

Université de Reims

École doctorale

Champagne Ardenne

Sciences Technologies Santé

Thèse en cotutelle de DOCTORAT

Spécialité Mécanique et Génie Civil

Présentée par

Todor ZHELJAZOV

**RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME PAR
COLLAGE DE MATERIAUX COMPOSITES**

-COMPORTEMENT MECANIQUE DES STRUCTURES SOLLICITEES A LA FLEXION-

Soutenue publiquement à l'Université de Reims Champagne Ardenne

Le 13 décembre 2008

Devant le jury :

M. Yves DELMAS	Professeur à l'Université de Reims	Président
M. François BUYLE-BODIN	Professeur à l'Université de Lille 1	Rapporteur
M. Kliment HADJOV	Professeur à l'U.T.C.M., Bulgarie	Rapporteur
M. Mihael KISHKILOV	Professeur à l'U.A.G.C.G., Bulgarie	Examineur
M. Alexandre ALEXANDROV	Professeur à l'U.T.C.M., Bulgarie	Examineur
M. Dimitri DONTCHEV	Professeur à U.T.C.M., Bulgarie	Co-directeur
M. Alex LI	Professeur à l'Université de Reims	Co-directeur
M. Jules ASSIH	Maître de conférences à l'Université de Reims	Co-encadrant

Remerciements

Au terme de ce travail je tiens à remercier mes codirecteurs : Monsieur Dimitar Dontchev, Professeur de l'UCTM de Bulgarie et Monsieur Alex Li, Professeur de l'Université de Reims et mon encadrant Monsieur Jules Tchao Assih, Maître de Conférences à l'Université de Reims.

Je tiens à remercier Monsieur Yves Delmas, Professeur de l'Université de Reims et directeur de l'IUT de Reims pour sa confiance et pour le soutien.

Je remercie Monsieur Karl Debray, Professeur à l'Université de Reims.

Je remercie Monsieur François Buyle-Bodin Professeur à l'université des Sciences et Technologies de Lille1 et Monsieur Kliment Hadjov, Professeur à l'U.C.T.M. de Sofia, Bulgarie d'avoir accepté d'être les rapporteurs de cette thèse.

Merci à tous, qui m'ont aidé dans la réalisation de ces travaux de recherche : Alexandre, Patrick, Jie,...

Sommaire

Chapitre I.....	17
I.1 Elément en béton armé soumis à la flexion.....	19
I.1.1 Renforcement à la flexion	22
I.1.2 Renforcement à l'effort tranchant	24
I.1.3 Comportement mécanique d'un élément en béton armé fléchi après l'initiation de la fissuration.	27
I.2 Renforcement des structures par collage des éléments de renforcement extérieurs. Revue des travaux de recherche.	29
I.2.1 Etudes sur le collage structural.....	29
I.2.2 Renforcement des structures en béton armé par collage de plaques en acier	30
I.2.3 Le matériau composite comme une option alternative.....	32
I.2.4 Renforcement des structures en béton armé par collage de FRP	34
I.3 Modélisation du comportement mécanique d'une structure en béton armé, renforcée par collage de CFRP. Cadre théorique.	42
I.3.1 Notions de base de la théorie d'élasticité.	43
I.3.2 Variable d'endommagement	46
I.3.3 Lois de comportement des matériaux et des interfaces.....	49
I.3.3.1 Modélisation du comportement du béton.....	50
I.3.3.2 Acier. Modélisation du comportement.....	52
I.3.3.3 Matériau composite. Critères de rupture.	54
I.3.3.4 Interface acier-béton.....	56
I.3.3.5 Interface béton- matériau composite. Joint adhésif.....	59
CHAPITRE II.....	65
II.1 Béton.	67
II.1.1 Essai de compression.	67
II.1.2 Essai de traction par flexion	69

II.2 Acier	70
II.3 Matériaux composites en Fibres de carbone.	71
II.4 Adhésif	77
CHAPITRE III	79
III.1 Modèle expérimental.....	81
III.2 Réalisation des poutres en béton armé	83
III.2.1 Préparation des armatures	84
III.2.2 Mise en place des jauges de déformation.....	84
III.2.2.6 Préparation de la surface	84
III.2.2.7 Protection des jauges contre les actions mécaniques	86
III.2.3 Coulage des poutres en béton armé.....	88
III.2.4 Mise en place du renfort extérieur du matériau composite	90
III.3 Résultats expérimentaux	92
III.3.1 Comportement global de la structure	92
III.3.1.8 Charge ultime	93
III.3.1.9 Déplacement vertical.....	94
III.3.1.10 Extension transversale du béton dans la zone comprimée.....	96
III.3.2 Modes de rupture globale observés.....	99
III.3.3 Comportement local	104
III.3.3.11 Déformations dans la barre d'acier	107
III.3.3.12 Déformations dans le matériau composite	117
III.3.4 Discontinuité à l'interface béton-matériau composite	123
III.3.5 Activation des cadres par le mécanisme de l'effort tranchant	126
CHAPITRE IV	133
IV.1 Modélisation « classique »	136
IV.2 Lois de comportement et critères de rupture.....	141

IV.2.1	Modélisation du comportement du béton.....	141
IV.2.2	Modélisation du comportement de l'acier.....	143
IV.2.3	Modélisation du comportement de la couche adhésive.....	145
IV.2.4	Modélisation du comportement du matériau composite	145
IV.2.5	Modélisation de l'interface acier-béton.....	145
IV.2.6	Critères de rupture	147
IV.3	« Outil » numérique.....	148
IV.3.1	Procédure semi-analytique	149
IV.4	Procédure incrémentale	150
IV.5	Modélisation du comportement d'une poutre en béton armé, renforcée par collage de matériaux composites.....	153
IV.5.1	Notes préliminaires	153
IV.5.2	Géométrie de la structure	154
IV.5.3	Éléments finis utilisés.....	156
IV.5.4	Résultats de l'implantation de la procédure semi-analytique proposée	159
IV.5.4.1	Prédiction de la propagation de la fissuration distribuée et de la fissuration macroscopique.....	159
IV.5.4.2	Comportement global de la structure	162
IV.5.4.3	Comportement local de la structure	162
IV.5.5	Confrontation avec les résultats expérimentaux.....	163
IV.6	Remarques concluantes sur la procédure semi-analytique proposée	169

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale.

Le rôle des matériaux composites dans le domaine du renforcement des structures est incontestable. De nombreux travaux de recherches et des réalisations pratiques ont démontré l'efficacité de la technique de réhabilitation des bâtiments et des ouvrages d'art par le collage d'éléments de renforcement extérieur. Au début des plaques d'acier étaient utilisées comme éléments de renforcement, mais elles ont été remplacées progressivement par les matériaux composites. L'utilisation de plus en plus fréquente des matériaux composites s'explique d'une part par leurs meilleures propriétés mécaniques et d'autre part, par le progrès dans les procédés de leur fabrication durant ces dernières décennies. Devenus plus accessibles sur un plan économique, les matériaux composites sont une solution très attractive pour répondre au besoin de renforcement des bâtiments et des ouvrages d'art.

Il existe à présent de nombreuses possibilités d'application de cette technique de renforcement. Dans une structure courante en béton armé il est possible de renforcer presque tous les éléments de construction : colonnes, poutres, dalles. Cette technique permet d'améliorer :

- la capacité portante,
- la rigidité,
- la durée de vie de la structure,
- la durabilité de la structure, exposée aux attaques environnementales.

Dans ces travaux de recherche, nous nous sommes intéressés à l'étude du comportement mécanique et particulièrement aux différents mécanismes de résistance ainsi qu'aux différents modes de rupture observés dans une poutre en béton armé, renforcée par collage de matériau composite et soumise à la flexion.

La structure renforcée constitue un système très complexe en lui-même. Elle contient plusieurs composants : béton, acier, adhésif, matériaux composites.

En même temps, les résultats des différents essais effectués dans le cadre de notre campagne expérimentale nous montrent différents modes de rupture des poutres renforcées par collage de matériaux composites. On distingue principalement :

- rupture de la poutre renforcée par flexion,
- rupture de la poutre renforcée par flexion-cisaillement,
- rupture de la poutre renforcée par cisaillement,
- rupture de la poutre renforcée par décollement du matériau composite collé dans la zone d'enrobage.

Dans notre approche théorique, nous nous sommes posés l'objectif d'éviter la formulation de modèles différents pour chaque mécanisme de résistance. Nous proposons une procédure semi-analytique, dans laquelle nous introduisons des lois de comportement pour les différents matériaux, constituant la structure renforcée. Les lois de comportement sont définies sur une échelle méso-scopique, que permet l'application de la procédure que nous proposons pour des structures possédant d'autres géométries.

Pour connaître le comportement de la structure renforcée, il faut connaître le comportement mécanique de ses différents composants, en terme de lois de comportement. Il est en même temps nécessaire de prendre en considération les interactions spécifiques qui résultent de la juxtaposition de ces composants au sein du système. Ainsi, à titre d'exemple la couche adhésive modifie le comportement mécanique de la partie adjacente de la poutre en béton armé. Le matériau composite, la couche adhésive et la partie adjacente de l'enrobage en béton forment le joint adhésif et agissent ensemble dans le transfert des efforts de la structure renforcée à l'élément de renforcement. L'insertion dans le modèle des lois constitutives, qui gèrent le comportement des interfaces, entre les différentes composantes de la structure, doit modéliser des phénomènes tels que l'apparition d'un champ de discontinuités.

Des critères de rupture sont formulés pour les différentes composantes de la structure renforcée. Sous l'effet de la charge appliquée, un champ de contraintes et un champ de déformations sont générés dans la poutre renforcée. A la base des composantes des tenseurs des contraintes et des déformations, les critères de rupture locale sont vérifiés. Avec

l'évolution de la charge appliquée, les éléments finis, dans lesquels la variable d'endommagement atteint une valeur critique, sont désactivés.

L'amorçage et la propagation de la fissuration dans le béton sont ainsi simulés et les modes de rupture globale de la structure sont obtenus comme résultat de la procédure semi-analytique.

En outre, parallèlement à cette partie d'étude théorique, une étude expérimentale complémentaire à la première partie, a été menée. Cinq poutres en béton armé, dont quatre renforcées par collage de matériaux composites ont été testées.

Pour créer artificiellement la nécessité de mise en place du renforcement extérieur, nous avons sous-dimensionné la poutre en béton armé par la mise en place d'une quantité insuffisante d'armature dans la zone tendue.

L'utilisation des jauges de déformation a permis de mettre en évidence d'une part l'évolution locale des déformations, et d'autre part le comportement local à la rupture. Des mesures à l'aide de capteurs de déplacement ont été prévues afin de détecter l'apparition possible d'une discontinuité dans le champ des déplacements à l'interface acier-béton.

Le comportement global est obtenu à l'aide des courbes Charge-flèche. Une information visuelle sur les modes de rupture globale est obtenue à travers l'observation de la propagation des macro-fissures dans le béton.

Nous définissons dans le premier chapitre de ce document un bilan général sur les différents travaux dans le domaine du renforcement des structures en béton.

L'identification des paramètres mécaniques qui interviennent dans les modèles de comportement est le sujet du chapitre II (Matériaux. Identification des paramètres mécaniques). L'approche expérimentale et les résultats obtenus sont présentés.

Dans le chapitre III, nous étudions le comportement mécanique d'une poutre en béton armée, renforcée et soumise à un essai de flexion quatre points, à l'aide de jauges de déformation et de capteurs de déplacement.

Dans le chapitre IV (Modélisation) nous détaillons la procédure semi-analytique dans laquelle nous introduisons les lois de comportement et les critères de rupture définis pour les différents matériaux. Nous proposons des simulations du comportement de ces poutres, ayant la même géométrie que celles testées expérimentalement. Les résultats issus de la modélisation montrent une bonne cohérence avec les résultats issus de notre campagne expérimentale.

Chapitre I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I. Généralités sur le renforcement de poutres en béton armé par collage de matériaux composites

Nous présentons dans le chapitre I, une étude bibliographique sur la conception et sur le comportement mécanique d'une structure en béton armé, renforcée par collage de matériau composite. Afin de connaître le comportement mécanique d'une structure renforcée, il est nécessaire de connaître les propriétés mécaniques de ses différents constituants : béton, acier, adhésif, matériau composite (Buyle-Bodin F. et David E. [BUY-04], [BUY-02] BUYLE-BODIN, et al). Il est à noter que le comportement des constituants est complexe en lui-même. Ainsi le comportement non-linéaire du béton diffère en traction et en compression, l'acier montre un comportement non-linéaire en dehors du domaine élastique évolutif, le matériau composite est anisotrope par conception...

