

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Ecole Nationale Polytechnique**



**Département de Génie Civil**

**Projet de fin d'étude**

**En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil**

**Renforcement à l'effort tranchant des  
poutres en béton armé**

Proposé et dirigé par :

**M<sup>me</sup>. BAOUCHE.N**

Etudié par :

**M<sup>r</sup>. BEN IDIR Khaled**

**M<sup>r</sup>. ZEMMOUR Fayçal**

Promotion juin 2007

ENP, 10 Avenue Hassan Badi- EL Harrach - ALGER



## ***Remerciement***

*Cette étude a été réalisée sous la direction de Mme Baouche, Chargée de Cours à l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.*

*Qu'ils nous soit permis ici de lui exprimer notre profonde gratitude pour toute l'aide et les conseils judicieux qu'elle nous a prodigués tout au long de ce travail.*

*Nous adressons aussi nos remerciements à Sika El Djazair pour l'importance des moyens mis à notre disposition, ainsi qu'à l'ENGOA d'El Mohammedia sans qui la réalisation de l'étude expérimentale aurait été impossible.*

*Les essais sur les éprouvettes de contrôle ont été réalisés dans les Laboratoires du CTC centre de Hussein Dey. Nous aimerions particulièrement remercier Mr Mechkour et son équipe pour leur aide précieuse.*

*Un grand merci au technicien du Laboratoire du Département de Génie Civil de l'ENP Mr El Amri Rachid qui par sa connaissance et sa maîtrise du matériel a permis de réaliser tous les essais*

*souhaités de cette étude et qui a toujours répondu « présent » à chacune de nos sollicitations.*

*Mme CHIKH nous a fait l'honneur d'être le président du jury. Nous l'en remercions sincèrement.*

*Nous sommes reconnaissants envers nos rapporteurs. Ils ont donnés, grâce à leur expertise, de la valeur au document qu'ils ont jugé.*

*Sont aussi remerciés, toutes les personnes qui se sont intéressées à notre travail et parmi elles, celles qui sont venues à la soutenance ; leur présence nous a fait énormément plaisir.*


*Nous voulons spécialement remercier vivement Mr Kiram Farid pour son soutien et son enthousiasme tout au long de ce travail et pour son amitié qui ont permis que cette aventure stimulante se concrétise.*

*Pour finir, nous avouons que nous n'aurions jamais pu en arriver là sans les sacrifices consentis par nos parents au cours de nos longues années d'études. Qu'ils trouvent en ces mots la profonde estime que nous avons d'eux.*




***Dédicace***

*Je dédie ce modeste travail :*

 *A mes chères parents pour toute l'aide et le soutien qu'il m'ont offert tout au long de mes études.*

 *A tout la famille ZEMMOUR et BOUDABA*


 *A mes camarades de la promotion.*

*Fayçal*



*Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

 *A mes chères parents*

 *A tout la famille Ben Idir*

*Khaled*

## المخلص

الهدف من هذا المشروع هو دراسة تقوية الروافد من الخرسانة المسلحة المعرضة لظاهرة القص؛ بواسطة المواد المركبة. في المرحلة الأولى سوف نستعرض الدراسة المكتبية حول المواد المركبة، أما في المرحلة الثانية نستظهر ونفسر النتائج التجريبية المحصل عليها بعد تحطيم الروافد الشاهدة والمقوية فوق مساند بسيطة والخاضعة لقوتين نقطيتين.

### كلمات مفتاحية

روافد، تقوية، ظاهرة القص، مواد المركبة.

## RESUME

L'objectif de ce mémoire est d'étudier le renforcement des poutres en béton armé soumises à l'effort tranchant par les matériaux composites.

Dans la première étape nous exposant une étude bibliographique sur les matériaux composites et en second lieu nous donnerons et interprèteront les résultats expérimentaux obtenus après écrasement des poutres isostatiques simplement appuyées et soumises à deux charges concentrées.

### Mots clés:

Poutres, renforcement, effort tranchant, matériaux composites.

## ABSTRACT

The object of this thesis is to study the reinforcement of concret beams, subjected to shear stresses.

In the first part of the study, we will exhibit the bibliographical studies of heterogeneous materials, in second part we will show and analyse the experimental results obtained after crushing isostatic beams which are simply supported and subjected to two concentrated loads.

### Key words :

Beams, reinforcement, shear stresses, heterogeneous materials.

# SOMMAIRE

<b>CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
1.1. Introduction .....	1
1.2. Objectifs et limites de l'étude .....	4
1.3. Contenu de mémoire .....	5
<b>Chapitre II : Etude bibliographique .....</b>	<b>6</b>
2.1. Introduction .....	6
2.2. Matériaux composites .....	6
2.2.1. Les fibres de carbone .....	6
2.2.2. Les matrices .....	8
2.2.3. Les matériaux composites à fibres de carbone .....	9
2.2.4. Propriétés mécaniques des matériaux composites .....	9
2.2.5. Adhésif .....	10
2.2.6. Application des matériaux composites .....	11
2.2.7. Influence de l'environnement sur le comportement des composites .....	12
2.2.7.1. Température .....	12
2.2.7.2. Humidité .....	13
2.2.7.3. Influence des ultraviolets .....	14
2.2.7.4. Fluage, corrosion sous contrainte .....	15
2.3. Comportements des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites sous chargement statique .....	15
2.3.1. Mécanismes de rupture des poutres renforcées .....	17
2.3.2. Facteurs qui influencent le comportement des structures renforcées .....	19
2.3.2.1. Influence du rapport ( $a_v/h$ ) .....	20
2.3.2.2. Influence du taux de renforcement des armatures tendues .....	20
2.3.2.3. Influence de la quantité de tissu .....	21
2.4. Méthodes de calcul réglementaires .....	23

2.4.1. Mécanismes de rupture sous chargement d'effort tranchant .....	24
2.4.2. Analyse des méthodes de calcul réglementaire .....	25
2.4.2.1. Contribution des armatures et du béton à la résistance à l'effort tranchant .....	25
2.4.2.2. Contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant .....	27
2.5. Conclusions .....	33
<b>CHAPITRE III : ETUDE EXPERIMENTALE .....</b>	<b>35</b>
3.1 Introduction .....	35
3.2 Programme expérimental .....	35
3.2.1 Mode de ruptures envisagées .....	35
3.2.2 Mode de renforcement étudié .....	36
3.2.3 Dimensions des poutres .....	37
3.2.4. Détermination des armatures .....	39
3.2.4.1 Caractéristiques mécaniques .....	39
3.2.4.2 Rupture par flexion .....	40
3.2.4.3 Rupture par effort tranchant .....	43
3.3. Caractéristiques des matériaux mis en œuvre .....	45
3.3.1 Composition du béton .....	45
3.3.2. Caractéristiques mécaniques .....	48
3.3.2.1. Béton .....	48
3.3.2.2. Matériaux composites .....	50
3.3.2.3. Résine .....	50
3.3.2.4. Acier .....	51
3.4. Préparation des corps d'épreuve .....	52
3.5. Dispositifs expérimentaux et appareils de mesure .....	52
3.6. Résultats expérimentaux .....	54
3.6.1. Introduction .....	54
3.6.2. Observations générales .....	54
3.6.3. Relation charge- flèche .....	56
3.6.4. Fissuration des poutres .....	59
3.6.5. Commentaires .....	62
3.6.5.1. Poutres (P3, P5) .....	62



3.6.5.2. Poutres (P4, P6) .....	62
3.6.6. Remarque .....	63

**Chapitre IV : Conclusion générale .....65**

4.1 Introduction .....	65
4.2 Résultats expérimentaux .....	65
4-3-Recommandations .....	66

**ANNEXES**

**PHOTOGRAPHIE**

**REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE**

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1.a</b> : Collage des lamelles .....	2
<b>Figure 1.b</b> : Pose du tissu SIKAWRAP .....	3
<b>Figure 2.1</b> : Température de transition vitreuse .....	12
<b>Figure 2.2</b> : Influence de la température et de l'humidité sur les caractéristiques mécaniques d'une résine époxy .....	14
<b>Figure 2.3</b> : Comparaison de comportement entre les poutres renforcées et celles non renforcées .....	16
<b>Figure 2.4</b> : Comparaison de comportement entre différents matériaux .....	16
<b>Figure 2.5</b> : Mode de rupture des poutres renforcées de matériaux composites .....	17
<b>Figure 2.6</b> : Définition des paramètres .....	20
<b>Figure 2.7</b> : influence du taux de renforcement des armatures tendues .....	21
<b>Figure 2.8</b> : Schématisation des paramètres d'une poutre renforcée latéralement .....	27
<b>Figure 2.9</b> : Schéma de paramètres utilisés lors de calcul .....	29
<b>Figure 3.1.a</b> : Effort tranchant « traction diagonal » .....	35
<b>Figure 3.1.b</b> : Effort tranchant « cisaillement-compression » .....	36
<b>Figure 3.2</b> : Mode de renforcement .....	37
<b>Figure 3.3</b> : section de la poutre .....	38
<b>Figure 3.4</b> : Dispositif de chargement .....	38
<b>Figure 3.5</b> : Dimensionnement des poutres .....	39
<b>Figure 3.6</b> : Caractéristiques géométriques des poutres .....	45
<b>Figure 3.7</b> : Courbe granulométrique selon Mr.Faury .....	46
<b>Figure 3.8</b> : Tissu unidirectionnel en fibre de carbone .....	50
<b>Figure 3.9</b> : Dispositif d'essai .....	53
<b>Figure 3.10a</b> : Rupture par cisaillement-compression (poutre 1) .....	54
<b>Figure 3.10.2</b> : Rupture par traction diagonal (poutre 2) .....	55
<b>Figure 3.11</b> : Courbe charge – flèche pour les poutres rompues par cisaillement- compression .....	57

<b>Figure 3.12</b> : Courbe charge – flèche pour les poutres rompues par traction diagonale .....	58
<b>Figure 3.13a</b> : Fissuration de la poutre 1 à la rupture .....	59
<b>Figure 3.13b</b> : Fissuration de la poutre 2 à la rupture .....	59
<b>Figure 3.13c</b> : Fissuration de la poutre 3 à la rupture .....	60
<b>Figure 3.13d</b> : Fissuration de la poutre 4 à la rupture .....	60
<b>Figure 3.13e</b> : Fissuration de la poutre 5 à la rupture .....	61
<b>Figure 3.13f</b> : Fissuration de la poutre 6 à la rupture .....	61
<b>Figure 3.14</b> : Gains pour l'ensemble des poutres .....	63

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 2.1:</b> Caractéristique mécanique des résine époxydes .....	9
<b>Tableau 2.2:</b> Caractéristiques typiques de l'adhésif d'époxy .....	11
<b>Tableau 2.3 :</b> Influence de la quantité de tissu sur la résistance ultime .....	22
<b>Tableau 2.4:</b> Comparaison les différentes méthodes de calcul .....	32
<b>Tableau 3.1 :</b> Quantités des granulats dans $1\text{m}^3$ .....	47
<b>Tableau 3.2 :</b> Quantités des granulats dans $0.24\text{ m}^3$ .....	48
<b>Tableau 3.3:</b> Résultats de compression .....	49
<b>Tableau 3.4:</b> Résultats de traction .....	49
<b>Tableau 3.5 :</b> Caractéristique mécaniques des aciers .....	51
<b>Tableau 3.6 :</b> Capacité de résistance des poutres (P1, P3, P5) .....	55
<b>Tableau 3.7 :</b> Capacité de résistance des poutres (P2, P4, P6) .....	56
<b>Tableau 3.8 :</b> Charges- flèches .....	56

## LISTE DES FORMULES

(2,1) : Résistance à l'effort tranchant des éléments renforcés .....	25
(2,2) : Contributions du béton à la résistance à l'effort tranchant suivant l' EC2 .....	25
(2,3) : Contributions de l'acier à la résistance à l'effort tranchant suivant l' EC2 .....	25
(2, 4) : Vérification de l'inégalité de la section des armatures suivant le BAEL91.....	26
(2, 5) : Vérification d'une deuxième l'inégalité de la section des armatures suivant le BAEL91 .....	26
(2, 6) : Contribution du composite selon la méthode de Freyssinet .....	28
(2, 7) : Contribution du composite selon la méthode Freyssinet avec $\theta = 45^\circ$ .....	28
(2, 8) : Contribution du composite selon la méthode de AFGC .....	29
(2, 9) : la longueur d'ancrage de dimensionnement .....	30
(2,10) : Effort de traction repris par le composite .....	30
(2, 11) : Contribution du composite selon la méthode de FIB .....	31
(2, 12) : Déformation effective du tissu latéral .....	31
(2, 13) : Contribution du composite selon la méthode de FIB pour, $b_f = s_f$ , et lorsque $\theta=45^\circ$ et $\alpha = 90^\circ$ .....	31

# INTRODUCTION GENERALE

## **Chapitre I : Introduction générale**

### **1.1. Introduction**

Qui d'entre nous n'a pas remarqué l'état actuel de notre réseau routier, nos ponts et autres structures nécessaires au bon fonctionnement de notre société ?

L'état actuel de dégradation des structures en béton armé est inquiétant et alarmant.

Un ouvrage de génie civil est dimensionné pour une durée de vie de cent ans en moyenne. Cependant, plusieurs types de désordres viennent réduire cette durée de vie prévisionnelle et aujourd'hui, un ouvrage sur trois [1] nécessite maintenance pour assurer la sécurité des usagers.

Une grande partie des infrastructures de transport qui ont plus de 20 ans, telle que les ponts, nécessitant des réparations majeures ou, ultimement, devant être remplacés. Plusieurs facteurs ont contribué à accélérer leur vieillissement. Parmi ceux là, il faut mentionner l'augmentation des charges de transport, qui sont aujourd'hui jusqu'à 40% plus élevées que les charges du dimensionnement [1], [2].

De plus, les derniers tremblements de terre en Algérie ont démontré la vulnérabilité des ouvrages en béton armé construits avant 1980 [1].

Ainsi, le nouveau défi des concepteurs consiste à prolonger la vie des structures, tout en respectant des normes de sécurité et de performance de plus en plus sévères [3].

Traditionnellement, l'approche privilégiée était celle de la démolition. Cependant, pour des raisons principalement économiques, un intérêt de plus en plus grand est porté à l'option de renforcement-réparation.

Cette seconde approche permet également de réduire les coûts indirects puisque les services à la population peuvent généralement être assurés durant les travaux [4].

Plusieurs méthodes de renforcement existent déjà. Le surfacage superficiel par le béton projeté prévient la dégradation mais n'augmente pas la capacité d'une structure existante.

La post-contrainte externe à l'aide de câbles est souvent utilisée mais elle nécessite des travaux de grande envergure et s'avère très coûteuse. Le renforcement externe par plaques d'acier collées ou ancrées mécaniquement est une technique fréquemment utilisée. Depuis les années 70, son utilisation a démontré qu'après une quinzaine d'années, les plaques d'aciers affichaient un état très avancé de corrosion. De plus, l'augmentation importante du poids de la structure, de même que les difficultés d'installation des plaques a incité les ingénieurs à élaborer de nouvelles solutions.

Depuis une dizaine d'années, une alternative est proposée : renforcer ou réparer les ouvrages en béton par des matériaux composites.

Avec leur très grand rapport résistance / poids, leur remarquable résistance à la corrosion, une excellente résistance à la fatigue ainsi que leur facilité d'installation, les matériaux composites sont apparus très clairement comme la solution à plusieurs problèmes rencontrés.

De plus, malgré leur pris élevé, ils présentent un avantage économique car ils peuvent être mis en œuvre directement sur les structures par moulage au contact, procédé appelé aussi polymérisation in situ ou stratification directe (figure 1.1a et 1.1b). Ceci permet de réduire considérablement les coûts liés à la manipulation des matériaux ainsi que les problèmes liés aux interruptions de trafic, par exemple.



