin 90 + \cos 90) \times 130}{835} = 1.51 \text{ KN}$$

**Poutre P8 :**

Le coefficient de réduction R :

$$R = \frac{(f_{cm})^{2/3}}{\varepsilon_{fu} d_f} w_e [738.93 - 4.06(t_f E_f)]$$

$$R = [ (30^{2/3} / 1.33\% \times 35) \times 25 \times (6.134 - 4.06 \times 1 \times 55) ] \times 10^{-3} = 0.267$$

$$V_f = 2 \times 1 \times 25 \times 0.267 \times 750 \times (\sin 90 + \cos 90) \times 35 / 278.3 = 1.25 \text{ KN}$$

**Poutre P9 :**

$$d_f = 50 - 15 = 35 \quad W_{fe} = 35 - 7.95 = 27 \text{ mm}$$

$$b_f = 120 > 27 \text{ mm donc en prend } w_{fe} = 25 \text{ mm}$$

$$R = 0.212 \quad f_{fe} = 0.212 \times 750 = 159 \text{ KN}$$

$$V_{fe} = (2 \times 1 \times 120 \times 159 (\sin 90 + \cos 90) \times 35 / 183) \times 10^{-3} = 7.29 \text{ KN}$$

**Poutre P10 :**

$$d_f = 70 - 15 = 55$$

$$R = \frac{30^{2/3}}{1.33\% \times 55} \times 25 [738.93 - 4.06(1 \times 55)] \times 10^{-6} = 0.169$$

$$V_f = \left( \frac{2 \times 1 \times 25 \times 0.167 \times 750 \times (\sin 90 + \cos 90) \times 55}{278.3} \right) \times 10^{-3} = 1.24 \text{ KN}$$

**Méthode de AFGC :**

La résistance à l'effort tranchant apportée par le TFC latéral est calculée en appliquant la formule suivante :

$$V_{f^*} = \alpha_v \frac{2 t_f b_f f_{f,b} \min(0.9 d, (h_f - l_{anc,vu}))}{S_f}$$

Premièrement on calcule la contrainte de dimensionnement du composite

$$f_{f,d} = \alpha_f \frac{f_{fu}}{\gamma_{fu}} \quad \text{Avec } \alpha_f = 0.65$$

$$\gamma_{fu} = 1.6$$

$$F_{fd} = 0.65 \times 750 / 1.6 = 304.68 \text{ MPa}$$

Longueur d'ancrage de calcul de composite :

$$L_{ancr,d} = \text{Min} (\alpha_f l_{ancr,exp}, l_{ancr,the})$$

En prenant  $l_{ancr,y} = l_{ancr,d} = 10 \text{ cm}$  (valeur proposée par Freyssinet)

Le coefficient de réduction  $R = 304.68 / 750 = 0.406$

**Poutre P2 :**

$$V_f = 2 \times 3 \times 75 \times 750 \times \min(0.9 \times 180, (150 - 100)) / 835 = 20.21 \text{ KN}$$

Si en prend le cas de rupture avec le décollement de composite

$$V_f = 2 \times 3 \times 75 \times 304.68 \times \min(0.9 \times 180, (150 - 100)) / 835 = 8.21 \text{ KN}$$

**Poutre p8 :**

$$V_f = 2 \times 1 \times 25 \times 304.68 \times \min(0.9 \times 55, (50 - 33.33)) \times 10^{-6} / 278.3 = 0.912 \text{ KN}$$

**Poutre P9 :**

$$V_f = 2 \times 1 \times 120 \times 304.68 \times \min(49.5, 16.67) / 183 = 6.66 \text{ KN}$$

**Poutre P10 :**

$$V_f = 2 \times 1 \times 25 \times 304.68 \times \min(49.5, 36.67) \times 10^{-6} / 278.3 = 2 \text{ KN}$$