I.1 ELEMENT EN BETON ARME SOUMIS A LA FLEXION

Dans ce paragraphe nous introduisons le rôle du renforcement extérieur en matériau composite à travers les modèles fondés sur la théorie des poutres. Pour être plus précis, nous illustrons la contribution du renforcement extérieur sur une configuration concrète : un élément de structure sollicité en flexion quatre points. La théorie classique des poutres avec l'hypothèse de Navier- Bernoulli nous permet de connaître les efforts internes dans l'élément considéré : le moment fléchissant et l'effort tranchant. (*Fig. 1.1*). Dans le cas où la structure est considérée comme homogène, élastique et isotrope nous pouvons définir le champ des contraintes normales (σ) et les contraintes tangentielles (τ), générées par la charge appliquée :

$$\sigma = \frac{M.z}{I} \quad (1-1)$$

$$\tau = \frac{Q.S}{I.b} \quad (1-2)$$

où :

« I »- moment d'inertie de la section de la poutre, « S »- moment statique de la section, « b »- largeur de la section, « M »- le moment de flexion et « z » la hauteur de la section.

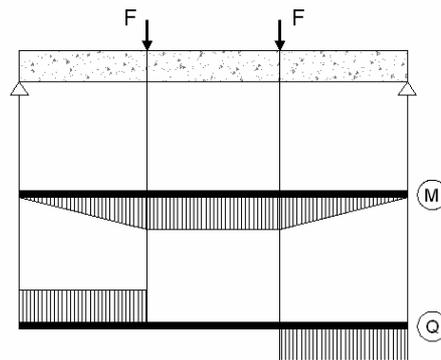


Fig. 1.1. : Diagrammes des efforts internes dans une poutre sollicitée en flexion 4 points

La figure (Fig. 1.1) présente la répartition du moment fléchissant et de l'effort tranchant dans une poutre soumise à un essai de flexion quatre points. Les résultats montrent que la valeur du moment de flexion est maximale dans l'intervalle entre les deux points d'application de la charge où l'effort tranchant est nul. Ce moment est nul aux extrémités où l'effort tranchant est maximal. Pour une poutre en béton armé, dans la zone du moment fléchissant constant les fissures sont générées d'une sollicitation en mode « I », tandis que les fissures dans les zones voisines résultent d'une sollicitation composée de modes « I » et « II ».

Suivant cette logique, dans les différentes zones repérées des modèles appropriés peuvent être introduits pour décrire les mécanismes de ruine traduits par la fissuration (Fig. 1.2) :

- la zone « A »: le moment fléchissant est le seul effort interne et l'analogie de Ritter permet d'évaluer les efforts de tension et de compression dans le renforcement longitudinal et dans la zone comprimée de la section en béton.
- la zone « B »: le comportement de la structure est étudié à travers le modèle de l'arc interne.

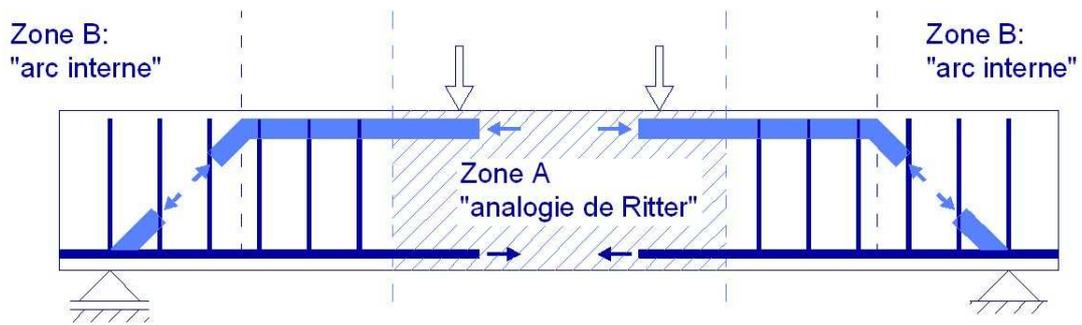


Fig. 1.2. : Mécanismes de résistance dans une poutre sollicitée en flexion 4 points.

Avec la mise en place du renforcement extérieur en matériau composite nous pouvons assurer une contribution soit au mécanisme de résistance à la flexion, soit au mécanisme de résistance à l'effort tranchant. Nous pouvons ainsi distinguer deux types de renforcement par collage de matériau composite :

- Renforcement à la flexion (*Fig. 1.3*)- le renforcement en matériau composite est collé sur la face tendue de la poutre.
- Renforcement à l'effort tranchant (*Fig. 1.4*)- le renforcement en matériau composite est collé sur les faces latérales de la poutre.

Une approche possible d'évaluer la capacité portante de la poutre renforcée est de superposer la contribution du matériau composite aux mécanismes de résistance qui agissent dans la poutre en béton armé. Cette approche est basée sur la théorie des poutres et sur la supposition que les sections restent planes après déformation.

I.1.1 RENFORCEMENT A LA FLEXION

Avec le collage du matériau composite sur la face tendue de la structure on ajoute un terme supplémentaire à l'équation avec laquelle le moment fléchissant ultime est calculé:

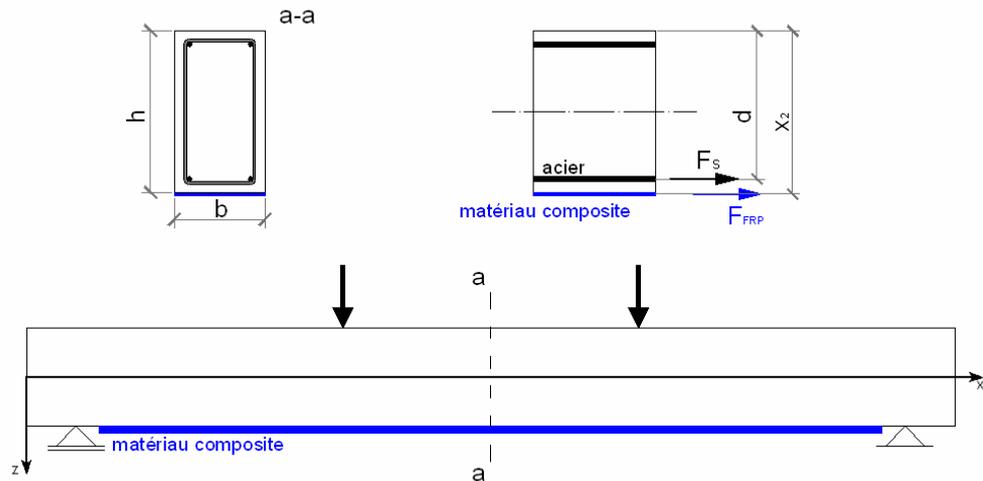


Fig. 1.3. : Configuration d'une poutre en béton armé soumise à la flexion

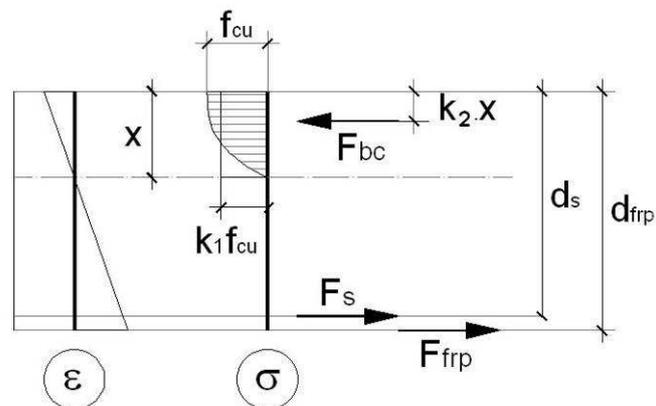


Fig. 1.4. Mécanismes de résistance au moment fléchissant dans une poutre en béton armé renforcée par collage de matériau composite [TEN- 00].

Dans un modèle proposé par Teng [TEN- 00] la capacité portante de la poutre est évaluée par (Fig. 1.4):

$$M_u = k_1 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} . b . x . \left(\frac{h}{2} - k_2 . x \right) + \sigma_s . A_s \left(\frac{h}{2} - d_s \right) + \sigma_{f_{rp}} . A_{f_{rp}} \left(\frac{h}{2} - d_{f_{rp}} \right) \quad (1-3)$$

Avec le premier terme de l'équation (1-3) la contribution des mécanismes de résistance qui agissent dans le béton est évaluée. C'est l'effort en compression qui agit sur la zone comprimée du béton :

$$F_{bc} = k_1 \frac{f_{cu}}{\gamma_c} . b . x \quad (1-4)$$

où

$$k_1 = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cf}} \sigma_c d\varepsilon_c}{\left(\frac{f_{cu}}{\gamma_c} \right) . \varepsilon_c}$$

est un coefficient qui est utilisé pour remplacer le diagramme

parabolique des contraintes dans la zone comprimée par un diagramme rectangulaire.

f_{cu} est la résistance du béton en compression,

γ_c est un coefficient de sécurité,

«b» est la largeur de la section,

« x » est la distance de la fibre la plus comprimée à l'axe neutre.

Les autres paramètres qui interviennent dans le premier terme de (1-3) sont « h »- la hauteur de la section et le coefficient k_2 , qui est évalué par l'équation suivante :

$$k_2 = 1 - \frac{\int_0^{\varepsilon_{c,f}} \varepsilon_c . \sigma_c d\varepsilon_c}{\varepsilon_{c,f} . \int_0^{\varepsilon_{c,f}} \sigma d\varepsilon_c} . \quad (1-5)$$

La contribution des armatures en acier sollicitées en traction est évaluée par :

$$\sigma_s \cdot A_s \left(\frac{h}{2} - d_s \right) \quad (1-6)$$

où

A_s est la section des armatures tendues,

σ_s est la contrainte générée dans les armatures tendues,

d_s est la distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues.

Le troisième terme de (1-3) donne la contribution du renforcement en matériau composite:

$$\sigma_{frp} \cdot A_{frp} \left(\frac{h}{2} - d_{frp} \right) \quad (1-7)$$

A_{frp} et σ_{frp} sont la section et la contrainte générée dans le matériau composite,

d_{frp} est la distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité du matériau composite,

« h » est l'hauteur de la section.

I.1.2 RENFORCEMENT A L'EFFORT TRANCHANT

Une explication du rôle du renforcement à l'effort tranchant est proposée par Kani [KAN-69]: avec la propagation de la fissuration dans le béton, des arcs internes sont formés. Ils suivent les trajectoires des contraintes principales de compression et sont séparés l'un de l'autre par les fissures formées par les contraintes principales de traction. La présence des

cadres assure des supports additionnels aux arcs et augmentent ainsi la capacité portante de la poutre à l'effort tranchant. Dans ce contexte, le renforcement extérieur en matériau composite assure un support additionnel aux arcs internes (*Fig. 1.5*).

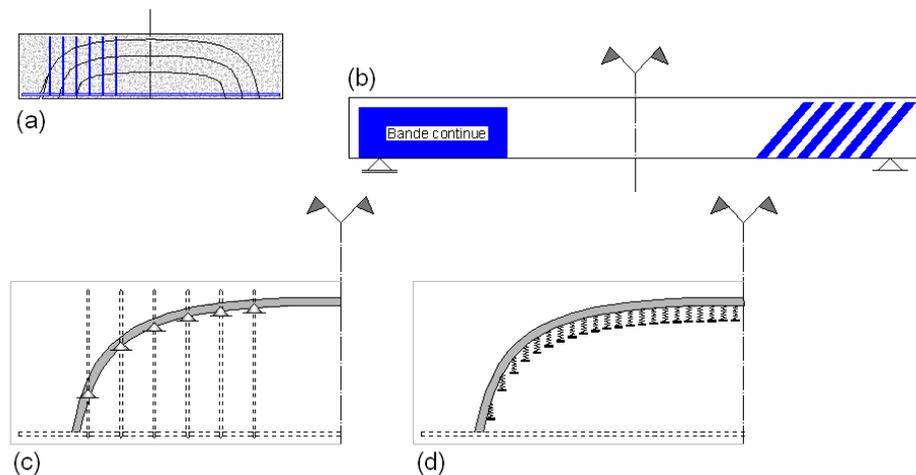


Fig. 1.5. : Renforcement d'un élément en béton armé soumis à l'effort tranchant.