**Figure 1.1a** : Collage des lamelles





**Figure 1.1b** : Pose du tissu SIKAWRAP

Jusqu'à très récemment, ces matériaux ont été utilisés uniquement dans les industries aéronautiques et spatiales, les nouvelles applications dans le domaine des structures de génie civil nécessitent donc des études permettant d'évaluer leur comportement sous les différentes sollicitations que l'on y rencontre. Aussi, le renforcement des poutres en béton armé par collage d'un renfort de matériaux composites est une technique déjà largement employée.

De nombreuses entreprises proposent d'ores et déjà différentes solutions de réparation à base de fibres de carbone, d'aramide ou de verre, conditionnées sous forme de tissus ou bien de lamelles préfabriquées.

La littérature est riche en publications scientifiques concernant le renforcement des poutres soumises à la flexion simple. On trouve, par contre, plus rarement quelques études prenant en compte les ruptures par effort tranchant.

Pour cette raison, nous avons entrepris cette modeste étude qui consiste à effectuer des essais sur des poutres renforcées à l'effort tranchant par des matériaux composites.

Les renforts utilisés ont été fournis et mis en œuvre, à titre gratuit, par l'entreprise Sika El Djazair.

## **1.2. Objectifs et limites de l'étude**

La présente étude s'intéresse au comportement à l'effort tranchant des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites.

Ce comportement est étudié du point de vue capacité de résistance et type de rupture.

Le sujet traité est développé suivant deux grandes directions :

- une étude bibliographique
- une étude expérimentale

La campagne expérimentale est menée sur deux séries de poutres en béton armé.

La première série est constituée de poutres avec une portée de cisaillement  $a/h < 3$ ; la seconde série avec une portée de cisaillement de  $a/h > 3$  (où  $a$  : est la portée de cisaillement et  $h$  : c'est la hauteur de la poutre). Pour chaque type de poutres ont été testés deux procédés de renforcement, tissus collés verticalement et tissus collés perpendiculairement à l'inclinaison des fissures sur les faces verticales des poutres.

Les résultats des essais sont confrontés à ceux obtenus sur des poutres témoins non renforcées par des composites collés.

La fabrication des poutres a été réalisée au laboratoire du département génie civil de l'Ecole Nationale Polytechnique, ainsi que la confection des éprouvettes de contrôle pour des essais de caractérisation.

Chaque série des poutres a été coulée à partir d'une même gâchée, garantissant ainsi l'homogénéité des corps d'épreuve d'une même série.

Le renforcement par composites collés des poutres a été effectué sur la dalle d'essai par l'entreprise Sika El Djazair, responsable sur chantier de la mise en œuvre de son propre matériau de renforcement, afin de garantir une qualité d'application du renfort représentative de ce qui peut être sur un ouvrage réel.

Le choix du dispositif d'essai répond aux caractéristiques de l'appareillage du laboratoire génie civil de l'ENP.

Le manque d'instrumentation de laboratoire limite les résultats à des constatations générales sur le comportement des poutres renforcées, ce qui ne permet pas de déterminer avec exactitude les déplacements et les déformations jusqu'à la rupture.

### **1.3. Contenu de mémoire**

Le travail présenté dans ce mémoire porte sur le renforcement des poutres à l'effort tranchant.

Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'étude en rappelant la problématique du renforcement et de la réparation par des matériaux composites.

Le chapitre 2 comporte une étude bibliographique relative au comportement des matériaux à base de fibres de carbone. Il s'intéresse d'une part, aux comportements des poutres en béton armé renforcées par composites avec en particulier les différents modes de ruptures et les paramètres influents, et d'autre part aux concepts et hypothèses des méthodes de dimensionnement de type réglementaire des éléments renforcés par composite pour les sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

Le chapitre 3 présente le volet expérimental de l'étude, la première partie du chapitre décrit les caractéristiques des échantillons testés et les procédures d'essais suivis, alors que la seconde partie détaille les résultats obtenus.

Enfin, le mémoire est complété par le chapitre « conclusions et recommandations » qui fait une révision des principales conclusions tirées de l'étude et met en évidence les limitations et les contributions apportées par ce modeste projet.

ETUDE  
BIBLIOGRAPHIQUE

## **Chapitre II : Etude bibliographique**

### **2.1. Introduction**

L'objectif de ce chapitre est de présenter en premier lieu, les principales propriétés des matériaux composites, ainsi que les différents mécanismes de ruine des poutres renforcées pour mieux comprendre le comportement que l'on observa sur nos propres poutres, et en second lieu, des méthodes de calcul réglementaires sur la résistance à l'effort tranchant des poutres renforcées par des composites seront présentées dans ce paragraphe.

### **2.2. Matériaux composites**

Les matériaux composites (fibres reinforcement polymer –FRP) sont composés de fibres noyées dans une matrice. Dans le domaine du génie civil, les composites unidirectionnels sont les plus courants.

Une fibre est constituée de plusieurs filaments élémentaires dont les diamètres varient entre 5  $\mu\text{m}$  et 25  $\mu\text{m}$ . La fibre a un comportement élastique linéaire jusqu'à la rupture : les lois de comportement des fibres sont donc de type "élastique fragile". Il y a principalement trois types de fibres : les fibres d'aramide, les fibres de verre et les fibres de carbone. Nous nous intéressons ici aux matériaux composites à base de fibres de carbone.

Le comportement mécanique des matériaux composites dépend de plusieurs facteurs : le type de fibre, la fraction volumique de fibres et le type de matrice.

#### **2.2.1. Les fibres de carbone**

Il existe deux types de fibre de carbone, celles à haute résistance (HR) issues d'une mise en oeuvre par carbonisation, et celles à haut module (HM) issues d'une fabrication par graphitisation.

La fabrication des fibres de carbone fait appel à une technologie très délicate dont le processus est décrit succinctement ci-dessous :

- Fabrication de précurseur
- Etirage (orientation)
- Oxydation (220°C) dans l'air sous tension
- Carbonisation à 1500°C sous atmosphère inerte pour les fibres de carbone à haute résistance, ou graphitisation à 3000°C sous atmosphère inerte pour les fibres de carbone avec un haut module.

Les caractéristiques des fibres de carbone sont les suivantes :

Les fibres issues de la carbonisation :

Pureté : 97 à 98 % de carbone

Masse volumique : 1800 kg/m<sup>3</sup>

Résistance en traction : 3000 à 5000 MPa

Module en traction : environ 250 GPa

Les fibres issues de la graphitisation :

Pureté : 99 % de carbone

Masse volumique : 2100 à 2200 kg/m<sup>3</sup>

Résistance en traction : 2500 à 3000 MPa

Module en traction : environ 500 GPa

Les fibres de carbone ont une très bonne tenue thermique et un très faible coefficient de dilatation. De plus, les fibres de carbone sont inertes à température ambiante et vis à vis de la plupart des agents chimiques.

Généralement, les armures textiles utilisées en renforcement sont des armures unidirectionnelles, les fils de trame (fil de liaison) sont uniquement destinés à faciliter le conditionnement et la mise en œuvre en maintenant les fils longitudinaux en position.

### **2.2.2. Les matrices**

Les matrices les plus utilisées dans les composites sont les résines thermodurcissables (thermosetting), par exemple, le polyester, le vinylester, l'époxy et le phénolique. Les matrices sont des matériaux isotropes. L'utilisation des matrices dans les composites permet de coller des fibres entre elles et de transférer des efforts aux fibres. De plus, la matrice joue un rôle très important pour résister aux efforts tranchants, aux forces transversales et aux forces de compression. Par ailleurs, la matrice protège les fibres, en les isolant de l'humidité, de l'oxydation et des agressions chimiques.

L'une des propriétés essentielles des polymères est la température à partir de laquelle il y a un changement d'état. Les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de ce seuil de température : température de transition vitreuse.

Nous nous limitons aux cas des matrices époxy.

Les époxy sont des résines thermodurcissables qui réticulent de façon irréversible. Elles polymérisent à l'aide d'un durcisseur et d'un accélérateur et ont une structure macromoléculaire tridimensionnelle. La polymérisation a lieu à température ambiante également.

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 chimique.

Les polymères époxy ont de bonnes propriétés en traction, en flexion, en compression. Seule la résistance aux chocs est un point faible. Les caractéristiques mécaniques typiques de l'époxy sont données dans le tableau 2.1 De plus, les polymères époxy ont une excellente tenue à la fatigue.

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 2.1:** Caractéristique mécanique des résines époxydes

Le produit peut être stocké sans altération pendant trois mois à 20 °C jusqu'à un ou deux ans à une température de 18°C.

### **2.2.3. Les matériaux composites à fibres de carbone (CFRP)**

Les fibres de carbone ont un module de Young en traction de l'ordre de 230 GPa, une résistance en traction de 2500 à 5000 MPa, et une déformation à la rupture de 0.5 à 2 %. Un composite composé de fibre de carbone HR et d'une matrice époxy ou vinylester a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Module de Young longitudinal en traction : 155 à 165 GPa
- Résistance longitudinale en traction : 500 à 3000 MPa
- Déformation à la rupture : 1.2 à 1.3 %

### **2.2.4. Propriétés mécaniques des matériaux composites**

Dans les matériaux composites, les fibres reprennent principalement des efforts dans la direction des fibres. La matrice, quant à elle, transfère les contraintes aux fibres, et les protège. Selon un bulletin de la Fédération Internationale de Béton [6], les propriétés mécaniques des matériaux composites peuvent être estimées ci-dessous



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

$$f_f \cong f_{fib} V_{fib} + f_m V_m$$

Où

$E_f$  : est le module de Young du matériau composite dans la direction des fibres,

$E_{fib}$  : est le module de Young des fibres,

$E_m$  : est le module de Young de la matrice,

$V_{fib}$  : est la fraction volumique de fibres,

$V_m$  : est la fraction volumique de la matrice,

$f_f$  : est la résistance en traction des fibres,

$f_m$  : est la résistance en traction du matériau composite,

Avec

$$V_m + V_{fib} = 1$$

La fraction volumique  $V_{fib}$  typique est de l'ordre de 0.6 à 0.65. La résistance et le module de 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).

### 2.2.5. Adhésif

Un adhésif est nécessaire pour coller le matériau composite sur une surface.

L'objectif de l'adhésif est de transmettre des contraintes de cisaillement entre le béton et le composite.

D'après le bulletin 14 de la FIB [6], les caractéristiques typiques d'un adhésif époxy sont les suivantes (tableau 2.2)

Densité (kg/m <sup>3</sup> )	1100 – 1700
Module de Young (GPa)	0.5 – 20
Modules de cisaillement (GPa)	0.8 – 8
Coefficient de Poisson	0.3 – 0.4
Résistance en traction (MPa)	9 – 30
Résistance à l'effort tranchant (MPa)	10 – 30
Résistance en compression (MPa)	55 – 110
Déformation en traction à la rupture (%)	0.5 – 5
Température de transition vitreuse (°C)	45 – 80

**Tableau 2.2:** Caractéristiques typiques de l'adhésif d'époxy

### 2.2.6. Application des matériaux composites

Il existe deux procédés de réalisation d'un renforcement par composite : le système avec une cure in-situ et le système préfabriqué.

#### *Le système avec une cure in-situ*

Deux processus différents peuvent être utilisés pour mettre en place un composite sur des surfaces de béton :

- le tissu sec peut être appliqué directement sur la résine déjà appliquée sur la surface du béton, suivi de l'application d'une couche de fermeture.
- Le tissu peut être pré-imprégné avec la résine dans une machine adaptée, puis déposé avant polymérisation sur la surface de béton

Le système pré-fabriqué des bandes qui sont installées, une fois durcies, sur la surface du béton en utilisant l'adhésif.

## 2.2.7. Influence de l'environnement sur le comportement des composites

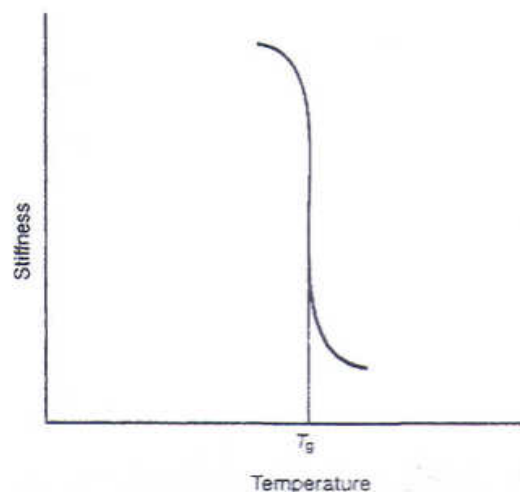
### 2.2.7.1. Température

Vis-à-vis de la température, les performances des matériaux composites sont principalement conditionnées par l'adhésif. En revanche, pour une température basse, les performances sont conditionnées par la matrice.

Le point le plus important concerne la température est la température de transition vitreuse  $T_g$ . Les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de ce seuil de température (figure 2.1).

Pour éviter une rupture issue de l'adoucissement de l'adhésif ou de la résine, la température maximale de service doit être inférieure à  $T_g$ .

La température de transition vitreuse est de l'ordre de 30°C à 80°C pour les époxy polymérisant à froid. Suivant les conditions de mise en oeuvre et la nature du durcisseur, la température de transition vitreuse peut atteindre 170°C pour un système renforcé et recuit. La polymérisation à température ambiante est lente



**Figure 2.1:** Température de transition vitreuse

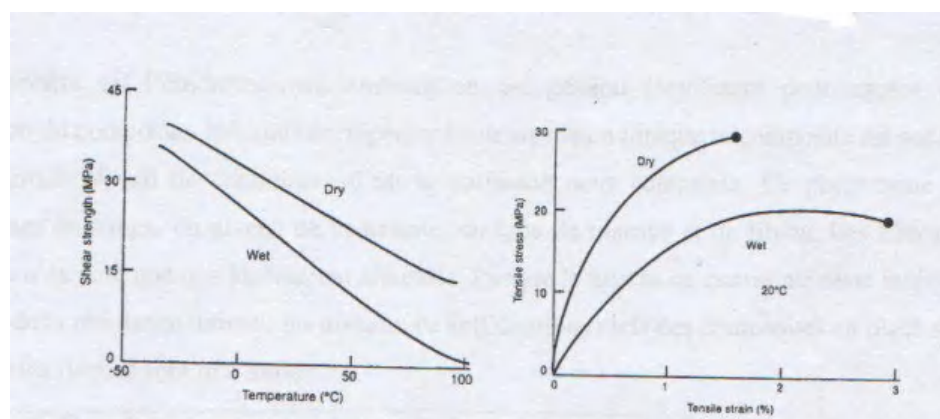
$T_g$  peut varier en fonction de l'environnement (température, humidité, etc.). Une température élevée pourrait réagir comme une post-cure sur la résine et donc augmenter  $T_g$ . En revanche, l'absorption d'humidité par les résines va conduire à une diminution de  $T_g$ . Pour une structure sensée résister à une température élevée (mais inférieure à  $T_g$ ), deux choix sont possibles : utiliser soit une résine avec une cure en froid mais ayant une haute  $T_g$  initiale, soit une résine ayant une  $T_g$  améliorée après une post-cure.

En cas d'incendie, le renforcement par collage extérieur par matériaux composite doit être protégé par une technique d'isolation

### **2.2.7.2. 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 conséquences immédiates en sont la réduction de la température de transition vitreuse et l'adoucissement la résine. Dans le cas d'une résine époxy, ces deux phénomènes sont partiellement réversibles lors du séchage : d'un point de vue de structure, l'époxy n'a pas de lien ester, les chaînes de polymère ne sont donc pas facilement hydrolysables. L'absorption maximale d'eau par une résine époxy est environ de 3% en poids.

L'influence de combinaison de la température et de l'humidité sur les caractéristiques mécaniques d'une résine époxy polymérisée à froid est illustrée sur la figure 2.2.