**Méthode de Freyssinet :**

$$V_f = \frac{A_f}{S_f} Z_f \sigma_f \frac{\sin(\alpha + \theta)}{\sin \theta} \quad \text{Avec } \alpha = 90^\circ \text{ et } \theta = 45$$

$$V_f = \frac{2t_f b_f}{s_f} Z_f \sigma_f$$

Avec  $t_f = 1 \text{ mm}$  et  $E_f = 55 \text{ GPa}$

$Z_f = h_f - l_{fe}$ , pour des bandes latérales en forme de U

$l_{fe} = 10 \text{ cm}$ , la longueur effectif d'ancrage proposé par Freyssinet

la contrainte effective du composite donnée par :

$$\sigma_f = \frac{\tau_{fu} l_{fe}}{t_f} \quad \text{Et } \tau_{fu} \leq (f_{t_j}; \sigma_{t, \min}; 3 \text{ MPa})$$

$$\sigma_f = 2.4 \times 100 / 1 = 240 \text{ MPa}$$

$$V_f = \frac{2b_f}{S_f} (h_f - l_{fu}) \tau_{fu} l_{fe}$$

**Poutre P2**

$$V_f = (2 \times 75 / 835) \times (150 - 100) \times 2.4 \times 100 = 2.16 \text{ KN}$$

**Poutre P8 :**

$$V_f = (2 \times 25 / 278.3) \times (50 - 33.33) \times 2.4 \times 33.33 = 0.239 \text{ KN}$$

**Poutre P9**

$$V_f = (2 \times 120 / 183) \times (50 - 33.33) \times 2.4 \times 33.33 = 1.75 \text{ KN}$$

**Poutre P10**

$$V_f = 2 \times 25 / 278.3 (70 - 33.33) \times 2.4 \times 33.33 = 0.527 \text{ KN}$$

**Méthode de WU :**

$$V_f = \frac{2t_f b_f}{s_f} h_{fe} \sigma_{fe}$$

$t_f$  = épaisseur de composite

$b_f$  = largeur de composite

$s_f$  = espacement entre les bandes de composite

$h_{fe} = d_f - l_{fe} - 0.1d$  avec  $l_{fe} = 7$  cm

**Poutre P2 :**

$t_f = 3$  mm  $b_f = 75$  mm  $d = 180$  mm

$d_f = 150-20$  130 mm

$E_f = 55$  GPa  $f_{fu} = 750$  MPa

$h_{fe} = 130 - 70 - 0.1 \times 180 = 42$  mm

$$R = \frac{(30)^{2/3}}{1.33\% \times 130} 75 [738.93 - 4.06 \times 3 \times 55] \times 10^{-6} = 0.3$$

$\sigma_{fe} = R f_{fu} = 0.3 \times 750 = 225$  MPa

$V_f = (2 \times 3 \times 75 \times 225 \times 42 / 835) \times 10^{-3} = 5.09$  KN

Sans coefficient de réduction  $V_f = 16.98$  KN

**Poutre P8 :**

$t_f = 1$  mm  $S_f = 278.3$  mm  $b_f = 25$  mm  $d = 55$  mm  $d_{eff} = 55 - 15 = 40$

$h_{fe} = 40 - 23.33 - 0.1 \times 55 = 11.17$  mm

$R = 0.3$   $\sigma_{fe} = 0.3 \times 750 = 225$  MPa

$V_f = (2 \times 1 \times 25 \times 11.17 \times 225 / 278.3) \times 10^{-3} = 0.451$  KN

Sans  $R = 1.51$

**Poutre P9 :**

$S_f = 183$  mm  $b_f = 120$  mm  $h_{fe} = 11.17$  mm  $\sigma_{fe} = 0.3 \times 750 = 225$  MPa

$V_f = (2 \times 1 \times 120 \times 11.17 \times 225 / 183) \times 10^{-3} = 3.29$  KN

Sans  $R = 10.98$  KN

**Poutre P10 :**

$S_f = 278.3$  mm  $b_f = 25$  mm  $h_f = 70$  mm

$h_{fe} = 55 - 23.33 - 0.155 = 26.16$  mm

$V_f = 2 \times 1 \times 25 \times 26.16 \times 225 / 278.3 = 1.06$  KN

Sans  $R = 3.5$  k