La résistance d'une poutre à l'effort tranchant est évaluée par la sommation de la contribution des mécanismes de résistance qui agissent dans le béton et de la contribution du renforcement intérieur en acier :

$$V_{Rd} = \min(V_{cd} + V_{wd}) \quad (1-8)$$

où

V_{cd} quantifie la contribution des mécanismes de résistance qui agissent dans le béton,

V_{wd} est la portion de l'effort tranchant qui est «repris» par le renforcement transversal en acier.

Comme dans le cas de renforcement à la flexion, la contribution du matériau composite à la résistance de la poutre, à l'effort tranchant, est prise en compte en ajoutant un terme supplémentaire à l'équation (1-8). La résistance totale V_{tot} est évaluée par :

$$V_{tot} = V_{Rd} + V_{frp,d} \quad (1-9)$$

D'après un modèle proposé par Triantafillou [TRI- 98], la contribution du matériau composite à la résistance de l'effort tranchant peut être estimée par :

$$V_{frp,d} = \frac{0.9}{\gamma_{frp}} \cdot \rho_{frp} \cdot E_{frp} \cdot \varepsilon_{frp,\varepsilon} \cdot b \cdot d \cdot (1 + \cot(\beta)) \cdot \sin(\beta) \quad (1-10)$$

où

γ_{frp} est le coefficient partiel de sécurité pour le matériau composite,

$\rho_{frp} = \frac{2 \cdot t}{b}$ est le taux de renforcement transversal en FRP,

« t » est l'épaisseur du renforcement transversal en FRP,

E_{frp} est le module d'élasticité du matériau composite,

« b »- largeur de la section,

« d »- hauteur utile de la section,

$\varepsilon_{frp,\varepsilon}$ - déformation effective du FRP qui prend en considération des facteurs comme les caractéristiques géométriques de la structure renforcée et du renforcement, la concentration des contraintes, et dépend du mécanisme de rupture à l'interface béton matériau composite (*Fig. 1.6*)

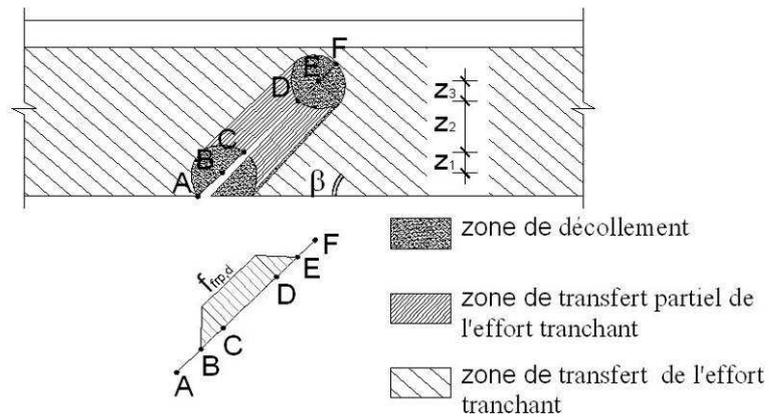


Fig. 1.6. : Mécanisme de rupture pris en considération par [TRI- 98] pour déterminer la contrainte effective dans le matériau composite.

I.1.3 COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN ELEMENT EN BETON ARME FLECHI APRES L'INITIATION DE LA FISSURATION.

Avec l'augmentation de la charge appliquée, les contraintes de traction générées dans la zone tendue dépassent la résistance du béton en traction et ainsi, la fissuration dans le béton est amorcée. La section qui résiste à la charge appliquée diminue et la position de l'axe neutre change. (Fig. 1.5).

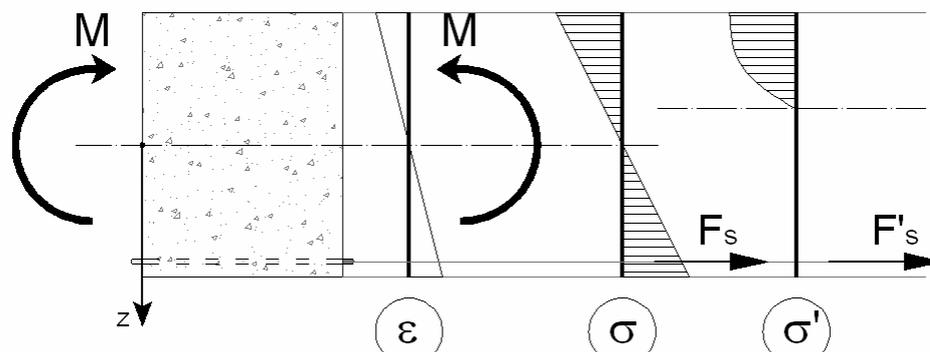


Fig.1.7. : Déformations et contraintes dans la section d'un élément en béton armé soumis à l'action d'un moment fléchissant.

Le changement du moment d'inertie et du moment statique de la section doit être pris en considération dans les équations (1-2), (1-3) et (1-4).

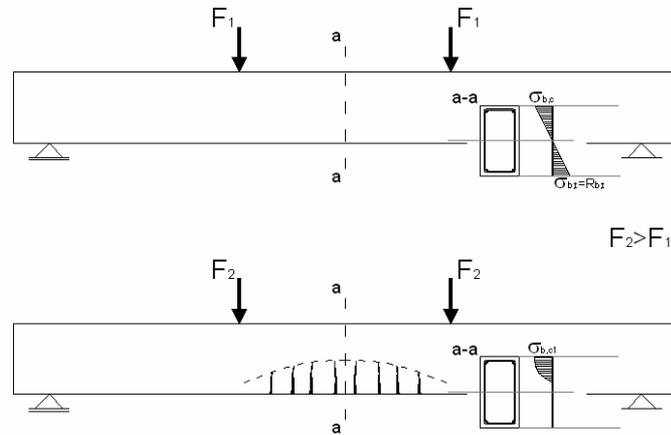


Fig. 1.8. : Modification de la réponse de la structure en terme de distribution des déformations dans une section observée avec l'évolution de la fissuration.

La solution des équations constitutives ne peut pas être obtenue dans une forme fermée. La réponse de la structure en terme de contraintes et de déformations peut être trouvée, par contre, dans une procédure itérative. Cette approche est utilisée par [RAB- 01], [RAB- 07]: des rigidités équivalentes sont introduites et sont déterminées à chaque pas de la procédure itérative.

$$\begin{aligned}
 A_{11} &= \int b \cdot \widetilde{E}_b \cdot \varepsilon_b \cdot dz + A_s \cdot \widetilde{E}_s \cdot \varepsilon_s + A'_s \cdot \widetilde{E}_s \cdot \varepsilon'_s \\
 B_{11} &= \int b \cdot \widetilde{E}_b \cdot \varepsilon_b \cdot z \cdot dz + A_s \cdot \widetilde{E}_s \cdot \varepsilon_s \cdot z_s + A'_s \cdot \widetilde{E}_s \cdot \varepsilon'_s \cdot z'_s \\
 D_{11} &= \int b \cdot \widetilde{E}_b \cdot \varepsilon_b \cdot z^2 \cdot dz + A_s \cdot \widetilde{E}_s \cdot \varepsilon_s \cdot z_s^2 + A'_s \cdot \widetilde{E}_s \cdot \varepsilon'_s \cdot z_s'^2
 \end{aligned} \tag{1-11}$$

Dans cette description mathématique, il est visible que les rigidités équivalentes A_{11} , B_{11} , D_{11} dépendent non seulement des caractéristiques géométriques de la section modifiées, mais aussi des constantes élastiques $\widetilde{E}_b = f(\varepsilon_b)$ et $\widetilde{E}_s = f(\varepsilon_s)$ qui décrivent le comportement des matériaux. Elles prennent ainsi en compte la non-linéarité physique qui a lieu dans les lois constitutives des matériaux et se traduit par les relations non-linéaires « contrainte-déformations ». Les rigidités équivalentes interviennent dans les équations d'équilibre qui déterminent le champ des déplacements et les efforts internes dans la structure étudiée.

I.2 RENFORCEMENT DES STRUCTURES PAR COLLAGE DES ELEMENTS DE RENFORCEMENT EXTERIEURS. REVUE DES TRAVAUX DE RECHERCHE.

I.2.1 ETUDES SUR LE COLLAGE STRUCTURAL

Sur un plan historique, l'étude de renforcement en tant que procédé de collage s'inscrit dans les traditions du laboratoire Groupe de Mécanique, Matériaux et Structures de l'université de Reims.

Le comportement mécanique des assemblages collés à double recouvrement a été étudié par Gilibert [**GIL- 78**], [**GIL- 86**] et Luhowiak [**LUH- 85**].

Delmas [**DEL- 85**] a analysé la technique de collage de tubes d'acier et de cuivre à l'aide d'un manchon.

L'assemblage en sifflet avec butée de pièces épaisses a été étudié par Perrenot [**PER- 88**]. Le comportement mécanique des assemblages collés type « sifflet » a été étudié aussi par Objois [**OBJ- 98**] et plus tard Gacoin [**GAC-07**].

Halfaoui [**HAL- 90**] a analysé le comportement mécanique d'une éprouvette à simple recouvrement en tôles minces d'acier soumise à des sollicitations statiques et dynamiques.

Les techniques expérimentales de l'extensométrie par jauges électriques et celles de l'émission acoustique ont été utilisées par Gilibert [GIL- 87] pour étudier le comportement d'assemblages collés à simple recouvrement en biseau et en escalier dans des essais de traction simple, fatigue ou en cisaillement.

Un modèle analytique traitant le comportement d'un assemblage collé à double recouvrement a été proposé par Berdah, Gilibert et Rigolot [BER-87].

La théorie des développements asymptotiques de Rigolot [RIG-76], [RIG-80] propose une solution alternative aux problèmes de singularité des contraintes.

Assih [ASS- 98] a étudié le comportement mécanique des poutres en béton armé renforcées ou réparées par collage de plaques composites en fibre de carbone. Une étude sur le renforcement à l'effort tranchant des poutres en béton armé a été réalisée par Diagana [DIA-01]

Le comportement mécanique des poutres mixtes acier-béton assemblées par un joint d'adhésif a fait l'objet d'une étude expérimentale et théorique menée par Bouazaoui [BOU-05]

I.2.2 RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME PAR COLLAGE DE PLAQUES EN ACIER

Les premiers travaux de recherche sur l'application de cette technique de renforcement ont été initiés par Krieg et al [KRI-66], Hermite et Bresson [HER-67], et Burkhardt et al [BUR-75]. La proposition a été faite que la capacité portante d'un élément en béton armé peut être augmentée par la mise en place de plaques en acier par l'intermédiaire d'un joint collé.

Un modèle qui estime la charge ultime provoquant le décollement des plaques en acier est proposé par [THE-90]. Le modèle proposé a été basé sur les modèles prédictifs décrivant le comportement des joints à simple et à double recouvrement. Le comportement local des plaques en acier au voisinage des fissures ainsi que les déformations dans la phase des déformations non-linéaires dans la section fissurée ont été étudiés.

Les lois de distribution des contraintes dans le joint adhésif ont été étudiées par [ROB- 89]. La solution proposée a montré que les contraintes normales et les contraintes de cisaillement deviennent maximales vers les extrémités du renforcement extérieur.

L'énergie de déformation critique qui entraîne la propagation d'une fissure à l'interface tôle-béton a été recherchée par [HAM- 90]. Les lois de conservation de la théorie d'élasticité ont été mises en œuvre. On a observé que la charge critique de décollement est relativement insensible à l'épaisseur de l'adhésif.

Une étude paramétrique [MAC-82], [SWA-87] a montré que le ratio $\frac{b}{t}$ doit être inférieur à 50 afin de réduire les contraintes à l'interface béton acier, « b » étant la largeur de la plaque en acier et « t » son épaisseur.

Des études sur les possibilités d'ancrage [JON], [SWA] ont montré que l'effort ultime supporté par la structure et le mode de rupture change considérablement avec l'utilisation des dispositifs d'ancrage tels que des tôles superposées aux extrémités. La fixation des extrémités du renforcement extérieur en acier par l'intermédiaire de boulons empêche sa séparation complète du reste de la structure (bien que le décollement ne soit pas évité). Une épaisseur optimale du joint adhésif est déterminée par [SWA]: l'épaisseur de la couche adhésive doit être inférieure à 1.5mm pour avoir un collage optimal.