**Figure 2.2** : Influence de la température et de l'humidité sur les caractéristiques mécaniques d'une résine époxy.

Néanmoins, il y a une grande différence entre les conditions de laboratoire où les éprouvettes de résines sont saturées en eau, et les conditions réelles en température et humidité auxquelles sont soumis des matériaux composites en place sur des éléments de structures réelles : la prise en eau potentielle sera plus faible et les conséquences sur le comportement réduites.

### 2.2.7.3. Influence des ultraviolets

Les ultraviolets peuvent produire une réduction de la transmissibilité des lumineux : la couleur du composite peut changer. Ce changement de couleur ou décoloration est dû à l'influence des rayons ultraviolets sur la matrice, n'implique aucune dégradation structurale ou physique. Les fibres de carbone ne sont pas affectées par les rayons ultraviolets.

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

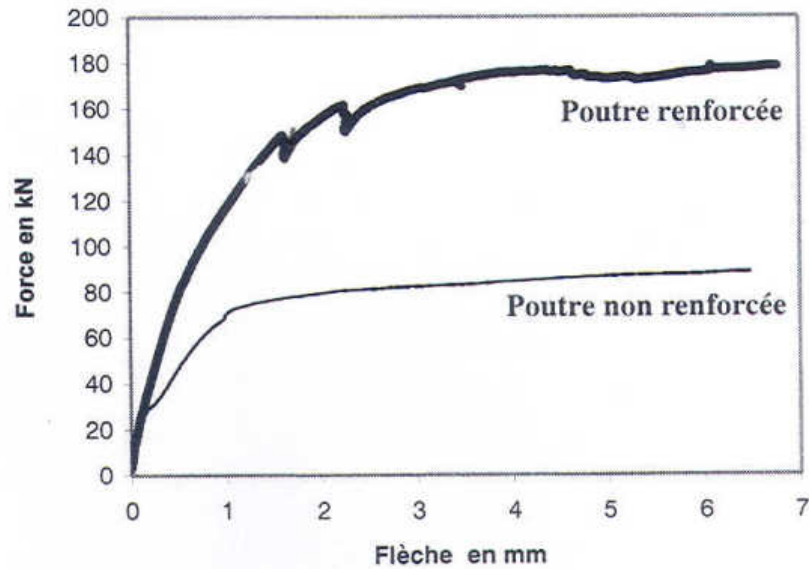
#### **2.2.7.4. Fluage, corrosion sous contrainte**

Le fluage des composites à fibres de carbone n'est pas un facteur déterminant pour le dimensionnement du renfort 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 : c'est la corrosion sous contrainte. Ce phénomène est dépendant du temps, du niveau de contrainte, du type de matrice et de fibres. 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 sollicitation réels des composites sont tels que les risques sont très limités.

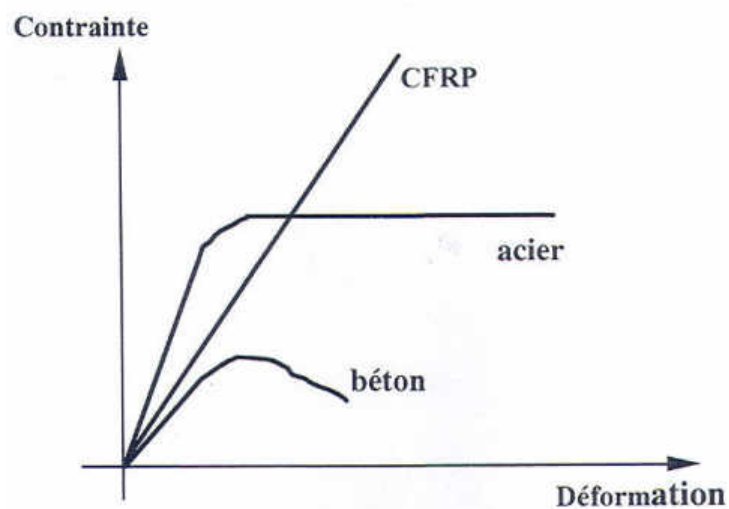
#### **2.3. Comportements des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites sous chargement statique.**

Le collage du tissu sur des surfaces tendues augmente la résistance ultime des poutres renforcées, et en diminuant la flèche des structures, il augmente également leur raideur (figure 2.3) limitant ainsi la propagation des fissures. Ce phénomène permet de diminuer la corrosion des armatures et d'améliorer la durabilité des structures.



**Figure 2.3:** Comparaison de comportement entre les poutres renforcées et celles non renforcées.

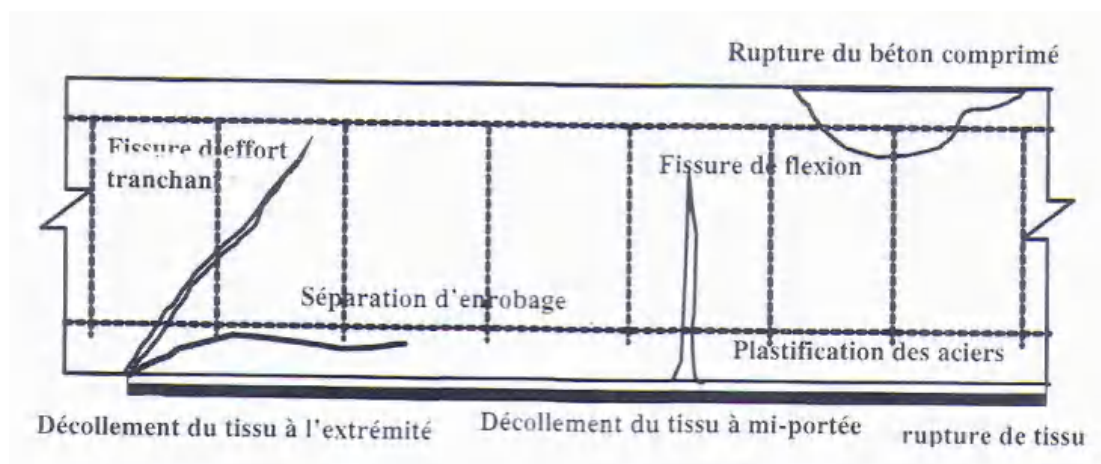
Le matériau composite est un matériau élastique dont le comportement diffère de celui du béton et de celui des aciers (figure 2.4).



**Figure 2.4:** Comparaison de comportement entre différents matériaux

### 2.3.1. Mécanismes de rupture des poutres renforcées

Dans le cas de poutres renforcées sous sollicitations de flexion, quatre modes de rupture sont souvent constatés dans les études expérimentales : la rupture due à la flexion, celle due à l'effort tranchant, celle due au décollement du tissu et celle due à la rupture de l'enrobage du béton (figure 2.5). Parmi celles-ci, le décollement du tissu et la rupture de l'enrobage du béton sont prématurés et souvent brutaux.



**Figure 2.5 :** Mode de rupture des poutres renforcées de matériaux composites

La rupture en flexion des poutres renforcées est provoquée soit par la ruine du béton comprimé, soit par l'importante plastification des armatures tendues, soit par la ruine du tissu de FRP. En traction, le premier cas cité se produit brutalement lorsque les poutres sont fortement armées, elles sont renforcées soit par trop d'armatures, soit par trop de tissu FRP. En revanche, les deuxième et troisième cas concernent des poutres faiblement moyennement armées, lors du dimensionnement des éléments, c'est la rupture par plastification des armatures qui est visée.

La rupture de poutres renforcées due à l'effort tranchant se produit lorsque la résistance à l'effort tranchant des poutres sans renforcement est insuffisante. Les fissures apparaissent d'abord à partir des extrémités du tissu longitudinal et sont inclinées vers le centre des



sections droites de la poutre. Ce phénomène est dû à la concentration de contrainte provenant de la non continuité du tissu.

La rupture due à la rupture de l'enrobage de béton ou délaminage du tissu composite provient de la concentration de contrainte de cisaillement dans la colle (la couche de béton de l'enrobage). La résistance à la contrainte de cisaillement de la colle est plus élevée que celle du béton, le décollement de tissu se produit donc toujours entre le béton et la colle. Pour cette raison, sur le tissu décollé, il y a toujours des petits morceaux de béton. La rupture due à la séparation de l'enrobage ou délaminage du tissu s'appelle 'rupture de décollement'.

Deux modes de rupture du décollement de tissu ont été observés:

- soit un décollement de tissu débute aux extrémités du tissu, puis se propage vers le centre de la poutre ;
- soit un décollement de tissu se produit localement dans les endroits où le moment fléchissant est le plus important. Ce décollement de tissu se propage éventuellement vers les extrémités de tissu.

Le premier mode de rupture provient de la concentration de contraintes à l'extrémité de tissu. La deuxième forme de rupture provient de l'importante déformation du tissu provoquée par la propagation de fissures dues à la combinaison des efforts tranchants et du moment fléchissant.

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.

### 2.3.2. Facteurs qui influencent le comportement des structures renforcées

Les poutres en béton armé renforcées par matériaux composites sont constituées de quatre matériaux : le béton, les armatures, la colle et le tissu. Le béton a un comportement différent en traction et en compression. Le comportement des armatures est élasto-plastique.

La colle transfère des contraintes de cisaillement entre le béton et le composite. La modification du comportement ou la modification de la quantité de chacun de ces quatre matériaux, comme la résistance du béton, le taux de renforcement des armatures tendues, les différents types de tissu, l'épaisseur de la colle ou celle du tissu, va affecter la réponse des structures renforcées. En outre, des paramètres géométriques, comme la proportion de la distance entre la charge et l'appui par rapport à la hauteur de poutre, la longueur de tissu, affectent également le comportement des structures renforcées.

#### 2.3.2.1. Influence du rapport ( $a_v/h$ )

Le mode de rupture des poutres renforcées dépend de la valeur du rapport  $a_v/h$  : (figure 2.6)

- $a_v/h = 3$  : un décollement, qui provient de fissures 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.
- $a_v/h = 4.0 \sim 7.72$  : 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.

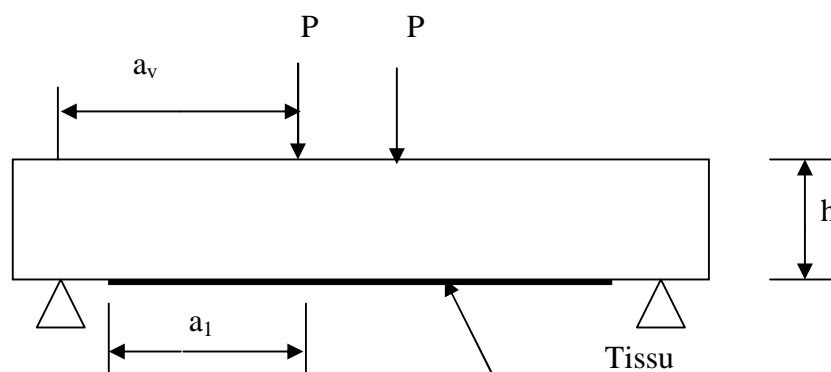


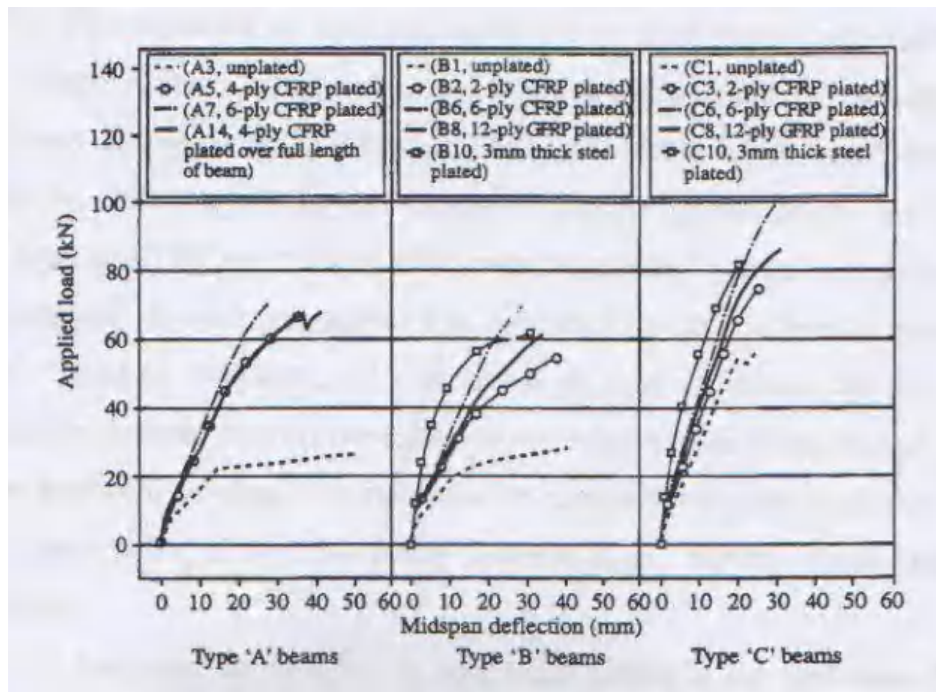
Figure 2.6 : Définition des paramètres

### 2.3.2.2. Influence du taux de renforcement des armatures tendues

Le mode de rupture et le gain de résistance ultime apportés par le composite sont conditionnés par le taux de renforcement des armatures tendues.

Rahimi [7] a effectué une étude sur des poutres  $200 \times 150 \times 2300 \text{ cm}^3$  renforcées par CFPR, dont le taux de renforcement des armatures est  $\rho = 0.65\%$  et  $1.68\%$  (figure 2.7). On constate que l'augmentation de la résistance ultime des poutres où  $\rho = 1.68\%$  (poutre type C, suffisamment armée à l'effort tranchant), est beaucoup plus limitée comparativement à celle où  $\rho = 0.65\%$  (poutre type A, faiblement armée à l'effort tranchant ; poutre type B, suffisamment armée à l'effort tranchant).

Les ruptures des poutres de type C proviennent de la ruine du béton comprimé associé au décollement du tissu.



**Figure 2.7** : influence du taux de renforcement des armatures tendues

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 armées, le renforcement par composite est efficace en terme de résistance ultime, d'où leur domaine d'application.

### 2.3.2.3. Influence de la quantité de tissu

La résistance ultime de poutres renforcées augmente avec la quantité de renforcement composite, mais pas de manière linéaire, du fait des différents modes de ruptures potentielles évoqués précédemment.

L'influence de la quantité de tissu longitudinal, sur la résistance ultime de poutres renforcées a été étudiée par plusieurs auteurs. Grace [8] a employé différentes quantités de tissu de carbone en renforçant les zones de moment négatif de poutres faiblement ou fortement armées à l'effort tranchant (taux de renforcement à l'effort tranchant égal à 0,13% et 0,38%).

Dans les études de Rahimi [7], le tissu de carbone de différentes épaisseurs a été appliqué au renforcement de poutres faiblement ou normalement armées à l'effort tranchant (taux de renforcement à l'effort tranchant égal à 0,19% et 0,38%). Les résultats de ces études sont regroupés dans le tableau 2.3.

auteur	Section de tissu (mm <sup>2</sup> )	$\rho$	Charge ultime (KN)	Mode de rupture
Poutres faiblement armées à l'effort tranchant (cadre : 0.13~0.9%)				
Grace	60	1.4%	163	Décollement du tissu du aux fissures d'effort tranchant
	120	1.4%	156	
Rahimi	120	0.65%	63	Séparation d'enrobage et décollement du tissu provenant de l'effort tranchant
	180	0.65%	63	
Poutres faiblement armées à l'effort tranchant (cadre : 0.38%)				
Grace	120	1.4%	163	Décollement du tissu du ) la combinaison de l'effort tranchant et du moment fléchissant
	180	1.4%	178	
Rahimi	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 2.3** : Influence de la quantité de tissu sur la résistance ultime

Dans ce tableau, on constate que l'augmentation de la section droite du tissu n'améliore pas la résistance ultime des poutres faiblement armées à l'effort tranchant, quelque soit le taux de renforcement longitudinal d'armatures. Les ruptures observées sont principalement provoquées par les fissures d'efforts tranchants, 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 armées à l'effort tranchant quelque soit le taux de renforcement des armatures tendues. La rupture provient soit du décollement du tissu, soit des fissures locales très ouvertes dues à la combinaison de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

#### **2.4. Méthodes de calcul réglementaires**

Les calculs réglementaires des éléments en béton armé renforcés par des composites s'appuient sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent droites après déformation ;
- La résistance à la traction du béton est négligée ;
- Non glissement des aciers et du matériau composite par rapport au béton.

Ils existent deux types de méthode :

- Méthodes réglementaires pour la flexion ;
- Méthodes réglementaires pour l'effort tranchant.

Dans ce qui suit, nous nous intéresserons qu'aux méthodes de calcul concernant les sollicitations d'effort tranchant.

### **2.4.1. Mécanismes de rupture sous chargement d'effort tranchant**

Pour des structures renforcées par matériaux composites sous chargement de flexion, le renforcement vis-à-vis des efforts tranchants est souvent nécessaire. Comme on a pu le constater précédemment, les poutres renforcées uniquement en surface tendue présentent des risques de dégradation. Afin d'optimiser l'utilisation du composite en renforcement, il est indispensable de renforcer les structures aux efforts tranchants en collant latéralement des bandes de composite par exemple.

Plusieurs méthodes de renforcement à l'effort tranchant peuvent être employées : des bandes de tissu en forme de "U", des bandes du tissu entourant des poutres sur toutes leurs périphéries et des bandes du tissu collées verticalement ou inclinées sur les surfaces latérales. L'usage de tissus latéraux empêche l'évolution des fissures d'effort tranchant. De plus, ils fonctionnent comme un ancrage pour les tissus situés en surfaces tendues. Le composite contribue donc à la résistance aux efforts tranchants.

Dans le de renforcement par des bandes sur toute la périphérie des poutres, la rupture des bandes composites à proximité des fissures d'effort tranchant peut être obtenue lorsque l'ouverture de ces dernières est importante. Mais la contrainte moyenne dans les bandes composite est plus petite que la résistance ultime du tissu : ceci est dû à la concentration de contrainte à proximité des fissures.

La rupture d'éléments, dont les bandes du renforcement à l'effort tranchant ne sont pas fermées, par exemple en forme de "U" ou des bandes isolées, est provoquée par le décollement du composite latéral. Comme la résistance au cisaillement de la colle est plus élevée que celle du béton, le décollement des bandes composites est provoqué par la rupture de la couche de béton située sous les bandes : c'est une rupture prématurée et brutale.

### 2.4.2. Analyse des méthodes de calcul réglementaire

La résistance à l'effort tranchant des éléments renforcés  $V_r$  est de la forme :

$$V_r = V_c + V_w + V_f \quad (2,1)$$

Où :

$V_c$  : Contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant.

$V_w$  : Contribution des armatures transversales (cadres, étriers et parfois armatures tendues).

$V_f$  : Contribution du composite

#### 2.4.2.1. Contribution des armatures et du béton à la résistance à l'effort tranchant

Les expressions de  $V_c$  et de  $V_w$  de l'EC2 et du BAEL91 sont présentées ci-dessous.

##### Méthode EC2 [9]

Dans l'EC2 les contributions de l'acier et celles du béton sont les suivantes :

$$V_{cd} = C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (2,2)$$

$$V_{wd} = (A_t / s_t) \cdot f_{ywd} \cdot 0,9 b_w d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (2,3)$$

Avec  $C_{rd,c} = 0,18 / r_c$ ,  $r_c = 1,5$ , et  $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2,0$  (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

d: La hauteur utile de la section



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

$\theta$  : L'angle des bielles de béton avec la fibre moyenne ( $45^\circ$ )

$\rho_t$  : Le taux de renforcement longitudinal

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

### Méthode BAEL91 [10]

Dans le BAEL91, il faut vérifier :

$$A_t / b_w s_t \geq \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k) / (0,9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)) \quad (2,4)$$

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

$$A_t f_e 0,9 d (1 + \cot \alpha) \sin \alpha / \gamma_s s_t + 0,3 f_{tj} k b_w d \geq V_u \quad (2,5)$$

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

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

### Commentaires

Dans le cas où  $\alpha = 90^\circ$ , l'EC2 et le BAEL conduisent à la même valeur de la contribution des armatures transversales.

Par contre, les formules concernant la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant sont différentes : dans le BAEL91 on ne tient pas compte de la contribution des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant ce qui est le cas pour l'EC2

(paramètre  $\rho_1$ ). Néanmoins, pour des cas pratiques, il n'y a pas de différence importante entre les valeurs de calcul de la contribution du béton à résistance aux sollicitations tangentes.

#### 2.4.2.2. Contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant

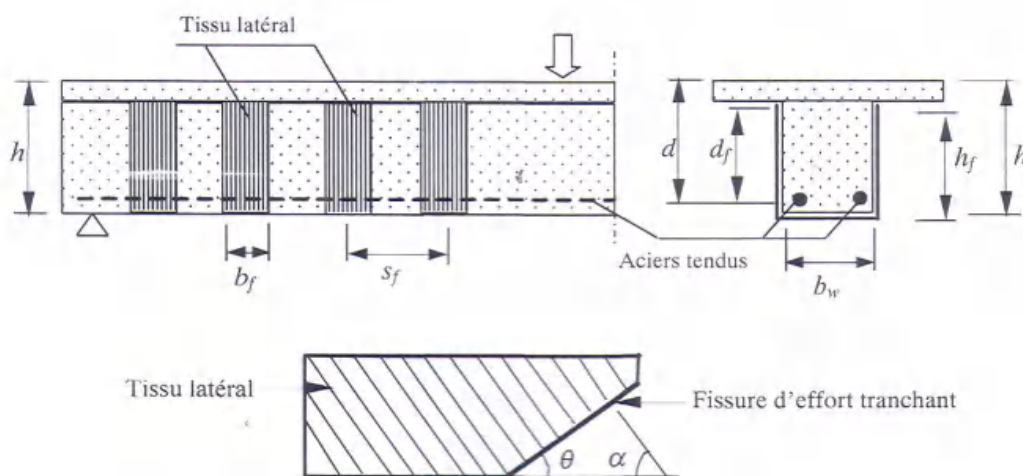
Il n'y a pas de consensus quant au calcul de la contribution du composite à la reprise de l'effort tranchant.

Dans la littérature, plusieurs auteurs ont proposé des modèles du calcul. Ils se différencient par la valeur de déformation effective du composite et celle de la hauteur effective du composite utilisé pour réaliser les calculs, et qui proviennent du fait que la distribution des déformations n'est pas uniforme sur toute la hauteur de la bande.

Deux méthodes sont développées pour estimer la résistance apportée par le composite à l'effort tranchant pour deux modes de rupture : rupture de composite latérale en traction ou décollement de composite.

Dans ce qui suit, nous allons présenter les méthodes de calcul les plus couramment utilisées avec une comparaison entre ces dernières.

Les paramètres utilisés au cours de ces calculs sont représentés sur la figure 2.8.



**Figure 2.8** : Schématisation des paramètres d'une poutre renforcée latéralement

**a) Méthode de Freyssinet [11]**

Dans la méthode Freyssinet, le composite latéral est également considéré comme étant une armature passive externe  $V_f$  est estimé par :

$$V_f = (A_f / s_f) z_f \sigma_f \sin(\alpha + \theta) / \sin\theta = (2 t_f b_f / s_f) z_f \sigma_f \sin(\alpha + \theta) / \sin\theta \quad (2,6)$$

Avec les notations de la figure 1-19,  $\sigma_f$  la résistance du tissu à l'ELU, et  $z_f = h_f$  lorsque les bandes ceignent complètement la poutre ou s'ancrent à l'aide de mèches.

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

Avec

$$z_f = h_f - l_{fe} \text{ pour des bandes latérales en forme de "U"},$$

$$z_f = h_f - 2l_{fe} \text{ pour des bandes latérales isolées (sans retour horizontal)}$$

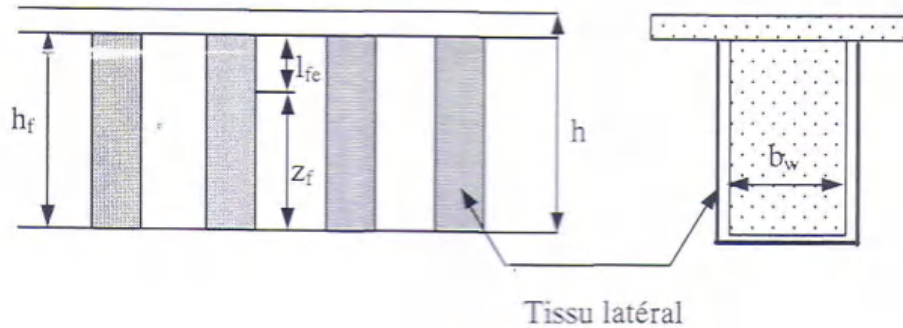
$l_{fe}$  longueur effective d'ancrage, qui est fixée à 10cm

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

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

Avec  $\theta = 45^\circ$ , nous avons :

$$V_f = (2t_f \cdot b_f / s_f) \cdot z_f \cdot \sigma_f \cdot (\sin\alpha + \cos\alpha) \quad (2,7)$$



**Figure 2.9 :** Schéma de paramètres utilisés lors de calcul  
(en cas d'une poutre en "T" sans ancrage par mèches)

Dans cette approche, deux valeurs sont fixées :  $l_{fe} = 10\text{cm}$  et  $\tau_{fu} \leq \{f_{ij} ; \sigma_{t,\min} ; 3\text{MPa}\}$ . La première signifie que le transfert d'effort du béton au composite s'effectue après 10 cm. La seconde 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 supérieure.

### b) Méthode AFGC [12]

Dans les recommandations de l'association Française de Génie Civil AFGC, 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  $s_f$  :

$$V_f = 2 \alpha_v t_f b_f f_{f,d} \min(0,9d, (h_f - l_{anc,vu}) / s_t) \quad (2,8)$$

Avec la contrainte de dimensionnement du composite  $f_{f,d} = \alpha_f f_{fu} / \gamma_{fu}$  où  $\alpha_f = 0,65$ ,  $\gamma_{fu} = 1,6$  dans le cas des stratifiés in situ en carbone - époxy, et  $\gamma_{fu} = 1,25$  dans le cas des pulltrudés carbone - époxy

Dans la relation (2,8) intervient la longueur d'ancrage d'effort tranchant  $l_{ancvu}$ , qui peut être choisie inférieure à la longueur de dimensionnement  $l_{anc.d}$  déterminée à partir de résultats expérimentaux. Alors, du choix de la valeur de  $l_{anc,vu}$  va dépendre de la valeur du coefficient  $\alpha_v$  minorant la contrainte de la traction dans le composite transversal à  $\alpha_v f_{f.d}$  avec :

$$\alpha_v = l_{anc,vu} / l_{anc.d} \quad 0 \leq \alpha_v \leq 1$$

### Longueur d'ancrage de calcul de composite

La longueur d'ancrage de dimensionnement  $l_{anc.d}$  du composite est définie par la formule ci-dessous :

$$l_{anc.d} = \min (\alpha_f l_{anc,exp} ; l_{anc.th}) \quad (2,9)$$

Avec  $\alpha_f = 0,65$ ,  $l_{anc,exp}$  la longueur d'ancrage expérimentale, et  $l_{anc.th}$  et la 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 :

$$F_f = f_{fu} \cdot A_f = \tau_{adh,d} \cdot l_{anc.th} \cdot b_f \quad (2,10)$$

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

La position des fissures n'est pas connue a priori. Pour qu'aucune fissure potentielle n'apparaisse entre les bandes de renforcement composites, une condition sur l'espacement des bandes est alors :  $s_f \leq (h_f - l_{anc.d})$

### c) Méthode de la FIB [6]

Dans le modèle de calcul de la FIB [6], après une étude approfondie sur des résultats d'essais publiés dans la littérature, des formules empiriques ont été établies afin de pouvoir estimer  $V_f$ , qui s'écrit :

$$V_f = 0,9 \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \rho_f \cdot b_w \cdot d (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha \quad (2,11)$$

Avec  $E_{fu}$  le module d'Young du tissu latéral,  $\rho_f$  le taux de renforcement du tissu latéral  $\rho_f = (2 t_f b_f / b_w s_f)$ .  $\varepsilon_{fd,e}$  est une valeur de calcul de la déformation du composite latéral, déterminée à partir de la déformation effective du tissu latéral  $\varepsilon_{fe}$  lors des ruptures, avec un coefficient de réduction  $\varepsilon_{fd,e} = 0,8 \varepsilon_{fe}$ .

Dans le cas de renforcement latéral en forme de 'U' 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 déterminée par la formule ci-dessous pour les composites à fibres de carbone :

$$\varepsilon_{fe} = \min [0,65 (f_{cm}^{2/3} / E_{fu} \rho_f)^{0,56} \cdot 10^{-3}; 0,17 (f_{cm}^{2/3} / E_{fu} \rho_f)^{0,3} \varepsilon_{fu}] \quad (2,12)$$

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. Là encore, la résistance du béton intervient dans ces formules, par l'intermédiaire du terme  $f_{cm}^{2/3}$ .

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 bandes  $s_f$  est à vérifier :

$$s_f \leq (0,9d - b_f/2) \text{ pour une section rectangulaire}$$

$$s_f \leq (0,9d - t_s - b_f/2) \text{ pour une section en forme de 'T', avec } t_s \text{ est la hauteur du hourdis.}$$

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

$$V_f = 0,9 \varepsilon_{fd, e} E_{fsu} 2t_f d \quad (2,13)$$

#### d) Comparaison

Le tableau 2.4 regroupe les principaux résultats des méthodes exposées ci-dessus

méthode	Contrainte (déformation) effective	Hauteur de calcul des bandes latérales	Modes de rupture
Freyssinet (2002)	$\sigma_f = \tau_{fu} \cdot l_{fe} / t_f$ ou $\tau_f = \tau_{fu}$	$z_f = h_f - l_{fe}$ ou $z_f = h_f - 2l_{fe}$	Rupture ou décollement du composite
AFGC (2003)	$\alpha_v \cdot f_{f,d}$	$\min(0,9d, h_f - l_{anc.vu})$	Décollement du composite
FIB (2001)	$\varepsilon_{fe} = \min(0,65(f_{cm}^{2/3} / E_{fu} \rho_f)^{0,56} \cdot 10^{-3}, 0,17(f_{cm}^{2/3} / E_{fu} \rho_f)^{0,3} \varepsilon_{fu})$ (en cas de décollement de tissu)	0,9d	Rupture ou décollement du composite

**Tableau 2.4:** Comparaison entre les différentes méthodes de calcul

A partir de ce tableau, nous pouvons faire les remarques suivantes :

- Dans l'approche de l'AFGC, la capacité du béton à transmettre un effort au composite s'effectue par le biais de la longueur d'ancrage conditionnée par la contrainte de cisaillement de calcul à l'interface  $\tau_{ad,d}$ . Dans les modèles de Freyssinet et de la FIB, la résistance du béton au cisaillement ( $\tau_{lim}$  ou sous la forme de  $f_{cm}^{2/3}$ ) joue également un rôle important pour l'estimation de la charge de décollement. Ces 3 méthodes sont plus proches de la réalité, car le décollement

des bandes de composite se produit principalement à cause de la rupture de cisaillement de la couche du béton d'interface : lors de ce type de rupture, les déformations dans les bandes du béton de composite atteignent des valeurs inférieures aux déformations ultimes des composites.