Un programme expérimental mené par [VAN-85], [VAN-86], a eu comme objectif d'étudier le comportement des poutres en béton armé renforcées à la flexion et à l'effort tranchant par mise en place de renforcement extérieur en acier. Deux possibilités de fixation des tôles ont été utilisées : des goujons filetés et le collage avec une résine époxyde. L'augmentation de la capacité portante était plus importante pour les poutres dans lesquelles

les tôles sont collées. Les goujons par contre sont recommandés dans le cas où le joint adhésif est compromis. La conclusion tirée est que les goujons augmentent considérablement la durée de vie de la structure en béton armé renforcée par collage de plaques en acier.

I.2.3 LE MATERIAU COMPOSITE COMME UNE OPTION ALTERNATIVE

Chronologiquement les matériaux en FRP (Fiber Reinforced Polymer) ne sont pas un matériau nouveau. Ils sont connus dans l'industrie aérospatiale depuis quelques décennies. L'évolution de la technique de fabrication des matériaux en FRP a entraîné une diminution du coût et leur application a pris un grand essor, y compris dans le domaine du bâtiment et des travaux publics. Les matériaux composites apparaissent comme une alternative à l'utilisation des tôles d'acier. Comparés avec l'acier, les FRP ont de meilleures caractéristiques mécaniques. Ils sont plus résistants et leur poids volumique est moins élevé (*Tableau 1.1, Fig. 1.9*).

Tableau 1.1 Caractéristiques mécaniques des différents matériaux.

	Module d'élasticité E GPa	Contrainte à la rupture σ_u MPa	Masse volumique ρ kg / m^3
Acier	210	235-1670*	7800
Verre- E	74-75	3500-3600	2600
Verre- S	85.5	4600	2480
Carbone à haut module	350-650	2500-4000	1800-2000
Carbone à contrainte élevée	200-240	3500	1700-1800
Kevlar (aramide)	74-130	3500-4200	1390-1450

Les Matériaux composites sont plus faciles à stocker et à manier. Ils n'imposent pas de limitation au niveau des dimensions et de la forme de l'élément de renforcement.

Les matériaux composites sont plus résistants à la corrosion et aux attaques chimiques. Dans le cas de renforcement par collage de plaques métalliques la corrosion peut détériorer l'interface et provoquer ainsi une perte d'adhérence.

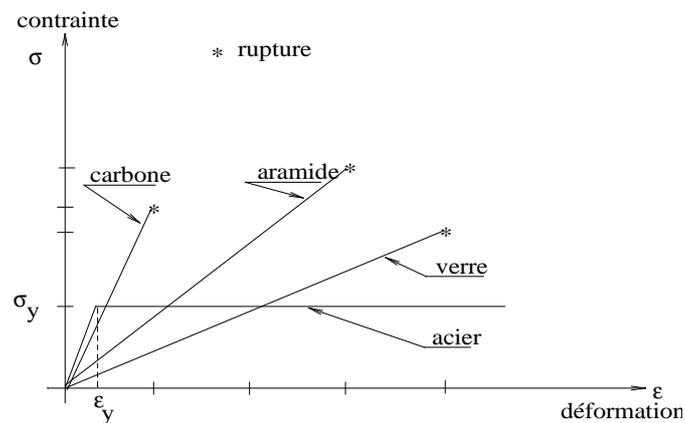


Fig. 1.9. : Comportement contrainte – déformation de plaques en fibres de verre, de kevlar, de carbone et d'acier sous une sollicitation de traction uni-axiale.

La comparaison avec les tôles d'acier montre que les matériaux composites sont une solution plus attractive. En même temps la technique du renforcement a fait l'objet de nombreux travaux de recherche, tenant compte du manque de données et de l'incertitude, concernant le comportement mécanique de la structure renforcée et du matériau composite.

Dans le paragraphe suivant nous proposons une brève présentation des travaux de recherche qui portent sur l'étude expérimentale du renforcement des structures en béton armé, sollicitées à la flexion, par collage de matériau composite. Le modèle expérimental utilisé est une poutre sollicitée en flexion quatre points. Nous nous limitons ici à citer seulement les travaux de recherche dont l'objet est l'étude du comportement mécanique d'une structure soumise à un chargement statique.

I.2.4 RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME PAR COLLAGE DE FRP

Les premières études sur le comportement mécanique d'une structure en béton armé, renforcée par collage de matériau composite sont réalisées dans le laboratoire fédéral Suisse par Meier et Kaiser [MEI-92]. L'augmentation de la capacité portante, par rapport à une poutre non renforcée de référence était de 200%. La constatation a été faite que la propagation des fissures de cisaillement peut entraîner le décollement prématuré du renforcement extérieur en matériau composite.

A la base d'une étude expérimentale sur le comportement des poutres en béton armé renforcées par collage de matériau composite dans des essais de flexion quatre points et des résultats d'une modélisation analytique les modes de rupture intervenant, ont été classifiés par Triantafillou et al. [TRI- 92] :

- rupture de la plaque composite (Zone I)
- rupture par écrasement du béton (Zone II)
- rupture par compression (Zone III)

Un diagramme qui permet d'identifier le mode de rupture en fonction des quantités d'acier et de renforcement en matériau composite a été proposé (*Fig. 1.10*).

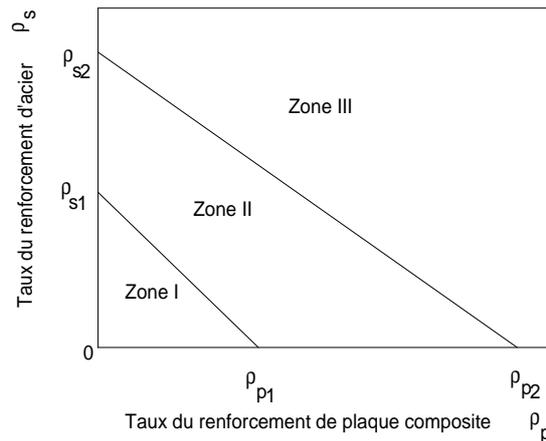


Fig.1.10.: Diagramme de rupture en fonction des pourcentages de plaques composites et d'acier d'après [TRI- 92]

Dans le cadre d'une étude expérimentale Dubois et al [DUB-92] ont testé des poutres en béton armé de dimension 1000x125x125mm, renforcées de plaques composites en fibres de verre unidirectionnelles et bidirectionnelles. Pour certains des corps d'épreuve, un dispositif d'ancrage a été prévu : les extrémités des plaques composites collées ont été fixées par l'intermédiaire de boulons. L'augmentation de la capacité portante, par rapport à la poutre de référence, est rappelée dans le tableau suivant :

Configuration	Type de renforcement	Sans	Avec
		renforcement à l'effort tranchant	renforcement à l'effort tranchant
A	Fibres de verre unidirectionnelles	18%	58%
B	Fibres de verre bidirectionnelles	32%	
C	Identique aux configurations A et B avec un dispositif d'ancrage supplémentaire	34%	77%

Des essais sur des poutres de grandes dimensions (4100 x 300 x 200mm) ont montré une augmentation de la capacité portante de 60%.

Des poutres d'une section en « T » avec et sans précontrainte, renforcées par collage d'une plaque en matériau composite ont été soumises à un essai de flexion quatre points [DES- 95]. L'augmentation de la charge ultime était de 32%. Les auteurs ont observé, par contre, une influence de la précontrainte sur la flèche de la poutre renforcée. Avec la précontrainte, la flèche diminue approximativement de 100%, tandis que sans précontrainte la flèche de la poutre ne change pas avec la mise en place du renforcement en matériau composite.

Arduini et al. [ARD- 97] ont fait des essais avec des poutres en béton armé renforcées ou non renforcées par collage de matériaux composites. Quatre types de poutres ont été testés. (Fig. 1.11.) Les poutres de Type 1 étaient sans renforcement en plaques de matériau composite. Sur la face tendue des poutres de type 2 des plaques composites contenant une couche de matériau composite ont été collées. Les poutres de type 3 étaient renforcées par collage de plaques contenant trois couches de matériau composite. Les poutres de type 4 avaient une plaque composite de trois couches aussi, mais sur les côtés latéraux une plaque monocouche a été collée.

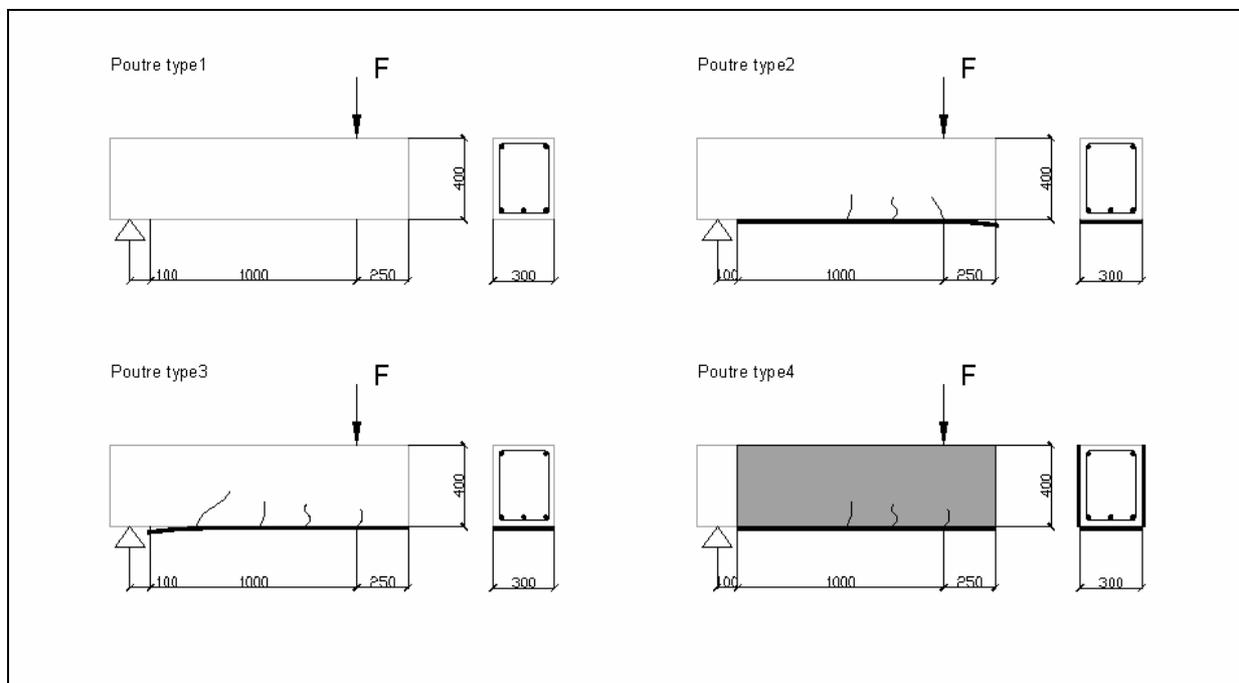


Fig. 1.11. : Différents types de poutre et différents mécanismes de rupture.

Les chercheurs ont observé une augmentation de la capacité portante avec la mise en place de renforcement en matériau composite, qui était pourtant accompagné par un changement du mode de rupture. La rupture pour la poutre type 1 s'est produite par écrasement du béton longtemps après l'écoulement plastique de l'acier de l'armature tendue. Pour la poutre type 2 une rupture du matériau composite dans la zone de la section médiane a été observée après l'écoulement dans l'armature longitudinale. La plaque contenant 3 couches de FRP, collée sur la poutre type 3, a subi un décollement.

Richie et al. [**RIC- 91**] ont réalisé une étude dans laquelle 16 poutres sous-dimensionnées ont été testées afin d'étudier l'efficacité du renforcement extérieur en fibres d'aramide de verre et de carbone. Une augmentation de la rigidité entre 17% et 99% et de la force ultime atteinte entre 40% et 97% a été observée. Richie et al. ont constaté que pour un nombre important de poutres, la rupture a eu lieu dans la zone, située au voisinage de l'extrémité de la plaque composite. Un dispositif d'ancrage a été utilisé pour augmenter la capacité portante des poutres, mais les modes de rupture fragile et les modes de rupture par décohesion du renforcement extérieur n'ont pas été évités. Les résultats d'un modèle itératif analytique, développé par Geymayer [**GEY- 68**] ont été confrontés aux résultats expérimentaux. Malgré leur bonne cohérence, les résultats du modèle prédictif ont été surestimés en terme de rigidité.