- Lors du décollement du composite latéral, pour la méthode de Freyssinet, une valeur empirique de contrainte de cisaillement de béton est choisie. Pour la FIB, la déformation effective ou la contrainte effective sont données par des formules empiriques fonctions de  $f_{cm}^{2/3}$  et de la raideur de tissu  $t_f E_f$ . Par ailleurs, la contrainte effective de la FIB n'est conditionnée que par la largeur composite (dans le cas d'un espacement constant)

## 2.5. Conclusions

Vis-à-vis de l'effort tranchant, deux modes de rupture sont pris en compte : la rupture en traction du composite latéral et son décollement. Lorsque les composites ceignent complètement la poutre, la ruine est due à la rupture du composite en traction. En revanche, lorsque les tissus sont en forme de "U" ou sous forme de bandes isolées sans ancrage, la rupture est principalement issue du décollement du composite. Ce décollement est dû à la rupture en cisaillement de la couche de béton d'interface. Pour ces deux cas, différentes méthodes de calcul sont utilisées.

A partir de l'analyse de 3 méthodes concernant la contribution du composites à l'effort tranchant  $V_f$ , on peut conclure que le point le plus ambigu est le choix des valeurs de contrainte effective (déformation effective) et de la hauteur effective des bandes composites.

Afin d'améliorer l'efficacité des bandes à l'effort tranchant, il est possible de coller le composite dans la direction des fibres principales, perpendiculairement aux fissures potentielles d'effort tranchant. La direction des fibres principales est alors celles des contraintes principales de traction. En réalité, la façon la plus pratique est de coller des bandes perpendiculairement à l'axe des éléments. Entourer des poutres par des bandes



conduit à  $V_f$  élevé, mais n'est pas toujours réalisable : il est alors préférable de coller des bandes sur toute la hauteur de section, en forme de "U".

Dans notre étude, nous avons étudié deux types d'inclinaison des bandes :

- Parallèlement aux sections de la poutre.
- Perpendiculairement aux fissures inclinées d'effort tranchant.

**ETUDE  
EXPERIMENTALE**

## Chapitre III : Etude expérimentale

### 3.1 Introduction

L'objet des essais que nous avons réalisés était de suivre, au cours du chargement, le comportement des poutres en béton armé soumises à l'effort tranchant et renforcées par des matériaux composite afin d'analyser l'influence de l'inclinaison du tissu de renforcement selon différents modes de rupture.

### 3.2 Programme expérimental

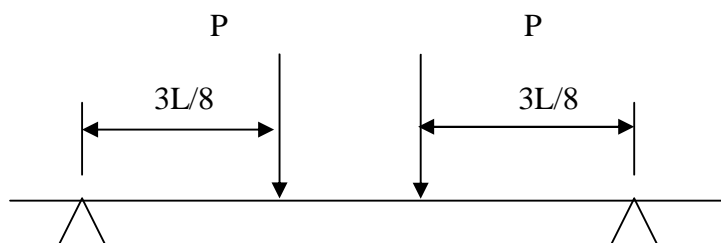
Les essais portent sur six poutres de sections rectangulaires, soumises à deux charges concentriques symétriques aux appuis; leur dimensionnement est fonction du mode de rupture envisagée.

#### 3.2.1 Mode de ruptures envisagées

Les types de rupture envisagés sont les suivants :

- 1) Rupture par « traction diagonale » (effort tranchant) avec  $a/h > 3$
- 2) Rupture par « cisaillement-compression » (effort tranchant) avec  $a/h < 3$

Les différents facteurs pris en compte pour chaque poutre sont représentés sur les figures 3.1a et 3.1b



**Figure 3.1a** : Effort tranchant « traction diagonale »



**Figure 3.1b** : Effort tranchant « cisaillement-compression »

### 3.2.2 Mode de renforcement étudié

Le principe retenu consiste à coller un tissu de fibres sur les faces verticales des poutres (entre l'appui et la charge appliquée) en l'imprégnons de résine époxy. Les fibres des tissus utilisés seront orientées de façon à ce qu'elles forment des angles de  $90^\circ$  (poutre 3 et poutre 4), et des angles de  $45^\circ$  (poutre 5 et poutre 6) par rapport à l'axe longitudinal des poutres.

Les numérotations des poutres et les modes de renforcement sont présentés sur la figure 3.2.

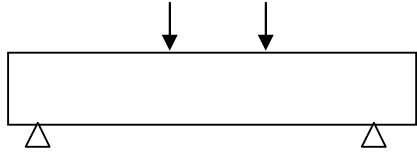
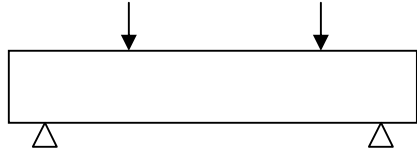
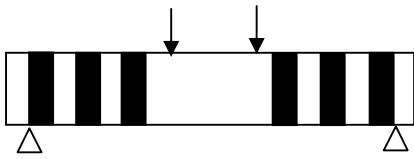
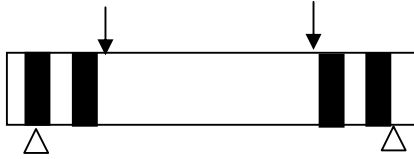
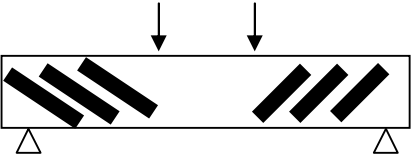
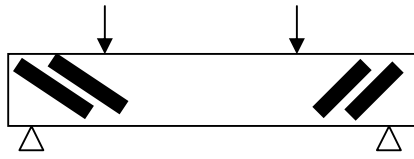
Inclinaison du tissu	Mode de rupture	
	Traction diagonale ( $a/h > 3$ )	Cisaillement-compression ( $a/h < 3$ )
Pas de Renforcement (poutres témoins)	<p>Poutre 2</p> 	<p>Poutre 1</p> 
90°	<p>Poutre 4</p> 	<p>Poutre 3</p> 
45°	<p>Poutre 6</p> 	<p>Poutre 5</p> 

Figure 3.2 : Modes de renforcement envisagés

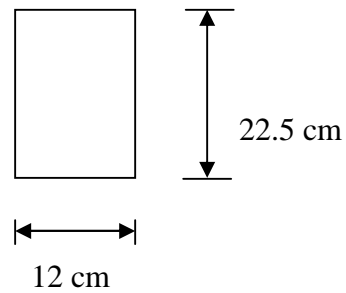
### 3.2.3 Dimensions des poutres

Les dimensions retenues pour les poutres en béton armé sont justifiées par les capacités du laboratoire de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique.

1. section transversale :

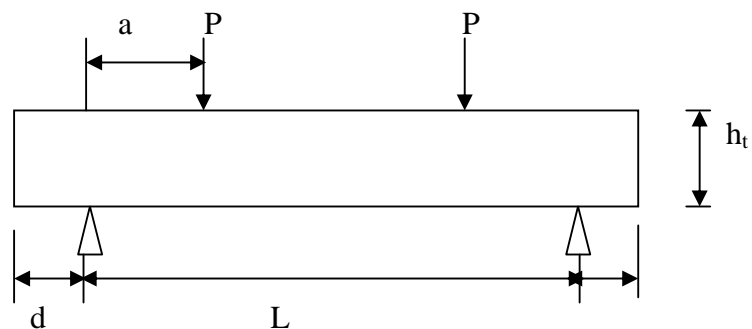
- hauteur : 22.5 cm

- largeur : 12 cm



**Figure 3.3** : Section de la poutre

## 2. Longueur – Dispositif de chargement



**Figure 3.4** : Dispositif de chargement

Pour obtenir les modes de rupture retenus pour les essais, il convient de satisfaire les conditions suivantes :

- portée d'effort tranchant :  $a \geq 2.5 h_t$
- théorie des poutres :  $b \geq 2 h_t$
- effet d'échelle :  $h_t \approx 25 \text{ cm}$

Ces critères conduisent au dimensionnement de la poutre ci-dessus

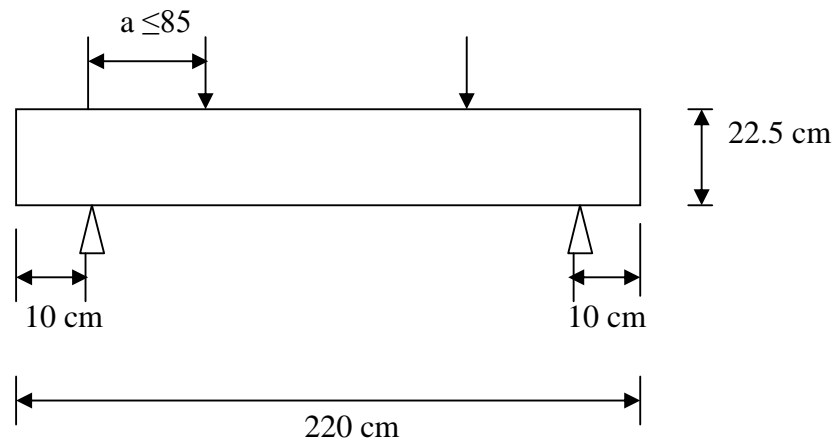


Figure 3.5 : Dimensionnement des poutres

### 3.2.4. Détermination des armatures

#### 3.2.4.1 Caractéristiques mécaniques

##### a) Béton

Les valeurs à priori des résistances caractéristiques d'un béton ordinaire, à l'âge de 28 jours, en compression et en traction sont respectivement égales à :

$$R_{bk}' = 23 \text{ MPa}$$

$$R_{bk} = 2.3 \text{ MPa}$$

##### b) Acier

Les aciers utilisés ont les caractéristiques suivantes :

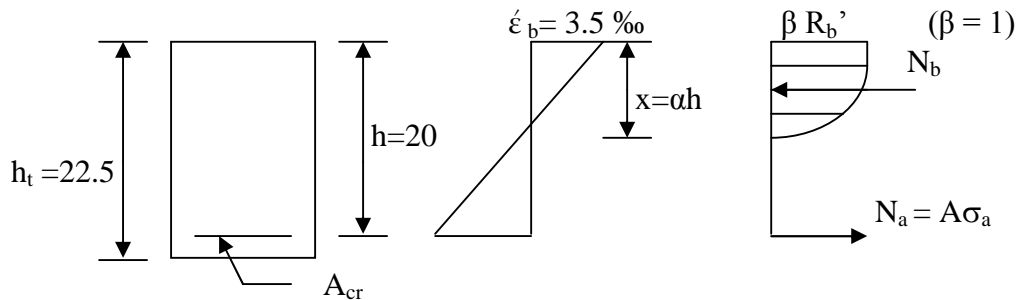
- Acier doux de nuance FeE 24  $\rightarrow R_{ak} = 235 \text{ MPa}$
- Acier haute adhérence de nuance FeE 40 :

$$\varnothing > 20 \text{ mm} \rightarrow R_{ak} = 392 \text{ MPa}$$

$$\varnothing < 20 \text{ mm} \rightarrow R_{ak} = 477.5 \text{ MPa}$$

### 3.2.4.2 Rupture par flexion [5]

#### a) Définition du mode de rupture



#### a.1 Position de l'axe neutre limite

En supposant que le béton atteint son raccourcissement ultime c'est-à-dire  $\dot{\epsilon}_b = 3.5 \text{ ‰}$  et les aciers atteignent leur limite élastique  $f_{ak}$ , on a :

$$\alpha_{\text{limite}} = \dot{\epsilon}_b / (\dot{\epsilon}_b + \epsilon_a)$$

$$\alpha_{\text{limite}} = 3.5 / (3.5 + 3.87)$$

$$\alpha_{\text{limite}} = 0.475 \quad \text{avec } f_{ak} = 392 \text{ MPa}$$

#### a.2 Section critique des aciers inférieurs

$$N_b = N_a \text{ et } N_b = 0.81 \times \alpha \times h \times b \times R_{bk}'$$

$$N_b = 0.81 \times 0.475 \times 0.2 \times 0.12 \times 23 = 212.382 \text{ KN}$$

$$N_b = 212.382 \text{ KN} = N_a$$



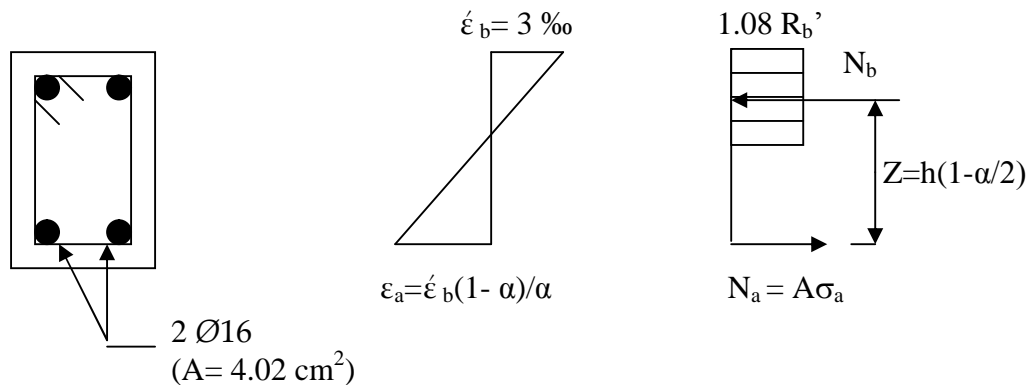
$$\text{et } A_{\text{critique}} = N_a / f_{ak} = 21238.2 / 3920 = 5.418 \text{ cm}^2$$

Cette section critique permet de fixer les modes d'états-limites par flexion :

- par insuffisance d'acier si  $A < A_{\text{critique}}$
- par insuffisance de béton si  $A > A_{\text{critique}}$

### b) Rupture par insuffisance d'acier

$A < A_{\text{critique}}$  ; on prend donc  $A=2 \text{ } \varnothing 16$



#### b-1 Axe neutre

$$A = 4.02 \text{ cm}^2$$

La détermination de la charge de rupture est calculée conformément à la méthode de Chambaud[5], soit :

La position de l'axe neutre est obtenue à partir de :

$$N_b = N_a \rightarrow 1.08 R_b' \times b \times \alpha \times h = A \times \sigma_a$$

Avec :  $\sigma_a = R_{ak} = 477.5 \text{ MPa}$  et  $R_b' = R_{bk} = 23 \text{ MPa}$

$$\alpha = (A \times \sigma_a) / (1.08 \times R_b' \times b \times h)$$

$$\alpha = (4.02 \times 477.5) / (1.08 \times 230 \times 12 \times 20)$$

$$\alpha = 0.322$$

La déformation dans l'acier est alors :

$$\varepsilon_a = 0.003 (1 - \alpha) / \alpha$$

$$\varepsilon_a = 0.003 (1 - 0.322) / 0.322 = 6.321\%$$

Ce qui correspond à  $\sigma_a \cong 500 \text{ MPa}$

### b-2 Moment de rupture théorique

$$N_a = A \times \sigma_a = 4.02 \times 5000 = 20100 \text{ daN}$$

$$Z = h (1 - \alpha/2) = 20 (1 - 0.322/2) = 13.22 \text{ cm}$$

D'où:

$$M_{\text{rupt}} = N_a \times Z = 20100 \times 0.1322$$

$$M_{\text{rupt}} = 2657.22 \text{ daN.m}$$

### b-3 Charge de rupture par vérin

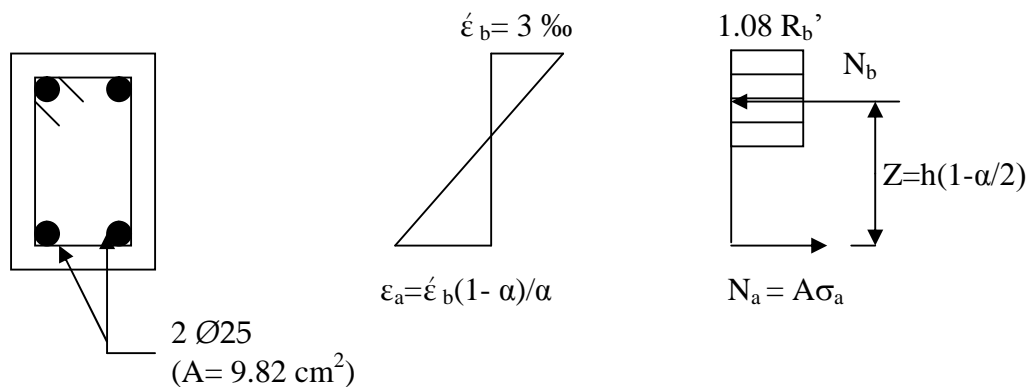
$$P_{\text{rup}} = M_{\text{rupt}} / 0.85$$

$$P_{\text{rup}} = 2657.22 / 0.85 = 3126.14 \text{ daN} \cong 3.126 \text{ t}$$

$$\text{Donc } 2P_{\text{rup}} = 6252.3 \text{ daN} \cong 6.2523 \text{ t}$$

## C) Rupture par insuffisance de béton

$A > A_{\text{critique}}$  ; on prend donc  $A = 2 \text{ } \varnothing 25$



### C.1 Axe neutre

$$A = 9.82 \text{ cm}^2$$

$$N_b = N_a \rightarrow \alpha = (A \times \sigma_a) / (1.08 \times R_b' \times b \times h)$$