Saadatmanesh et Ehsani [**SAA- 91**] ont testé cinq poutres de section rectangulaire et une poutre de section en « T » renforcées par collages de plaques en GFRP soumises à une flexion quatre points. Les résultats des essais sur les poutres de section rectangulaire ont montré une augmentation considérable de la capacité portante avec la mise en place des plaques en composite sur la face tendue de la section. La charge de ruine n'était pas très élevée. Les auteurs ont expliqué que le mode de ruine par décollement de la plaque, à un niveau très faible du chargement, était lié au manque de renforcement intérieur en acier. Ils en ont tiré la conclusion qu'une quantité minimale de l'armature tendue est nécessaire pour

limiter l'ouverture des fissures provoquées par le moment fléchissant et ainsi éviter le décollement de la plaque.

Pour la poutre de section en « T » la capacité portante atteinte par collage de la plaque en matériau composite a été deux fois plus grande que celle d'une poutre non renforcée. La mise en place de renforcement a retardé la fissuration et a limité l'ouverture des fissures, mais la ductilité des structures testées a diminué.

Chajes et al. [CHA- 94] ont testé des poutres renforcées par collages de composites (aramide, E- verre, graphite). Ils n'ont pas prévu de renforcement à l'effort tranchant. Avec le déroulement des essais, un dispositif d'ancrage a été mis en place pour éviter la rupture par décollement de la plaque composite. Le mode de rupture détecté dans les poutres renforcées par plaques en aramides a été la rupture du composite. La variété des modes de rupture a été attribuée à la différence des propriétés mécaniques du renforcement et plus précisément à la déformation ultime des différents types de matériaux composites utilisés. La déformation ultime du composite en aramide était deux fois plus grande que celle du composite en E-verre et 5 fois plus grande que celle du composite en graphite. La résistance en flexion a augmenté, elle est passée de 36% à 53% ; il en va de même pour la rigidité en flexion qui est passée de 45% et 53%. Cette augmentation de certaines performances mécaniques a été accompagnée d'une diminution de la ductilité. L'index de ductilité pour les poutres renforcées est passé de 2 à 3 tandis que l'index de ductilité pour la poutre sans renforcement est passé de 4 à 5. Un modèle analytique proposé par An et al. [AN-91], fondé sur les relations contrainte-déformation des matériaux utilisés, a été développé.

Buyunkoztuk et Hearing [BUY- 98] ont étudié les modes de rupture qui ont lieu dans les poutres en béton armé renforcées par collage de matériaux composites. Ils ont constaté que le mode de rupture par décollement de la plaque a lieu dans le cas où la poutre a une résistance à l'effort tranchant plus élevée. La séparation de l'enrobage en béton a été détectée dans des poutres renforcées par des plaques en composite qui étaient relativement courtes. La supposition a été faite que ce mode de rupture est dû à la concentration des contraintes à

l'extrémité de la plaque composite. Cette supposition a été confrontée à la supposition que le délaminage de la plaque en composite est provoqué par la formation de fissures de l'effort tranchant et du moment fléchissant dans la poutre en béton armé.

L'influence de l'ancrage de l'extrémité de la plaque composite sur le comportement mécanique et sur le mode de rupture globale a été étudiée par Garden et Hollaway [GAR- 98]. 12 poutres de dimensions 100x100x1000mm ont été testées. Toutes les poutres ont été sous-estimées en flexion. L'étude expérimentale a montré une augmentation significative de la capacité portante des poutres renforcées avec la mise en place d'un dispositif d'ancrage prévu. La charge ultime atteinte par les poutres sans ancrage était entre 88% et 177% plus grande que la charge ultime détectée dans la poutre de référence. Avec la mise en place d'un dispositif d'ancrage une augmentation de la capacité portante de 192% à 209% par rapport à la poutre de référence a été constatée. Dans la poutre de référence un écoulement plastique de l'armature tendue a été observé. Il était suivi par l'écrasement du béton. Les modes de rupture observés dans les poutres renforcées ont été classifiés en :

- Rupture par séparation de l'enrobage,
- Rupture par séparation partielle de l'enrobage.

Une rupture par séparation de l'enrobage s'est produite dans les poutres sans dispositif d'ancrage. Pour les poutres munies d'un dispositif d'ancrage le décollement de la plaque en composite s'est amorcé au voisinage des fissures dues à l'effort tranchant.

Rahimi et Hutchinson [RAH- 01] ont testé des poutres de dimensions 200x150x2300mm. Pour les différents corps d'épreuve ils ont fait varier la quantité du renforcement intérieur en acier, ainsi que la quantité et le type du renforcement extérieur en matériaux composites. Les auteurs ont constaté qu'avec la mise en place du renforcement extérieur en matériaux composites, la capacité portante et la rigidité de la structure augmentent. Ils ont observé une augmentation de la capacité portante de 230%. La conclusion a été faite que la quantité du renforcement intérieur à la flexion et à l'effort tranchant affecte l'efficacité du renforcement extérieur en matériaux composites. Pour des poutres avec un taux du renforcement intérieur élevé, le niveau de contraintes dans la zone comprimée est proche de la résistance du béton en compression. La supposition a été faite, que l'augmentation de la

capacité portante est conditionnée par les caractéristiques mécaniques et la quantité du renforcement extérieur.

On a constaté que l'endroit, où la rupture a lieu, change en fonction de l'épaisseur de la plaque en matériau composite. Les auteurs ont noté une rupture dans l'enrobage en béton, dans une zone proche de la pointe d'application de la charge, pour des épaisseurs plus faibles des plaques en composite. Ils ont observé une transition de l'endroit où la rupture a lieu vers le support avec l'augmentation de l'épaisseur de la plaque en matériau composite. La contrainte moyenne à l'interface béton-matériau composite était plus importante pour les poutres renforcées d'une plaque plus épaisse. La conclusion a été tirée que la concentration des contraintes à l'extrémité de la plaque composite du renforcement extérieur n'est pas le mécanisme de ruine qui entraîne la rupture globale de la structure renforcée comme c'était le cas observé pour les poutres renforcées par collage de plaques métalliques. Dans leur programme expérimental Rahimi et Hutchinson ont observé des ruptures dans l'enrobage en béton et le décollement de la plaque composite.

Pour résumer les études expérimentales citées ci-dessus nous pouvons dire qu'avec le collage de matériaux composites, tous les chercheurs ont observé une augmentation de la capacité portante et de la rigidité. Ils reportent en même temps la manifestation de nouveaux modes de rupture, introduits avec la mise en place du matériau composite. Deux hypothèses sur le mode de rupture par décollement de la plaque composite sont confrontées:

- Le décollement résulte des mécanismes de ruine qui ont lieu dans l'élément renforcé, telle que la fissuration due à la flexion ou à l'effort tranchant.
- Le décollement résulte de la géométrie du joint adhésif: la supposition est faite qu'une concentration des contraintes aux extrémités de la plaque composite provoque le décollement de la plaque.

Il faut noter que la deuxième hypothèse est en concordance avec l'augmentation de la force ultime atteinte avec la mise en place d'un dispositif d'ancrage à l'extrémité du renforcement extérieur en matériau composite.

Le comportement mécanique de la structure renforcée change d'une façon qualitative et quantitative en fonction d'une multitude de paramètres indépendants [TRI- 92] tels que:

- Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés,
- Le taux de renforcement,
- La géométrie de la structure renforcée.

Pour modéliser la structure renforcée nous pouvons introduire des modèles pour tous les mécanismes de résistance qui interviennent dans le système considéré. Nous pouvons utiliser par exemple l'analogie de Ritter qui décrit la « réponse » d'une poutre à l'action du moment fléchissant et le modèle de l'arc interne qui décrit la réponse d'une poutre à l'action de l'effort tranchant pour étudier le comportement à la rupture de la poutre.

Une option alternative est la modélisation des lois de comportement des différents matériaux qui font partie de la structure étudiée: béton, acier, matériau composite, adhésif et définir un critère de rupture local à chaque matériau. Les critères de rupture sont définis dans l'espace des déformations et respectivement dans celui des contraintes. Les champs des contraintes et des déformations sur la géométrie de la structure étudiée sont déterminés numériquement. Nous pouvons étudier ainsi le comportement à la rupture de la structure renforcée.

Nous décrivons en détail l'approche que nous avons choisie pour simuler le comportement de la structure renforcée dans le chapitre « Modélisation ». Dans le paragraphe suivant nous présentons le cadre théorique de notre approche.

I.3 MODELISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME, RENFORCEE PAR COLLAGE DE CFRP. CADRE THEORIQUE.

Les lois constitutives qui décrivent le comportement des matériaux sont définies comme des relations entre les composants du tenseur des déformations ε_{ij} et du tenseur des contraintes σ_{ij} . Plusieurs théories sont développées pour décrire le comportement non-linéaire des matériaux : plasticité, mécanique de la rupture, mécanique de l'endommagement. Les poutres renforcées, que nous avons testées, étaient initialement saines. Pour cette raison nous avons choisi de simuler leur comportement à travers un modèle qui est basé sur la mécanique de l'endommagement. Sur l'échelle « méso » les lois de comportement sont modifiées par les mécanismes de coalescence et de propagation des microfissures.

Sur le plan théorique, il existe deux approches principales pour étudier le comportement à la rupture du matériau : modèle de la fissure distribuée et modèle de la fissure discrète. Nous choisissons l'approche de la fissure distribuée (smeared crack). L'autre approche n'est pas applicable dans notre cas. Pour évaluer la possibilité qu'une instabilité de milieu ait lieu, elle suppose une évaluation de l'état des contraintes dans la pointe de la fissure. Comme nous l'avons déjà mentionné nous n'avons pas de fissuration initiale, nous sommes obligés de commencer par l'étape précédente, dans laquelle on n'observe pas de fissuration sur l'échelle « méso ». Dans cette étape, par contre, une micro-fissuration est générée suite à l'application de la charge. Nous prenons en considération l'influence de cette micro-fissuration sur les lois constitutives à travers le modèle de la fissuration distribuée.

Nous rappelons dans le paragraphe suivant des notions de base de la théorie d'élasticité et nous introduisons la variable d'endommagement.

I.3.1 NOTIONS DE BASE DE LA THEORIE D'ELASTICITE.

Pour une sollicitation générale, la loi de Hooke est représentée par les équations (1-14), (1-15), (1-16) avec la convention suivante: dans un repère orthonormé $X(x_1, x_2, x_3)$ la notation $\sigma_{i,j}$ signifie que la contrainte σ agit dans un plan perpendiculaire à x_i et sa direction est parallèle à x_j .

$$\varepsilon_{11} = \frac{\sigma_{11}}{E} \qquad \varepsilon_{21} = -\nu \varepsilon_{11} \qquad \varepsilon_{31} = -\nu \varepsilon_{11} \qquad (1-14)$$

Pour une sollicitation dans la direction « 1 »,

$$\varepsilon_{12} = -\nu \varepsilon_{22} \qquad \varepsilon_{22} = \frac{\sigma_{22}}{E} \qquad \varepsilon_{32} = -\nu \varepsilon_{22} \qquad (1-15)$$

Pour une sollicitation dans la direction « 2 »,

$$\varepsilon_{13} = -\nu \varepsilon_{33} \qquad \varepsilon_{32} = -\nu \varepsilon_{33} \qquad \varepsilon_{33} = \frac{\sigma_{33}}{E} \qquad (1-16)$$

Pour une sollicitation dans la direction « 3 ».

La déformation dans la direction « 1 » après une superposition des actions sera:

$$\varepsilon_{1,tot} = \varepsilon_1 = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{12} + \varepsilon_{13} = \frac{\sigma_{11}}{E} - \frac{\nu}{E} (\sigma_{22} + \sigma_{33}) \qquad (1-17)$$

Avec la définition de la contrainte hydrostatique

$$\sigma^H = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3} \qquad (1-18)$$

et la déformation hydrostatique

$$\varepsilon^H = \frac{\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}}{3} \quad (1-19)$$

A partir de (4) par analogie et après transformations on arrive à:

$$\sigma_{ii} = \varepsilon_{ii} \cdot \frac{E}{(1+\nu)} + \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \cdot 3\varepsilon^H, i=1..3 \quad (1-20)$$

et

$$\sigma_{ii} = \varepsilon_{ii} \cdot \lambda + \mu \cdot 3\varepsilon^H, i=1..3 \quad (1-21)$$

Les coefficients de Lamé sont définis d'une manière classique:

$$\lambda = \frac{E}{(1+\nu)} \quad \text{et} \quad \mu = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \quad (1-22)$$

Les relations (1-20) sont complétées par:

$$\sigma_{ij} = \frac{\gamma}{G}, i=1..3, j=1..3, i \neq j \quad (1-23)$$

En forme matricielle pour la loi d'élasticité, on a :

$$\sigma_{ij} = \bar{E} \cdot \varepsilon_{ij} \quad (1-24)$$

où

$$\sigma_{ij} = [\sigma_{11} \quad \sigma_{22} \quad \sigma_{33} \quad \sigma_{23} \quad \sigma_{31} \quad \sigma_{12}]^T,$$

$$\varepsilon_{ij} = [\varepsilon_{11} \quad \varepsilon_{22} \quad \varepsilon_{33} \quad \varepsilon_{23} \quad \varepsilon_{31} \quad \varepsilon_{12}]^T.$$

$$\bar{E} = \frac{E}{(1+\nu).(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \quad (1-25)$$

La partie hydrostatique du tenseur des contraintes est liée avec la partie de l'énergie potentielle de déformation qui provoque un changement du volume du solide considéré. Si une contrainte uniforme $\sigma^H = \frac{\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}}{3}$ est appliquée aux faces d'un volume élémentaire la déformation de toutes les arêtes du cube sera égale à $3\varepsilon^H$. Le changement du volume ne sera pas accompagné d'un changement de la forme. Le changement de la forme du volume élémentaire considéré est décrit par la partie déviatorique du tenseur des contraintes. Dans l'espace des contraintes principales, on a :

Tenseur des contraintes principales $[\sigma]$:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_I & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{II} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{III} \end{bmatrix} \quad (1-26)$$

Tenseur des contraintes hydrostatiques $[\sigma^H]$:

$$[\sigma^H] = \begin{bmatrix} \frac{\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}}{3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}}{3} \end{bmatrix} \quad (1-27)$$

Tenseur déviateur des contraintes $[\sigma^D]$:

$$[\sigma^D] = [\sigma] - [\sigma^H] = \begin{bmatrix} \frac{2\sigma_I - \sigma_{II} - \sigma_{III}}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2\sigma_{II} - \sigma_{III} - \sigma_I}{3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2\sigma_{III} - \sigma_I - \sigma_{II}}{3} \end{bmatrix} \quad (1-28)$$

I.3.2 VARIABLE D'ENDOMMAGEMENT

Pour l'introduction de la variable d'endommagement, nous devons définir les différentes échelles d'observation. Une définition possible est la suivante [LEM - 96] :

- Microéchelle: l'échelle où fonctionnent les mécanismes de l'endommagement,
- Mésoéchelle: c'est l'échelle d'où sont déduites les équations constitutives du matériau,
- Macroéchelle: l'échelle des ouvrages d'art.

Les lois de comportement des matériaux peuvent être définies soit sur l'échelle microscopique, soit sur l'échelle mésoscopique. Une définition des lois de comportement sur l'échelle « micro » permet une modélisation plus précise du comportement mécanique des matériaux. La définition des lois constitutives sur l'échelle « méso », par contre, est plus facile à mettre en œuvre.

La variable d'endommagement, définie sur l'échelle « méso », quantifie les phénomènes de nucléation et de coalescence des micro-fissures sur l'échelle « micro ». L'introduction de la variable d'endommagement dans le modèle mathématique est liée avec l'introduction de « l'Elément de Volume Représentatif » (EVR). Le solide étudié est discrétisé en EVR. La variable d'endommagement donne une valeur représentative pour l'EVR en ce qui concerne le niveau de la dégradation de la matière.

D'après la théorie classique de l'endommagement de Kachanov-Rabotnov [KAC-58], [RAB-69], l'endommagement peut être évalué par une variable d'état D :

$D = 0$ –correspond à un état sain du matériau ;

$D = 1$ correspond à une rupture observée sur l'échelle « méso », c'est-à-dire rupture dans le cadre du volume élémentaire.

Il faut noter ici qu'en réalité la rupture a lieu pour une valeur de D qui est inférieure à 1.

Avec l'évolution de la microfissuration, la surface qui résiste à la charge appliquée décroît (Fig. 1.12.).

$$1 - D = \frac{A'}{A} \quad (1-29)$$

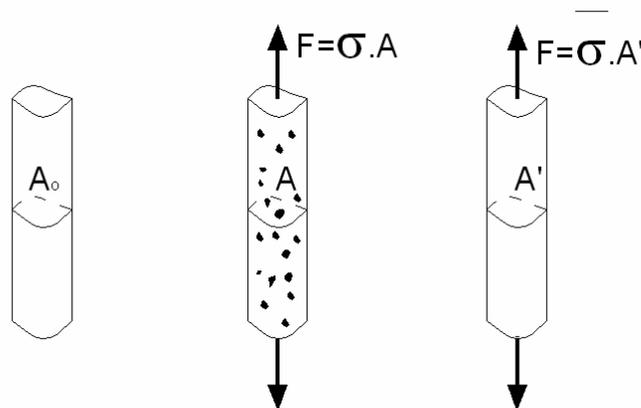


Fig. 1.12. : Définition de la contrainte effective d'après Murakami [MUR- 85]

Quelques modèles basés sur la mécanique de l'endommagement sont cités ci-dessous. Ils sont systématisés à la base du rang de la variable qui décrit l'endommagement. Si on considère un matériau isotrope et si on fait l'hypothèse que l'endommagement est isotrope il est possible d'utiliser un modèle dans lequel l'endommagement est décrit par une variable

scalaire. Bien que la variable scalaire soit plus facile à utiliser, l'expérience montre que pour un matériau initialement isotrope, les défauts créés sont orientés dans la majorité des cas par le chargement qui les provoque. Dans ce cas, il est nécessaire d'utiliser une variable de caractère tensoriel pour décrire les différents taux d'endommagement dans les différentes directions. Nous pouvons noter ici qu'il existe aussi des matériaux qui sont conçus comme anisotropes-les matériaux composites.

- **Une variable scalaire**

La loi de comportement d'un matériau dans le domaine élastique linéaire

$$\sigma = \varepsilon^e : E \quad (1-30)$$

peut être dérivée du potentiel élastique pour un matériau initialement isotrope.

$$\rho \cdot \psi = \frac{1}{2} (1 - D) \varepsilon^e : E : \varepsilon^e \quad (1-31)$$

L'endommagement est considéré isotrope. Il n'y a pas de direction privilégiée, une variable scalaire D est utilisée.

Les autres paramètres intervenant en (2) sont :

ρ - la densité volumique du matériau,

ε^e - tenseur des déformations élastiques,

E - tenseur de rigidité du matériau non endommagé,

« : » désigne le produit tensoriel deux fois contracté.

- **Deux variables scalaires.**

Une partition de l'énergie en énergie associée à la déformation hydrostatique et le reste de l'énergie est faite et les variables scalaires \mathbf{D} et Δ sont choisies en respectant cette partition. Dans ces modèles [LAD 83], [JU 89], [KAC 93], la conservation de l'isotropie initiale du matériau est supposée.

- **Variable d'endommagement- tenseur de rang deux**

L'utilisation d'une variable tensorielle décrit l'anisotropie induite dans un matériel initialement isotrope par la propagation du dommage. [MUR 80]

L'utilisation d'un tenseur de rang deux n'est pourtant pas suffisante pour décrire l'effet de la propagation du dommage sur le tenseur de rigidité du matériau. Etant donné que le tenseur de rigidité est de rang quatre il faut introduire un opérateur de rang quatre qui agit sur le tenseur de rigidité.

- **Tenseur de rang quatre**

C'est le tenseur avec le rang, le plus petit possible, pour décrire l'effet du dommage induit dans un matériau initialement isotrope. Il agit directement sur le tenseur contenant les constants élastiques du matériau. [CHA 79]. Dans certaines théories, [ORI 85], [SIM 87], le tenseur d'élasticité a été utilisé directement comme une variable d'état.

I.3.3 LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX ET DES INTERFACES

Dans la section suivante nous nous arrêtons sur les lois de comportement des matériaux, constituant la structure (béton, acier, matériau composite, adhésif) ainsi que sur les lois qui décrivent le comportement des interfaces (interface acier-béton et interface béton-matériau composite).

I.3.3.1 Modélisation du comportement du béton

Le béton fait partie des matériaux quasi fragiles. On observe une rupture fragile. Dans la déformation du volume élémentaire on n'observe pas de changement de la forme.

Trois phases sont repérées dans le comportement du béton par rapport à $f_{c,28}$ – la résistance en compression du béton déterminée 28 jours après son coulage [MAZ- 84]

(Fig. 1):

- a) Phase quasi-élastique jusqu'à 40-50% de $f_{c,28}$. Dans cette phase le module d'Young E et le coefficient de Poissons ν sont déterminés.
- b) Phase de microfissuration au coefficient de Poisson constant qui comprend l'histoire de chargement de $\sigma=(0.4\div 0.5)f_{c,28}$ à $\sigma=(0.7\div 0.8)f_{c,28}$. Le coefficient de Poisson reste constant. Le module d'Young par contre diminue.
- c) Phase de microfissuration avec une variation du coefficient de Poisson. Elle est observée pour des valeurs de la contrainte supérieures à $\sigma=0.8f_{c,28}$

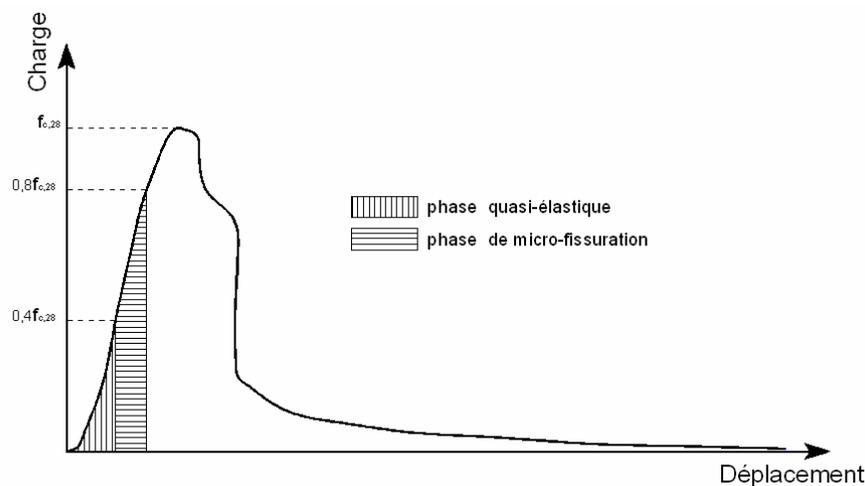


Fig. 1.13. : Réponse du béton à la charge appliquée dans un essai classique de compression.

Après homogénéisation le béton peut être considéré comme initialement isotrope. Si on fait l'hypothèse que l'endommagement est isotrope, le comportement non-linéaire du béton peut être traduit par un couplage élasticité-endommagement:

$$\varepsilon = \frac{1+\nu}{E.(1-D)} \sigma - \frac{\nu}{E.(1-D)} tr(\sigma).I \quad (1-32)$$

où

ε est le tenseur des déformations,

ν est coefficient du Poisson,

E est le module de Young initial,

σ est le tenseur des contraintes,

D est la variable d'endommagement,

$$tr(\sigma) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3},$$

et

$$I = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \text{ est le tenseur unité.}$$

L'évolution de l'endommagement est gouvernée par une variable ε^* , qui est construite de la manière suivante :

$$\varepsilon^* = \sqrt{\langle \varepsilon \rangle_+ : \langle \varepsilon \rangle_+} \quad (1-33)$$

(Déformation équivalente [MAZ- 84])

- **Critères de rupture**

Des critères de rupture sont introduits, basés surtout sur la notion de l'état local pour détecter une rupture locale dans les différentes composantes de la structure. Etant donné que l'on prend en considération une structure initialement saine, il est pertinent de mettre en œuvre d'abord la mécanique de l'endommagement. L'utilisation d'un modèle qui introduit la notion d'une fissuration distribuée [BAZ- 83], [BOR- 85], [MAZ- 89] relie l'évolution des paramètres mécaniques du matériau considéré avec l'accumulation de l'endommagement qui traduit la propagation de la micro-fissuration.