Avec :  $\sigma_a = R_{ak} = 392 \text{ MPa}$  et  $R_b' = R_{bk} = 23 \text{ MPa}$

$$\alpha = (9.82 \times 3920) / (1.08 \times 230 \times 12 \times 21)$$

$$\alpha = 0.615$$

$$\varepsilon_a = 0.003 (1 - \alpha) / \alpha$$

$$\varepsilon_a = 0.003 (1 - 0.615) / 0.615 = 1.88 \text{ ‰}$$

Ce qui correspondant à  $\sigma_a \cong 395 \text{ MPa}$

### C.2 Moment de rupture théorique

$$M_{rup} = 1.08 \times b \times \alpha \times h^2 \times R_b' \times (1 - \alpha/2)$$

$$M_{rupt} = 1.08 \times 12 \times 0.615 \times (21)^2 \times 230 \times (1 - 0.615/2)$$

$$M_{rupt} = 5598.43 \text{ daN.m}$$

### C.3 Charge de rupture par vérin

$$P_{rup} = M_{rupt} / 0.85$$

$$P_{rup} = 5598.43 / 0.85$$

$$P_{rup} = 6586.40 \text{ daN} \cong 6.586 \text{ t}$$

$$\text{Donc } 2P_{rup} = 13172.77 \text{ daN} \cong 13.17277 \text{ t}$$

#### 3.2.4.3 Rupture par effort tranchant : poutres sans armatures d'âme [5]

Les calculs seront établis conformément à la méthode de Chambaud



**a) Rupture par traction diagonale :**

Avec :  $h_t = 22.5$  cm

$$l = 200 \text{ cm}$$

$$b = 12 \text{ cm}$$

Dans cas

$$\mu_a = a / Z_1 > 3, \quad \text{avec } a = 85 \text{ cm et } Z_1 = 0.8 h \text{ (h de } A_{\text{critique}})$$

$$Z_1 = 0.8 \times 20 = 16 \text{ cm}$$

$$\mu_a = 5.3125 > 3$$

L'effort tranchant de rupture :

$$T_R = 0.70 \times \sigma_0' \times b_0' \times Z' \cong 0.50 \times \sigma_{b0}' \times b_0' \times h_t$$

$$\sigma_{b0}' = 2.3 \text{ Mpa (traction)}$$

$$T_R = 0.50 \times 23 \times 12 \times 22.5 = 3102 \text{ daN}$$

$$T_R = 3102 \text{ daN} < P_{\text{rup}} = 6586.40 \text{ daN}$$

En conséquence, les armatures longitudinales seront identiques à celles de la poutre dont la rupture a lieu par insuffisance de béton

**b) Rupture par cisaillement-compression**

La condition suivante doit être respectée :

$$\mu_a = a / Z_1 < 3 \quad \text{avec } a = 85 \text{ cm et } Z_1 = 0.8 h$$

$$Z_1 = 0.8 \times 20 = 16 \text{ cm}$$

$$\mu_a = 2.81 < 3$$

L'effort tranchant de rupture :

$$T_R = (\mu_a / 1 + \mu_a^2) \times (\sigma_3 \times b_0 \times Z_1) \quad \text{avec :}$$

$$\sigma_3 = \lambda_3 \times \chi \times \theta_2 \times \sigma_0$$

- $\sigma_0 = R_{bk}' = 23 \text{ MPa}$
- $\theta_2 = 1$
- $\lambda_3 = 0.495$
- $\chi = 0.725$

$$\sigma_3 = 0.495 \times 0.725 \times 1 \times 230 = 82.54$$

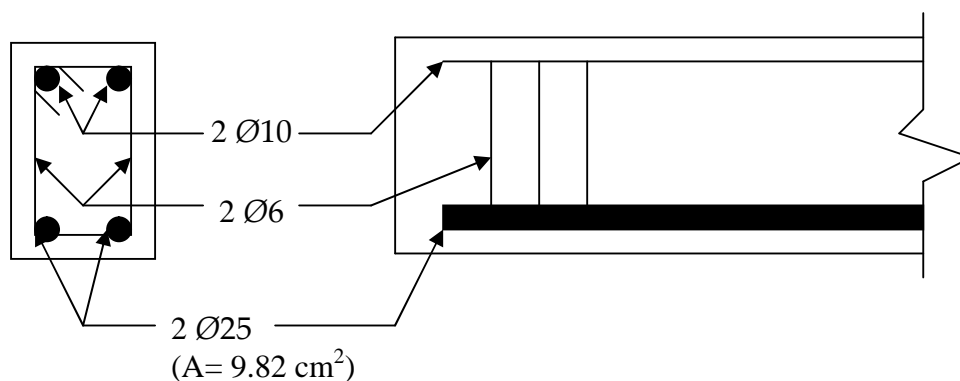
$$T_R = (2.81 / (1 + 2.81^2)) \times (82.54 \times 12 \times 16)$$

$$T_R = 5005.80 \text{ daN}$$

Le moment fléchissant correspondant a pour valeur :

$$M_R = 5005.80 \times 0.45 = 2252.61 \text{ daN.m} < 5598.43$$

Donc, on peut garder les 2  $\varnothing 25$  comme armatures longitudinales.



**Figure 3.6** : Caractéristiques géométriques des poutres

### 3.3. Caractéristiques des matériaux mis en œuvre

#### 3.3.1 Composition du béton

Le béton employé pour les essais est dosé à 350 kg de ciment CPJ 45 (cimenterie de Meftah) par mètre cube de béton frais mis en œuvre.

Les courbes granulométriques des granulats d'origine silico- calcaire sont représentées sur la figure 3.7.

Les résultats de l'analyse granulométrique sont représentés en annexe [Annexe A2].

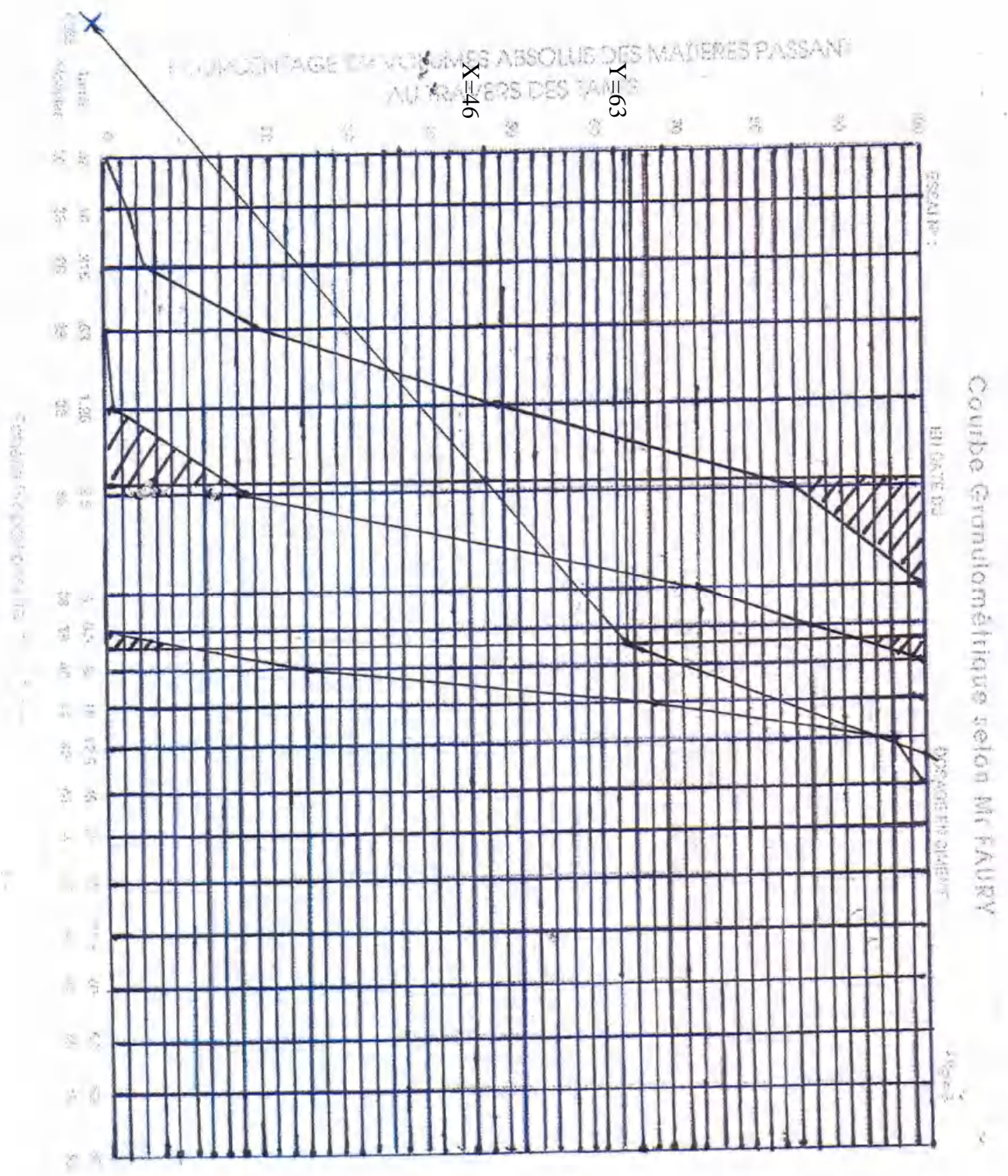


Figure 3.7 : Courbe granulométrique selon Mr Faury

Le ciment est de densité 3 ; sa finesse de mouture se caractérise par une surface spécifique de BLAINE égale à  $3200\text{cm}^2/\text{g}$ .

La méthode de composition théorique retenue est celle de Mr Faury pour un béton ordinaire [Annexe A2].

La dimension maximale des granulats est égale à 15 mm.

La courbe granulométrique de référence du béton est représentée sur la figure 3.7. Aux points d'intersection des deux segments de droite, elle donne :

Sable 0/5 : 46 %

Gravier 3/8 : 17 %

Gravier 8/15 : 37 %

L'affaissement du béton frais, mesuré au cône d'Abrams, est égal à 9 cm [Annexe A.3], ce qui a conduit à un dosage de 250 l d'eau par mètre cube de béton.

La composition pondérale du béton, compte tenu des densités absolues 2.67 pour le sable, 2.64 pour le gravillon et 2.66 pour le gravier, est la suivante :

- Sable 0/5 mm : 611.43 kg
- Gravillon 3/8 mm : 336.60 kg
- Gravier 5/15 mm : 738.15 kg

Les tableaux 3.1 et 3.2 représentent respectivement les quantités de granulats pour 1 mètre cube de béton et pour 0.24 mètre cube de béton.

Constituant	Eau	Ciment	Sable	Gravillon	Gravier
Volume absolu / $1\text{m}^3$ de béton	0.250 L	$0.116\text{ m}^3$	$0.229\text{ m}^3$	$0.1275\text{ m}^3$	$0.2775\text{ m}^3$
Poids / $1\text{m}^3$ de béton	250 kg	350 kg	611.43 kg	336.60kg	738.15 kg

**Tableau 3.1** : Quantités de granulats dans  $1\text{m}^3$  de béton

Constituant	Eau	Ciment	Sable	Gravillon	Gravier
Volume absolu /0.24m <sup>3</sup> de béton	0.06 L	0.02784 m <sup>3</sup>	0.05496 m <sup>3</sup>	0.0306 m <sup>3</sup>	0.0666 m <sup>3</sup>
Poids / 0.24m <sup>3</sup> de béton	120 kg	168 kg	294 kg	162kg	354 kg

**Tableau 3.2 :** Quantités des granulats dans 0.24 m<sup>3</sup> de béton

### 3.3.2. Caractéristiques mécaniques

#### 3.3.2.1. Béton

Les essais des poutres et des éprouvettes de contrôle et d'information ont été effectués à l'âge de 28 jours.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux employés ont été déterminées à l'aide des appareils mentionnés ci-dessous :

- Une machine d'essais universelle d'une capacité maximale de 200KN.
- Une machine de compression de capacité maximale de 5000 KN.

La résistance en compression du béton est déterminée, conformément aux normes, sur des éprouvettes cylindriques ( $\varnothing 16$  et H= 32 cm) surfacées mécaniquement (photo3.1)



**Photo 3.1 :** Surfaçage mécanique des éprouvettes de contrôle



Ces essais ont été effectués à l'âge de 28 jours au laboratoire du CTC centre de Hussein Dey. Les résultats de ces essais sont rassemblés dans les tableaux 3.3 et 3.4

poutres	Eprouvettes	Poids (kg)	Charge (KN)	Résistance (MPa)	Moyenne (MPa)
Poutre 1	éprouvette 1	14.900	479.20	23.833	23.69
	éprouvette 2	14.740	472.50	23.500	
Poutre 2	éprouvette 1	14.500	466.50	23.20	22.66
	éprouvette 2	14.550	445.00	22.13	
Poutre 3	éprouvette 1	14.800	530.10	27.50	27.82
	éprouvette 2	14.700	566.00	28.15	
Poutre 4	éprouvette 1	14.660	476.10	23.68	24.62
	éprouvette 2	14.830	513.90	25.56	
Poutre 5	éprouvette 1	14.880	476.90	23.72	23.71
	éprouvette 2	14.980	476.50	23.70	
Poutre 6	éprouvette 1	14.940	534.60	26.59	26.455
	éprouvette 2	14.940	529.20	26.32	

**Tableau 3.3:** Résistances à la compression

### Essais de traction

Les essais de traction sur des éprouvettes cylindriques ont été réalisés au Laboratoire Central du CTC de Hussein Dey

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

poutres	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6
Resistance (MPa)	2.0	1.9	2.2	2.1	2.3	2.2

**Tableau 3.4:** Résistances à traction

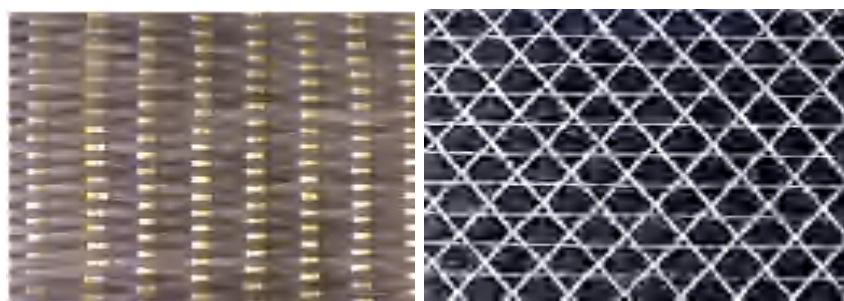
### 3.3.2.2. Matériaux composites

Les matériaux composites, utilisés dans notre étude, sont des tissus en fibres de carbone à hautes résistances combinés avec des résines époxy. Le TFC (tissu en fibre de carbone) utilisé est fourni gratuitement par Sika El Djazair. C'est un tissu sec unidirectionnel dans le sens privilégié de résistance, il est constitué de 97% de fils de chaîne pour assurer la résistance et 3% de fils de trame pour assurer la stabilité dimensionnelle (Figure 3.8)

L'épaisseur nominale est de 0.13 mm et sa masse surfacique est de 225g/m<sup>2</sup>.