Après la désactivation d'un certain nombre d'éléments finis suivant un critère local, il est déjà possible de mettre en œuvre le mécanisme de la mécanique de la rupture comme la fissure est déjà initiée. La probabilité qu'une instabilité de la matière ait lieu peut être calculée en général suivant l'une des approches fondamentales: l'évaluation des coefficients d'intensité de contrainte dans la pointe de la fissure, le calcul de l'intégrale J et le calcul du taux de l'énergie libérée. Les approches proposées consistent à décrire la séparation du domaine en deux parties : [KAP- 61], [MAZ- 77].

I.3.3.2 Acier. Modélisation du comportement

L'acier fait partie des matériaux ductiles. Etant donné que la déformation plastique n'est pas accompagnée d'un changement de volume on considère que l'écoulement plastique a lieu lorsque la partie d'énergie potentielle de volume qui est liée avec le changement de la forme du volume élémentaire atteint une valeur critique. De cette hypothèse, une contrainte équivalente est déduite:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{3}{2}(\sigma^D)^2} \quad (1-34)$$

σ_{eq} réduit le problème général tri-dimensionnel à un problème uni- dimensionnel .

La contrainte équivalente est comparée avec la limite élastique du matériau, définie dans un essai de traction.

$$\sigma_{eq} = \sigma_y \quad (1-35)$$

Pour généraliser, le critère d'élasticité a la forme suivante :

$$f = 0 \quad (1-36)$$

$$f' = 0$$

Si on prend en considération un écrouissage isotrope, le domaine élastique est défini par :

$$f = \sigma_{eq} - R - \sigma_y \quad (1-37)$$

L'écrouissage isotrope est lié avec la densité des dislocations. Il se traduit par un élargissement du domaine élastique dans l'espace des contraintes principales.

$$R = R_\infty \cdot (1 - e^{-b \cdot r}) \quad (1-38)$$

R_∞ et b sont des paramètres du matériau.

Si on prend en considération un écrouissage cinématique le domaine élastique est défini par :

$$f = (\sigma - X)_{eq} - R - \sigma_y \quad (1-39)$$

L'écrouissage cinématique traduit la concentration de micro-contraintes. La contrainte X_D décrit la transition du domaine élastique dans l'espace des contraintes (*Fig. 1.14*).

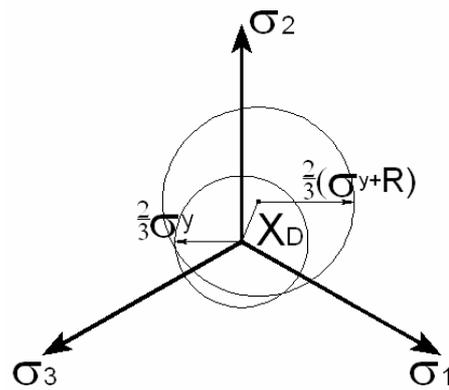


Fig. 1.14. : Élargissement du domaine élastique avec la translation du son centre dans l'espace des contraintes principales.

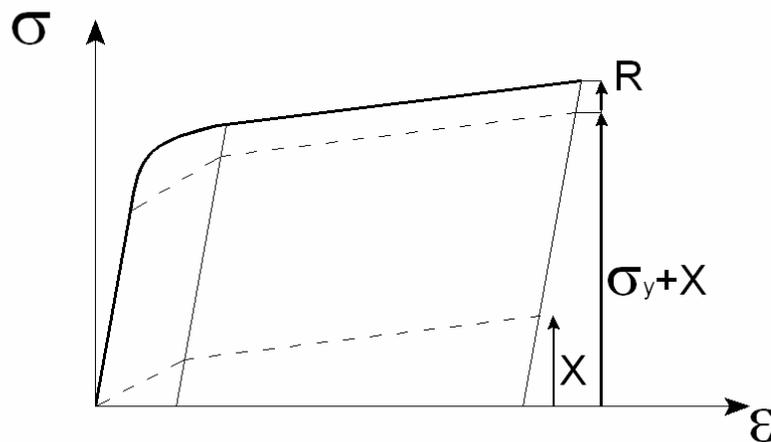


Fig.1.15. : Loi de comportement de l'acier

I.3.3.3 Matériau composite. Critères de rupture.

Le comportement du matériau composite est considéré comme élastique linéaire. La loi de comportement a la forme:

$$\Delta \sigma_{ij} = E_{ijkl} \Delta \epsilon_{kl} \quad (1-40)$$

E_{ijkl} est le tenseur de rigidité du matériau composite.

La loi de comportement est présentée en forme incrémentale étant donné qu'elle sera utilisée dans une procédure incrémentale.

Critère de la déformation maximale.

La résistance mécanique est atteinte lorsqu'une des déformations principales atteint la déformation à la rupture correspondante.

$$\begin{aligned} X_{\varepsilon C} < \varepsilon_L < X_{\varepsilon T} \\ Y_{\varepsilon C} < \varepsilon_T < Y_{\varepsilon T} \\ -S_{\varepsilon} < \gamma_{LT} < S_{\varepsilon} \end{aligned} \quad (1-41)$$

Les déformations limites citées dans les inéquations ci-dessus sont les suivantes:

$X_{\varepsilon T}, X_{\varepsilon C}$ - déformation à la rupture en traction (compression) suivant l'axe longitudinal,

$Y_{\varepsilon T}, Y_{\varepsilon C}$ - déformation à la rupture en traction (compression) suivant l'axe transversal,

S_{ε} - déformation à la rupture en cisaillement dans le plan de la couche.

Critères interactifs.

Les critères de la contrainte maximale et de la déformation maximale ne prennent pas en compte les interactions entre les contraintes principales et les déformations principales et on suppose que les mécanismes "élémentaires" de la rupture (la rupture longitudinale, transversale ou en cisaillement) sont des phénomènes indépendants.

Critère de Hill

L'état limite de contraintes n'est pas atteint tant que l'inégalité est vérifiée :

$$F.(\sigma_T - \sigma_{T'})^2 + G.(\sigma_{T'} - \sigma_L)^2 + H.(\sigma_L - \sigma_T)^2 + 2L\sigma_{TT'}^2 + 2M\sigma_{LT'}^2 + 2M\sigma_{LT}^2 < 1 \quad (1-42)$$

où les paramètres F, G, H, L, M et N caractérisent le matériau utilisé. Ils dépendent des contraintes à la rupture et peuvent être déterminés par des essais mécaniques.

Théorie de Tsai-Wu

L'augmentation du nombre de paramètres des équations théoriques peut rendre les résultats théoriques plus proches des résultats expérimentaux.

L'expression suivante est admise comme critère de rupture:

$$F_i \sigma_i + F_{ij} \sigma_i \sigma_j = 1$$
$$i, j = 1 \dots 6$$
(1-43)

I.3.3.4 Interface acier-béton.

Dans une structure en béton armé autour du renforcement intérieur en acier, il existe une zone dans laquelle les propriétés mécaniques, physiques et chimiques du béton diffèrent des propriétés du reste de la matrice en ciment. Pour la première fois cette zone a été observée par [PIN- 78] et [KHA- 79]. Celle-ci apparaît lors du processus de mixage du béton. A ce moment précis, un film mince se forme autour du renforcement en acier [WEI- 86]. La pénétration des cristaux cimenteux dans l'environnement proche de la barre d'acier ne se réalise pas. Il en résulte la formation d'une zone dont la porosité est plus élevée que dans le reste du béton.

Le mécanisme de formation de la zone de transition, proposé par [WEI- 86] est confirmé par des observations directes. Une image obtenue par la méthode SEM (Scanning Electronic Microscopy) permet de dire que le béton suffisamment éloigné de la barre d'acier est plus dense que le béton au voisinage du renforcement intérieur en acier. Une schématisation de la zone de transition est proposée par [BEN- 85] (*Fig. 1.16*).

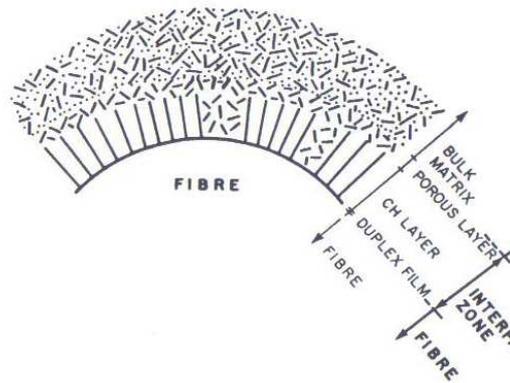


Fig. 1.16. : Interface Acier béton

On distingue :

- Un film d'épaisseur 1-2 μm autour de la barre d'acier
- Une couche d'épaisseur 10- 30 μm formée de cristaux d'hydroxyde de calcium avec des zones plus poreuses, réparties d'une façon aléatoire.
- Une couche de porosité plus élevée parallèlement à la barre d'acier. La densité de cette couche augmente graduellement au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la barre d'acier.

Les lois constitutives du béton dans la zone interfaciale diffèrent des lois constitutives du béton dans les zones plus éloignées. Les lois constitutives du béton dans la zone interfaciale dépendent du glissement relatif entre l'acier et le béton. Un champ de contraintes apparaît à l'interface acier-béton avec l'apparition d'une discontinuité dans le champ des déplacements [JIA- 84], [NAM- 89], [WAN- 88]:

$$\tau_a = \tau_b = \tau \text{ si } U_i > 0$$

$$\tau_a = \tau_b = 0 \text{ si } U_i = 0 \quad (1 -44)$$

$$U_i = U_a - U_b$$

τ_a - contrainte tangentielle dans l'acier,

τ_b - contrainte tangentielle dans le béton,

U_a - champ de déplacements générés dans l'acier,

U_b - champ de déplacements générés dans le béton.

Le défaut principal de ce type de modélisation est la non-prise en considération de l'effet de cohésion. Dans les modèles cités ci-dessus la résistance de la zone interfaciale provient des phénomènes d'engrènement.

Par définition, l'existence de cohésion à l'interface acier/béton exige une continuité du champ des contraintes et du champ des déplacements:

$$\tau_a = \tau_b \quad (1 -45)$$

$$U_a = U_b$$

Après l'apparition d'une discontinuité dans le champ des déplacements avec l'initiation de la décohésion, la continuité du champ des contraintes existe encore :

$$\tau_a = \tau_b \quad (1 -46)$$

$$U_a > U_b$$

On peut trouver dans la littérature deux approches liées à la prévision de la décohésion à l'interface acier-béton. La première approche possible étant de définir une valeur limite de la contrainte tangentielle générée dans la couche interfaciale. La décohésion s'exerçant au-dessus de cette valeur limite ([LAW- 72], [GOP- 87], [NAA- 76], [GRE- 68], [TAK- 73], [MAR- 86], [HSU- 90¹], [HSU- 90²], [HSU- 89], [HSU- 89], [STA- 90], [LI- 91]). La deuxième approche possible étant énergétique. Suivant les principes de la mécanique de la rupture et plus précisément le taux d'énergie libéré, il est possible de définir un niveau d'énergie correspondant à la non-propagation de la décohésion dans la zone interfaciale. La décohésion n'a lieu que dans le cas où l'énergie emmagasinée dans la zone de l'interface

dépasse le niveau critique ([GUR- 67], [BOW- 79], [OUT- 69], [ATK- 82], [STA-86¹], [STA-86²], [HUT- 90]).

I.3.3.5 Interface béton- matériau composite. Joint adhésif

Le comportement de l'adhésif est considéré comme élastique isotrope jusqu'à rupture. Les paramètres à identifier dans un essai de traction sur une éprouvette en colle sont le module de Young E_{adh} et le coefficient de Poisson ν_{adh} . Le comportement à la rupture de la couche adhésive est bien décrit par la théorie de Mohr-Coulomb [KAW- 82].

Le comportement à la rupture de la couche adhésive sera considéré dans le contexte de la structure renforcée. La couche adhésive avec le matériau composite et le béton forment le joint adhésif.

La décohésion dans le système composite étudié peut avoir lieu soit dans les différentes composantes, soit à l'interface entre les composantes. La fissuration interfaciale suit la trajectoire qui nécessite le minimum d'énergie. La rupture à l'interface n'a lieu que dans le cas d'une mauvaise préparation de la surface des composantes ou dans le cas où la technologie de collage n'est pas respectée. [BUY- 03].