Les propriétés mécaniques (fournies par le fabricant) du composite sont les suivantes :

- Résistance garantie à la rupture en traction :  $f = 3500$  MPa
- Module de Young :  $E_f = 230$  GPa
- Allongement à la rupture  $A_r = 1.5\%$



**Figure 3.8** : Tissu unidirectionnel en fibre de carbone

### 3.3.2.3. Résine

La colle est une résine synthétique destinée à imprégner le tissu TFC et à assurer la liaison avec le support à renforcer.


La température de transition vitreuse de la résine est supérieure à 60°C. Cette résine est constituée de 2 composants :

- La résine et le durcisseur. La quantité de résine par couche est de 800 g/cm<sup>2</sup> dont environ 571 g de résine et de 229 g de durcisseur

Les caractéristiques mécaniques (après durcissement de 7 jours, à 23°C) de la colle sont les suivantes (données par le fabricant) :

 Traction :

- Résistance à la rupture :  $R_t = 30 \pm 1.2$  MPa
- Module de Young :  $E_t = 3800$  MPa

 Compression

- Résistance à la rupture :  $R_c = 55 \pm 0.7$  MPa

 Adhérence sur béton (test d'arrachement après durcissement de 7 jours à 20°C)

- Sur béton sablé sec :  $R = 2.5$  MPa
- Sur béton sablé humide :  $R = 2.0$  MPa

### 3.3.2.4. Acier

Les aciers utilisés ont été fournis à titre gratuit par l'entreprise ENGOA d'El Mouhamadia.

Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés sont regroupées dans le tableau 3.5

Diamètre nominal $\varnothing$ (mm)	10	25
Section (mm <sup>2</sup> )	78.50	491
Longueur (m)	0.602	0.606
Poids (Kg)	0.3741	2.3467
ML (Kg/m)	0.621	3.872
$F_e$ (KN)	46.2	270
$F_e$ (KN)	52.8	323
$R_e$ (N/mm <sup>2</sup> )	589	550
$R_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	673	658

**Tableau 3.5** : Caractéristiques mécaniques des aciers

ML : Masse linéique

$F_e$  : Force de traction (élastique)

$F_e$  : Force de traction (à la rupture)

$R_e$  : résistance maximale à la traction (élastique)

$R_m$  : résistance maximale à la traction (à la rupture)

### 3.4. Préparation des corps d'épreuve

Compte tenu des modes de renforcement retenus (paragraphe 3.2.2) des dispositifs particulières ont été prises afin de faciliter le bon déroulement des essais.

Avant de coller le TFC, tous les supports doivent être propres, sains, exempts de laitance, graisse, particules peu ou non adhérente, de tout revêtement de type peinture, etc.

Le composite est collé sur les faces nettoyées, deux couches de résine sont nécessaires pour coller une couche de TFC :

- la première couche (appliquées à l'aide d'un rouleau) a pour rôle de faire pénétrer la résine au mieux les anfractuosités du support et assure une bonne imprégnation des surfaces.
- La deuxième couche de résine, appliquée après mise en place du tissu sur la première couche, est destinée à achever l'imprégnation du TFC.

Les modes de renforcement utilisés dans notre étude sont représentés sur la photo P10 : il s'agit de renforcement par des bandes de TFC disposés sur les faces verticales des poutres. Le premier mode consiste à placer les bandes de tissu de manière à croiser les fissures de cisaillement et le second mode, parallèlement aux sections de la poutre. Ces bandes sont collées entre l'appui et la charge appliquée.

### 3.5. Dispositifs expérimentaux et appareils de mesure

Les poutres sont chargées et observées sur la dalle d'essais du département du Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.

Elles reposent sur une largeur de 10 cm, sur deux appareils d'appui distants de 2.00 mètre 'entre-axe'

Les charges sont appliquées au moyen d'un vérin hydraulique disposé au milieu de la poutre. Chaque vérin a une capacité nominale de 20 tonnes (environ).

La charge du vérin s'applique directement sur un répartisseur de force, placé de façon à exercer deux forces égales et équidistantes des deux appuis de la poutre. La distance de ces deux forces est variable suivant le type de poutre à essayer, conformément aux figures 3.1 et 3.2 du paragraphe 3.2.1.



**Figure 3.9** : Dispositif d'essai

Ces vérins sont alimentés par un groupe hydraulique asservi au moyen d'une servo-valve contrôlé par une armoire électrique permettant d'effectuer un essai par palier de charge.

Les dispositifs expérimentaux sont représentés sur la figure 3.9. A chaque palier de charge, sont relevées :

- Les flèches sous les charges au moyen de comparateurs au 1/100 mm.
- Les déformations des aciers longitudinaux au moyen de jauges ohmiques de déformation.

### **3.6. Résultats expérimentaux**

#### **3.6.1. Introduction**

Dans cette partie seront présentés les résultats de l'étude expérimentale : modes de rupture observés, courbes charges – flèches et propagation des fissures.

#### **3.6.2. Observations générales**

Les poutres se sont rompues suivant les modes de rupture prévue (figures 3.10a)



**Figure 3.10a** : Rupture par cisaillement-compression (poutre1)



**Figure 3.10b** : Rupture par traction diagonale (poutre 2)

Le tableau 3.6 et le tableau 3.7 regroupent, pour tous les essais, la charge et le mode de rupture ainsi que l'augmentation de la capacité par rapport aux poutres témoins.

Poutre	Charge ultime mesurée (KN)	Augmentation par rapport à P1 %	Mode de rupture observée
P1	100	/	Cisaillement-compression
P3	152	74.71	
P5	157	80.45	

**Tableau 3.6** : Capacité de résistance des poutres (P1, P3, P5)

Poutre	Charge ultime mesurée (KN)	Augmentation par rapport à P2 %	Mode de rupture observée
P2	57	/	Traction diagonale
P4	113	157.89	
P6	112	166.66	

**Tableau 3.6** : Capacité de résistance des poutres (P2, P4, P6)

### 3.6.3. Relation charge- flèche

Le tableau 3.7 représente pour chaque poutre les charges expérimentales de fissuration ( $P_{fiss}$ ), et de ruptures ( $P_{rup}$ ).

Les charges sont données en (KN) et les flèches en mm.

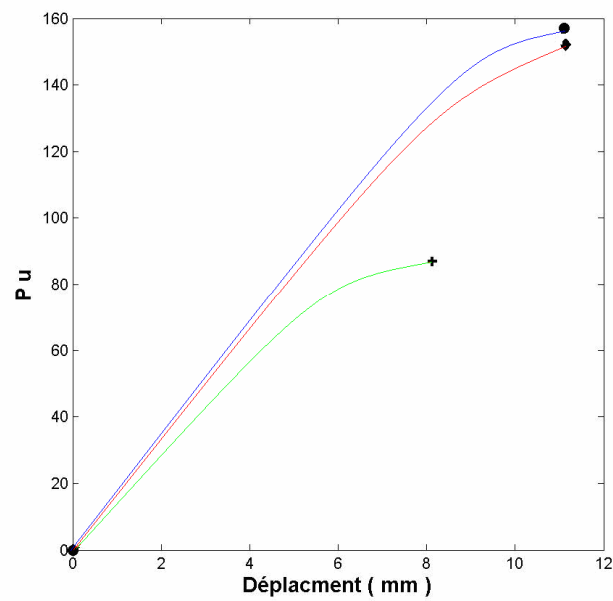
	P1	P2	P3	P4	P5	P6
$P_{fiss}$	67	47	117	113	107	112
$\Delta_{fiss}$	6.75	4.24	8.43	8.30	8.65	7.70
$P_{rup}$	87	57	152	147	157	152
$\Delta_{rup}$	8.13	5.45	11.14	12.09	11.10	12.00
Mode de rupture observée	C-C	TD	C-C	TD	C-C	TD
Etat du composite à la rupture	/	/	Décollement du tissu	Décollement du tissu	Délaminage du tissu	Délaminage du tissu

**Tableau 3.7** : Charges- flèches



C-C : Rupture par cisaillement-compression

T D : Rupture par traction diagonale.

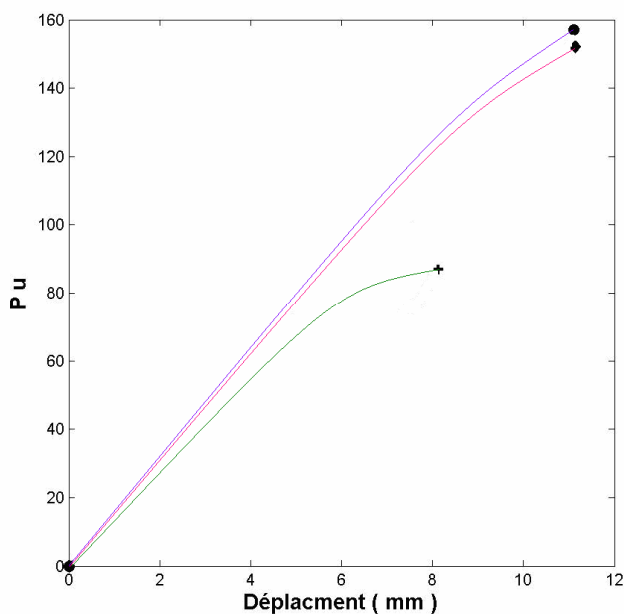


**Figure 3.11** : Courbe charge – flèche pour les poutres rompues par cisaillement-compression

— : P5

— : P3

— : P1



**Figure 3.12** : Courbe charge – flèche pour les poutres rompues par traction diagonale

- : P6
- : P4
- : P2

Les figures précédentes illustrent graphiquement l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus.

### Commentaire

A partir de ces graphes, on remarque que les flèches des poutres renforcées sont plus grandes que celles des poutres témoins. Cette augmentation est due à la présence des renforcements, elle est "indépendante" du modèle de renforcement (vertical ou incliné). Néanmoins, on constate que pour les bandes inclinées la flèche est sensiblement supérieure à celle obtenue avec les bandes verticales.

### 3.6.4. Fissuration des poutres

Les fissures de flexion sont pratiquement inexistantes (micro – fissures), car les poutres sont très résistantes à la flexion.

Les fissures de cisaillement par contre sont beaucoup plus importantes et localisées entre l'appui et la charge appliquée.

Les photos illustrent le schéma de la fissuration des poutres à la rupture



**Figure 3.13a** : Fissuration de la poutre 1 à la rupture



**Figure 3.13b** : Fissuration de la poutre 2 à la rupture



**Figure 3.13c** : Fissuration de la poutre 3 à la rupture



**Figure 3.13d** : Fissuration de la poutre 4 à la rupture



**Figure 3.13e** : Fissuration de la poutre 5 à la rupture



**Figure 3.13f** : Fissuration de la poutre 6 à la rupture

### 3.6.5. Commentaires

#### 3.6.5.1. Poutres (P3, P5)

##### a) Charge $P_{fiss}$ (fissuration)

Pour la poutre P3 la charge de fissuration est de 117 KN, quant à la poutre P5, elle est de 107 KN, Ces charges correspondent aux ‘‘ charges de service’’, jusqu’à ces valeurs de chargement, les fissures progressent sensiblement suivant les bielles de compression.

##### b) Charge $P_{rup}$ (rupture)

Les charges de rupture pour les poutres P3 et P5 sont respectivement : 152 KN et 157 KN. La fissure inclinée proche de l’appui, en pénétrant dans la zone comprimée du béton jusqu’à la fibre supérieure, provoque la rupture de la poutre. Ce phénomène a été observé pour les deux types de renforcement (bandes verticales et bandes inclinées).

##### c) Influence du renforcement

Pour les poutres P3 et P5, nous avons remarqué que les charges de fissuration et de rupture ont augmenté. Ceci s’explique par la présence du TFC qui améliore considérablement la résistance.

#### 3.6.5.2. Poutres (P4, P6)

##### a) Charge $P_{fiss}$ (fissuration)

Les charges de fissuration pour les poutres P4 et P6 sont respectivement de 112 KN et 113 KN.

La propagation de l’extrémité des fissures pour les poutres P4 et P6 suit des trajectoires inclinées.

### b) Charge $P_{rup}$ (rupture)

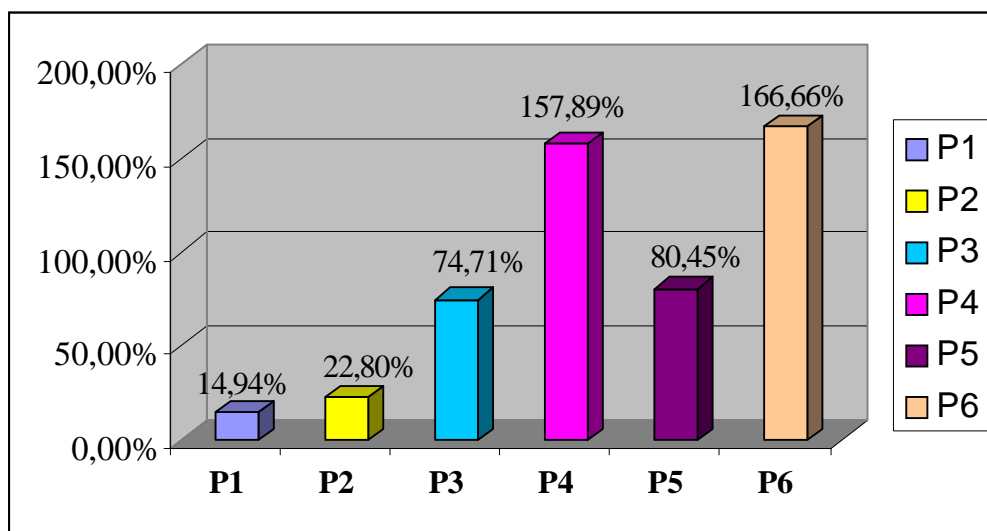
Pour les poutres P4 et P6, les charges de rupture sont respectivement : 147 KN et 152 KN. La trajectoire des fissures à partir de l'appui, pour ces deux poutres, s'incline sur l'horizontale formant ainsi la bielle comprimée du béton qui s'accroît jusqu'à la ruine.

### c) Influence du renforcement

On remarque que pour la poutre P6 (composites collés perpendiculairement aux fissures) la ruine survient plus tard que celle de la poutre P4 (composites collés verticalement).

### 3.6.6. Remarque

Pour clôturer notre campagne expérimentale, nous avons renforcé les poutres témoins P1 et P2. Ces essais supplémentaires ont été réalisés pour le compte de Sika El Djazair. Les résultats obtenus pour l'ensemble des poutres sont résumés sur la figure 3.14.



**Figure 3.14** : Gains pour l'ensemble des poutres

**P1** : Poutre réparée et renforcée.

**P2** : Poutre réparée et renforcée.

**P3** : Poutre renforcée par des bandes verticales ( $a/h = 1.77$ )

**P4** : Poutre renforcée par des bandes verticales ( $a/h = 3.33$ )

**P5** : Poutre renforcée par des bandes inclinées ( $a/h = 1.77$ )

**P6** : Poutre renforcée par des bandes inclinées ( $a/h = 3.33$ )



# CONCLUSION GENERALE

---

## Chapitre IV : Conclusions et recommandations

### 4.1 Introduction

Dans ce chapitre sont tirées les principales conclusions quant à l'étude expérimentale. De plus, quelques recommandations sont proposées pour les essais à venir.

### 4.2 Résultats expérimentaux

L'analyse des résultats expérimentaux permet de tirer les conclusions suivantes :

- Les poutres renforcées ont une rigidité et une résistance au cisaillement beaucoup plus grande que celles des poutres non renforcées. De plus, la présence de renforcement a retardé l'ouverture des fissures critiques.
- Les flèches des poutres renforcées sont plus importantes que celles obtenues avec les poutres de contrôles. En comparant les flèches obtenues avec les bandes inclinées et celles obtenues avec le tissu collé de façon à croiser les fissures, on remarque que les premières sont sensiblement supérieures aux secondes (Figures 3.11 et 3.12)
- La poutre P6 avec renforcement par bandes inclinées et une portée de cisaillement égale à 3.33 a subi le délaminage de la bande du tissu composite. Ce délaminage a lieu exactement au milieu de la portée de cisaillement (entre le point d'application de la charge et l'appui). Ceci peut s'expliquer par la combinaison de plusieurs facteurs comme:
  - Concentration des contraintes vis-à-vis de l'effort tranchant.
  - Résistance au cisaillement de la colle supérieure à celle du béton.

Par ailleurs, la rupture brutale a aussi provoquée l'arrachement de plusieurs petits blocs de béton. La charge ultime présente une amélioration de 166.66% par rapport à la poutre témoin P2.

La poutre P4 avec une portée de cisaillement égale à 1.77 et un renforcement par bandes verticales a atteint la rupture en cisaillement avec une augmentation de 157.89% par rapport à la poutre de contrôle P2.

### **4-3-Recommandations**

Les recommandations suivantes sont à faire quant aux renforcements par collage de tissu :

- Il serait intéressant de comparer les résultats expérimentaux avec les résultats théoriques (les modèles de calcul sur la flexion existent en nombre suffisant, par contre pour l'effort tranchant, ils sont presque inexistants).
- D'autres essais devraient aussi être réalisés en variant le pourcentage d'acier et de composite dans le but de tester l'efficacité de tels renforcements.
- Des essais de longueur de développement devraient être effectués sur les poutres sollicitées à l'effort tranchant afin de déterminer avec précision la contrainte admissible à l'interface.
- Le renforcement à l'effort tranchant par collage de plaques en composite sur les faces verticales de poteaux endommagés en cisaillement est aussi un sujet intéressant.

# ANNEXES

# ANNEXE A1

## Annexe A.1 : Analyse granulométrique

### But

Déterminer les proportions des grains de chaque dimension.

### Méthode

L'analyse s'effectue par tamisage avec un jeu normalisé de tamis et de passoirs. On superpose les tamis par dimensions croissantes, et l'on place un récipient sans ouverture sous la pile.

Après tamisage, on mesure les refus de chaque tamis ainsi que le tamisât ayant passé à travers le tamis le plus fin. La composition granulométrique d'un granulat destinée à la fabrication d'un béton doit être comprise dans un fuseau de tolérance.

La courbe granulométrique est la carte d'identité d'un granulat. Elle indique les proportions des grains de chaque dimension. On représente en abscisse l'ouverture des tamis selon une échelle logarithmique et en ordonnée les tamisats cumulés selon une échelle normale.

### Masses volumiques des granulats.

Densités apparentes et absolues des granulats.

<b>Granulat</b>	<b>Gravier 5/15</b>	<b>Gravier 3/8</b>	<b>Sable 0/5</b>
<b>Densité absolue</b>	2.66	2.64	2.67
<b>Densité apparente</b>	1.40	1.38	1.50

**Tableau A.1.1** : Densités des granulats

**Résultats de l'analyse granulométrique**

Poids de l'échantillon : 2000 g

Ouvertures des tamis ( mm )	Refus ( g )	Refus cumulé ( g )	% refus cumulé	% passant
16	0	0	0	100
12.5	91.4	91.4	4.57	95.43
10	594.4	685.8	34.29	65.71
8	842.2	1528	76.40	23.60
6.3	466.8	1994.8	99.74	0.26

Tableau A.1.2 : Analyse granulométrique du gravier 5/15

Poids de l'échantillon : 2000 g

Ouvertures des tamis (mm)	Refus ( g )	Refus cumulé ( g )	% refus cumulé	% passant
8	0	0	0	100
6.3	253.6	253.6	12.68	87.32
5	306.8	560.4	28.02	71.98
2.5	1093.6	1654	82.70	17.30
1.25	317.8	1971.8	98.59	1.41
0.63	23.2	1995	99.75	0.25

**Tableau A1.3:** Analyse granulométrique du gravier 3/8

Poids de l'échantillon : 2000 g

Ouvertures des tamis (mm)	Refus ( g )	Refus cumulé ( g )	% refus cumulé	% passant
5	0	0	0	100
2.5	320	320	16	84
1.25	730	1050	52.5	47.5
0.63	579	1629	81.45	18.55
0.315	264	1893	94.65	5.35
0.16	51	1944	97.20	2.8
0.080	24	1968	98.4	1.6

**Tableau A.1.3:** Analyse granulométrique du sable 0/5

# ANNEXE A2



---

---

## Annexe A.2 : Composition du béton

### Formulation

#### But

- Déterminer les proportions de chaque classe de granulats afin d'obtenir un béton compact et facile à mettre en œuvre.
- Déterminer les proportions de ciment, d'eau et de granulats.

#### Méthode

Pour la formulation du béton, nous avons choisi la méthode de FAURY. Cette méthode par sa simplicité est très utilisée dans les Laboratoires de béton. Elle consiste à déterminer la courbe optimale du mélange des éléments secs, puis chercher les pourcentages de ces constituants qui permettent de faire un mélange sec dont la courbe soit aussi voisine que possible de la courbe optimale et enfin en déduire la composition d'un mètre cube de béton.

#### Particularité

Elle est applicable à tous les granulats quelque soit leur masse volumique.

Pour tenir compte de l'effet du coffrage et des armatures, FAURY introduisit la notion « effet de paroi » ; elle-même fonction de celle du « rayon moyen du moule R » qui est défini par le rapport :

$$R = V/S = \frac{\text{Volume des parties les plus ferrillées}}{\text{Surfaces latérales au contact du béton}}$$

L'effet de paroi est défini par le rapport :

$$D/R = \frac{\text{Dimension maximale des granulats}}{\text{Rayon moyen du moule}}$$

### Courbe de référence

La courbe de référence est composée de deux segments de droites tracés en joignant trois points :

- Premier point ( $D_{\max}$ , 100%)
- Deuxième point ( $D_{\max} / 2$ , Y)
- Troisième point (0.0065 ,0)

### Calcul de $D_{\max}$

$D_{\max}$  représente le diamètre maximal des granulats constituant le béton :

$$D_{\max} = d1 + (d1 - d2) \times (x / y)$$

Avec

$d1$  : diamètre du premier tamis

$d2$  : diamètre du tamis suivant

$x$  : proportions des grains retenus sur le tamis  $d1$

$y$  : proportions des grains retenus entre  $d1$  et  $d2$

D'après l'analyse granulométrique on a :

$$d1 = 12.5 \text{ mm} \quad ; \quad x = 4.57$$

$$d2 = 10 \text{ mm} \quad ; \quad y = 95.43 - 65.71 = 29.72$$

$$D_{\max} = 14.84 \text{ mm}$$

---

$D_{\max} / 2 = 7.42 \text{ mm}$

### Calcul de Y

Y est l'ordonnée du point d'intersection des deux segments de droites de la courbe de référence.

Sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$Y = A + 17 (D_{\max})^{1/5} + B / (R / D - 0.75)$$

Avec :

A : coefficient dépendant de la nature des granulats et de la consistance visée du béton

$D_{\max}$  : dimension maximale du granulat

B : coefficient dépendant de la puissance de serrage.

Pour un serrage moyen (béton mou),  $B = 1.5$  et pour un serrage énergétique (béton ferme),  $B = 1.0$

R : rayon moyen du moule :

Ceci donne :

$$Y = A + 17 (D_{\max})^{1/5}$$

Pour une consistance molle et des granulats concassés,  $A = 34$ .

On obtient :

$$Y = 63.15$$

Le tracé de la courbe de référence passe par ces 3 points :

a ( 14.84 ; 100 )

b ( 7.42 ; 63.15 )

c ( 0.0065 ; 0.0 )

Calcul de la quantité d'eau de gachage :

Le volume d'eau nécessaire pour les constituants se détermine en calculant l'indice des vides du matériau.

L'indice des vides se calcule comme suit :

$$I = K / D_{\max}^{1/5}$$

Avec :

K : coefficient dépendant de la nature des granulats et de la consistance visée pour le béton.

Pour des granulats concassés et une consistance molle,  $K = 0.43$

l'indice des vides est :

$$I = K / D_{\max}^{1/5} = 0.25 = 25 \%$$

Il représente le volume occupé par l'eau :  $E = 250 \text{ l} / \text{m}^3$

### Calcul des proportions des granulats :

Le pourcentage de chaque granulat est déterminé par le point d'intersection de la courbe de référence avec la verticale à l'axe des abscisses.

Le volume total des matières sèches ( $V_{ms}$ ) :

$$V_{ms} = 1000 - 250 = 750 \text{ l}$$

### Détermination des quantités de granulats par $1\text{m}^3$ :

On a :

$C = 350 \text{ kg}$  dans  $1\text{m}^3$  de béton

$$V_C + V_S + V_g + V_G = 1 - E = 1 - 0.250 = 0.750 \text{ m}^3$$

$$V_C + V_S = 46/100 \times 0.750 = 0.345 \text{ m}^3$$

Avec :

$$V_C = 350 / 3000 = 0.116 \text{ m}^3$$

$$V_S = 46 / 100 \times 0.750 - 0.116 = 0.229 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow P_S = 2670 \times 0.229 = 611.43 \text{ kg}$$

$$V_g = (63 - 46) / 100 \times 0.750 = 0.1275$$

$$\rightarrow P_g = 0.1275 \times 2640 = 336.6 \text{ kg}$$

$$V_G = (100 - 63) / 100 \times 0.750 = 0.2775$$

$$\rightarrow P_G = 0.2775 \times 2660 = 73815 \text{ kg}$$

# ANNEXE A3

### Annexe A.3 : Ouvrabilité du béton

#### But

Le slump test ou l'essai au cône d'Abrams permet d'évaluer la consistance d'un béton courant, c'est-à-dire ni trop sec ni trop fluide. Cette méthode convient bien pour le contrôle du béton sur chantier lors de la réception.

#### Méthode

La consistance est caractérisée par l'affaissement, mesuré en centimètre après démoulage, d'un cône de béton de forme normalisée.

#### Mode opératoire:

- Mouiller l'intérieur du moule.
- Placer le moule avec la rehausse sur le support rigide et horizontal, mais non absorbant.
- A l'aide d'une truelle, remplir le moule de béton frais en trois couches successives, chacune d'elles étant préalablement piquetée
- Retirer la rehausse
- Retirer le moule verticalement avec précaution.
- Mesurer l'affaissement du cône par rapport à la hauteur initiale du moule

#### Interprétation

consistance	plastique	molle	fluide
Slump en cm	1 à 9	9 à 15	$\geq 16$

L'affaissement des différentes gâchées est résumé dans le tableau suivant :

Poutres	Affaissement (cm)
Poutre 1	9
Poutre 2	9
Poutre 3	9
Poutre 4	9
Poutre 5	9
Poutre 6	9

**Tableau A.3.1** : Affaissement du béton frais des gâchées utilisées



# ANNEXE A4



## PROCES VERBAL D'ESSAI

N° : 051/06

Essai de Traction sur Armature  
En Acier pour Béton armé.  
P.V établi le: 28/05/2007

N° DOSSIER: 008/EI/06  
N° P.V: 051/06  
BDC: 000079 du 08/10/2006  
PAGE: 1/2

Client: POLYTECHNIQUE  
Adresse: ALGER  
Chantier: 0

### Conditions d'Essai:

Température ambiante 20°C.  
Essai de traction selon la norme NA.1727.  
Essai de pliage selon la norme NA.8650.  
A%: Allongement maximal déterminé par tracé (à base de mesure 5d).  
Charge à la limite élastique déterminée par méthode visuelle.

### Caractéristiques mécaniques

Résistance à la traction des Aciers	Nuances	Limite d'écoulement Re min (N/mm <sup>2</sup> )	Résistance maximale à la traction Rm min (N/mm <sup>2</sup> )	Allongement à la rupture A min (%)
Aciers lisses	Fer lisse / E.22	215	330	22 à 25
	Fer lisse / E.24	235	410	22 à 25
Aciers à haute adhérence	Fer H.AD / E 400	400	440	12 à 14
	Fer H.AD / E 500	500	550	12 à 14

Les essais effectués par le L.C.T.E. sont conformes aux normes NA.8633, NA.8634 et l'arrêté interministériel du 08 Mars 1997.  
Pour la détermination des caractéristiques mécaniques ci-dessus.

### Dimensions, masse linéiques et tolérances des aciers à haute adhérence.

Diamètre Nominal (mm)	Aire de section Transversale Nominale (mm <sup>2</sup> )	Masse linéique	
		Prescriptions (Kg/m)	Ecart toléré en (%)
6	28,3	0,222	± 8
8	50,3	0,395	± 8
10	78,5	0,617	± 6
12	113	0,888	± 6
14	154	1,210	± 6
16	201	1,580	± 6
20	314	2,470	± 5
25	491	3,850	± 5
32	804	6,310	± 5
40	1256	9,860	± 5

(\*) L'écart toléré s'applique à une barre isolée.

Caractéristiques techniques sur les dimensions, masses linéiques et tolérances selon l'arrêté interministériel du 08 Mars 1997.

Les échantillons ont été ramenés par le client en date du:

08/01/2007

# PHOTOGRAPHIE

## Photographie



**Figure P1** : Ferrailages



**Figure P2** : Emplacement des jauges



**Figure P3** : Malaxage du béton



**Figure P4** : Coulage des poutres



**Figure P5 :** Durcissement des poutres



**Figure P6 :** Essai de traction



**Figure P7** : Essais de compression sur les éprouvettes



**Figure 8** : Poutres témoins en cour du chargement



**Figure P9** : Poutre renforcée en cour du chargement



**Figure P10** : Poutre renforcée en cour du chargement



## Références bibliographiques

[1] : Rapport préliminaire de la mission AFPS : ‘‘Le séisme du 21 Mai 2003 en Algérie’’.

[2] : Rapport : ‘‘L’urbanisation et les risques naturels et industriels en Algérie, inquiétudes actuelles et futures’’. Avril 2003.

[3] : Règlement Parasismique Algérien. ‘‘ RPA 99 version 2003’’.

[4] : Davidovici. V. ‘‘Synthèse et analyse des différentes communications traitant le thème ‘‘ Vulnérabilité et réhabilitation du bâti existant’’ .11.WCEE ,1996.

[5] : Chambaud.R. ‘‘ Calcul à la rupture des éléments en béton armé’’ .Edition Eyrolles paris 1965.

[6] : FIB bulletin 14, ‘‘ Externally bonded FRP reinforcement for RC structure- Technical report on the Design and use of externally bonded fibres reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrets structues, July 2001.

[7]: Rahimi H., ‘‘Hutchinson A. (2001), Concrete beams strenghtned withe externally bonded FRP plates, ASCE Journal of Composites for Construction’’, February 2001, pp44-56.

[8]: Grace N.F. (2001),’’ Strengthening of negative moment region of reinforced concrets beams usong carbon fiber – reinforced polymer stripe’’’, ACI Structural Journal, May – July 2001, pp347-358.

[9] : BAEL91 (1992), ‘‘Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites’’, Avril 1992.

[10] : EC2 (2002), Eurocode 2:’’ Design of concrète structure Npr EN 1992-1-1 (Avril 2002).

[11] : Freyssinet (2002),'' Cahier des clauses techniques – Renforcement du béton par collage de tissu de fibre de carbone (procède TFC)'', octobre 2002.

[12] : AFGC (2003),'' Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites'', Recommandations provisoires, décembre 2003.