Suite à de nombreux travaux de recherche ([CHA- 94], [MEI- 95], [BUY- 98], [GAR- 98], [TAL- 01], [SMI- 02], [SMI- 02]) les modes de rupture observés dans le joint adhésif sont classifiés comme suit :

- Rupture provoquée par une fissure de l'effort tranchant ou du moment fléchissant. Elle est amorcée au voisinage d'une fissure intermédiaire et se propage vers l'extrémité du renforcement en FRP.
- Rupture initiée au voisinage de l'extrémité de la plaque composite qui se propage vers la section médiane de la poutre.

Décollement de la plaque provoquée par concentration des contraintes au voisinage d'une fissure

La capacité de la plaque à transférer les efforts axiaux est dominée par la résistance au décollement par propagation de la fissure à l'interface entre le béton et la plaque composite. La plaque composite peut traverser une fissure due à la flexion ou à l'effort tranchant (Fig. 1.20). L'élargissement de la fissure peut être provoqué par l'augmentation du moment fléchissant ou de l'effort tranchant.

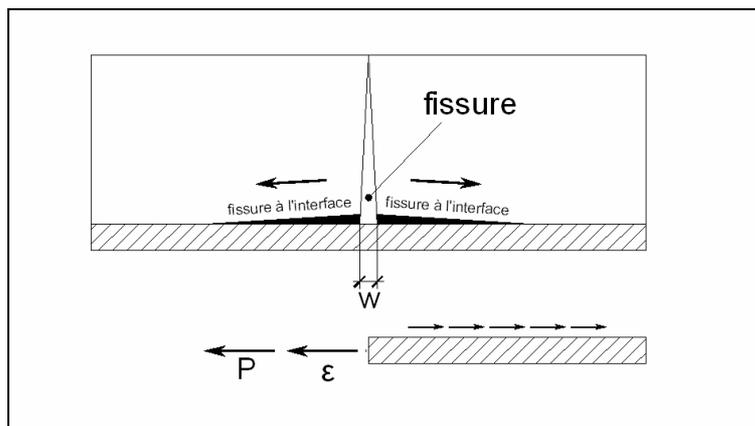


Fig. 1.17. : La fissure verticale due à la flexion qui provoque le décollement à l'interface béton acier

Dans la zone où une nouvelle fissure traverse la plaque composite intervient un décollement local accompagné par un glissement à l'interface entre le béton et la plaque. Le gradient des déformations dans la plaque provoqué par la fissuration dans l'élément en béton armé est visualisé sur la (Fig. 1.18.)

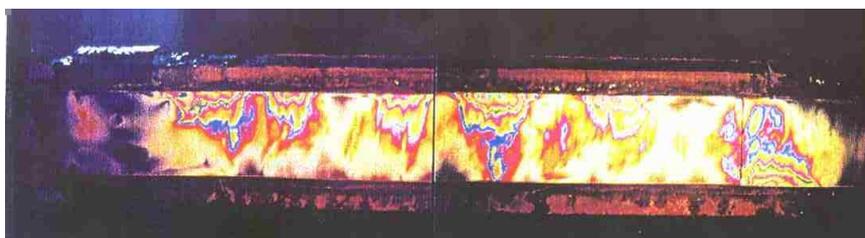


Fig. 1.18. : Visualisation des déformations dans une plaque composite collée sur un élément en béton armé.

Le fort gradient dans la couleur correspond au fort gradient des déformations dans la plaque. Le transfert local de l'effort entre le béton armé et la plaque est visualisé aussi dans la (Fig. 1.19). Le gradient intensif au voisinage d'une fissure préexistante indique une contrainte tranchante intensive. La fissure diagonale provoquée par une déformation tranchante intensive provoque la ruine de la plaque par décollement au voisinage d'une grande fissure préexistante dans le béton armé.

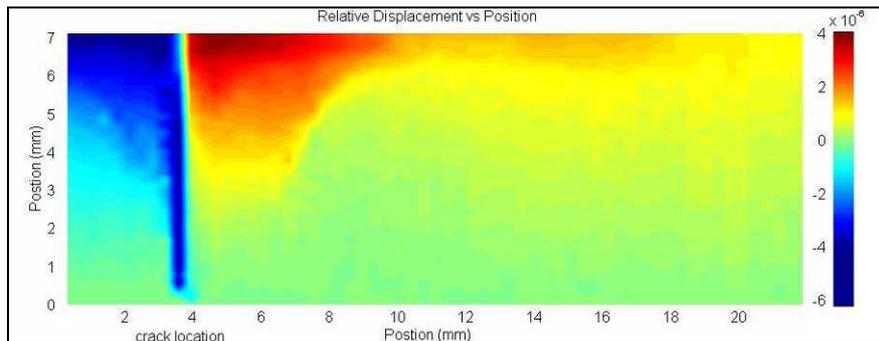


Fig. 1.19. : Champ des déformations au voisinage d'une fissure préexistante

- **Décollement de la plaque provoquée par concentration des contraintes au voisinage des extrémités de la plaque**

Un autre mécanisme de décollement de la plaque intervient à l'extrémité de la plaque (Fig. 1.20)

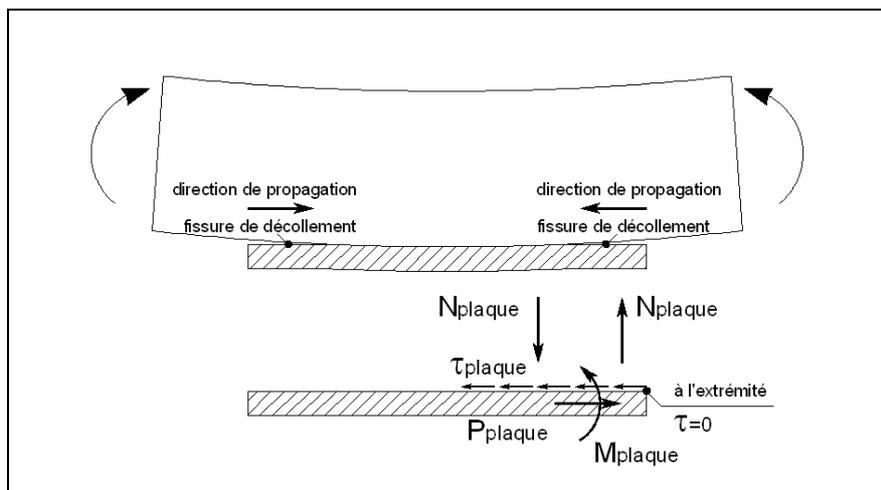


Fig. 1.20. : Efforts internes induites dans la plaque avec l'augmentation de la courbure de la poutre.

Ce mode de ruine est associé avec la contrainte normale à l'interface provoquée par l'augmentation de la courbure de la poutre sollicitée en flexion. La plaque a tendance à rester droite et horizontale d'un côté et à se contracter à sa longueur initiale. La discontinuité dans la plaque et plus précisément l'extrémité de la plaque provoque des contraintes normales et des efforts tranchants dans la zone de l'interface. Ce phénomène peut provoquer l'amorçage et la propagation d'une fissure et par conséquent le décollement de la plaque.

Les études expérimentales [ASS- 98] montrent en revanche, que la déformation mesurée à l'extrémité de la plaque en matériau composite est négligeable par rapport à la déformation, mesurée dans les zones proches de la section médiane (« J-3 » à l'extrémité de la plaque composite comparée avec « J-8 » Fig. 1.20).

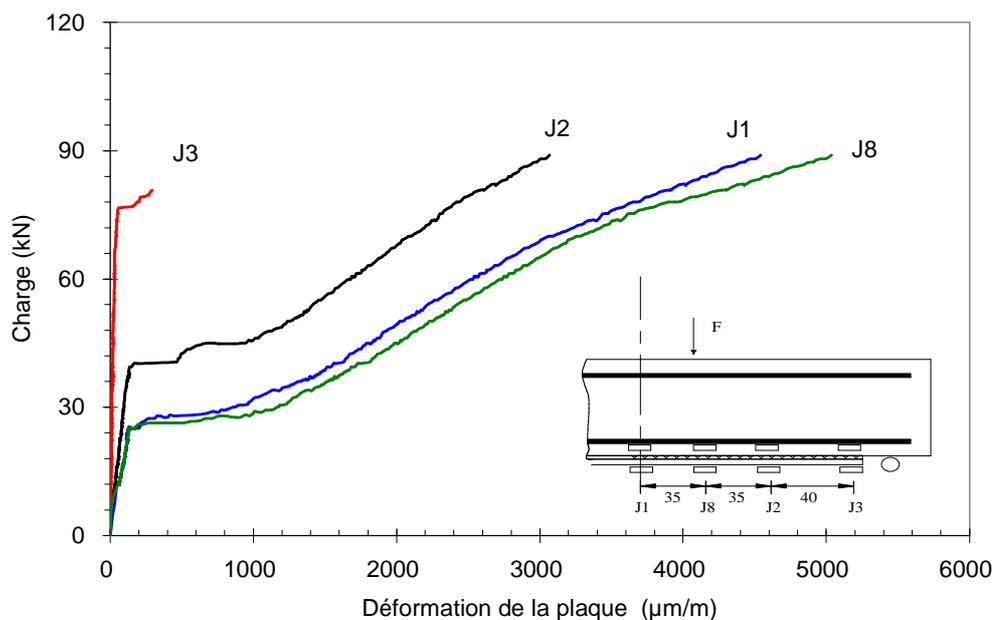


Fig. 1.21. : Distribution des déformations sur la plaque en matériau composite

[ASS-98]

En conclusion nous pouvons dire que d'après la totalité des chercheurs, qui ont étudié le renforcement par collage de matériau composite des poutres en béton armé sollicitées en flexion, la capacité portante et la rigidité de la structure renforcée augmentent. La diversité des opinions existantes sur le mode de rupture qui intervient à l'interface béton

matériau composite montre que ce mécanisme de rupture n'est pas encore bien étudié. Dans ce contexte nous nous sommes focalisés dans notre étude sur les mécanismes de rupture qui sont liés avec la rupture qui a lieu à l'interface béton matériau composite.

Sur un plan expérimental, notre approche consiste à observer l'évolution des déformations avec l'évolution de la charge appliquée à la structure dans des zones choisies à l'interface béton matériau composite. Étant donné que le joint adhésif a trois composants : le matériau composite, la couche adhésive et la zone de la structure en béton armé adjacente nous devons suivre l'état local dans ces trois composants. En même temps les recherches existantes nous indiquent qu'une rupture ne peut pas être observée dans la couche adhésive. Elle a lieu soit dans le matériau composite, soit dans l'enrobage en béton.

Sur un plan théorique nous avons choisi aussi de suivre l'état local dans les différentes composantes de la structure composite. Nous définissons des lois de comportement local pour les différents matériaux : béton, acier, adhésif et matériau composite. A chaque matériau, respectivement à chaque loi de comportement, un critère de rupture est associé. Nous avons ainsi un modèle dans lequel la seule variable est la valeur de la charge appliquée. Une telle approche nous permet d'avoir le mode de rupture comme résultat de notre analyse. Nous pouvons ainsi éviter de faire des hypothèses initiales pour choisir notre approche. Étant donné que certains modèles de comportement des matériaux que nous avons choisis sont basés sur des théories énergétiques, notre approche suppose une généralisation encore plus grande. La rupture globale, vue comme une séquence de ruptures locales, suit la trajectoire qui nécessite le minimum d'énergie.

CHAPITRE II

MATERIAUX. IDENTIFICATION DES PARAMETRES MECANIKUES

II. Matériaux. Identification des paramètres mécaniques.

Dans ce chapitre, les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la structure renforcée étudiée sont présentées. Les lois de comportement mécanique du béton, de l'acier, du matériau composite et de l'adhésive ont été identifiées par des essais mécaniques.

II.1 BETON.

Dans notre étude, le béton utilisé est un béton courant utilisant des gravillons de 5/20, des sables 0/5 et un dosage de ciment 350 kg/m^3 . Le rapport eau/ciment est de 0,5.

II.1.1 ESSAI DE COMPRESSION.

Le comportement du béton en compression est déterminé par des essais de compression sur des éprouvettes cylindriques $\varnothing 16 \times 32 \text{ cm}$. Un dispositif adapté a été installé sur nos éprouvettes cylindriques. Ce dispositif permet de mesurer les déformations axiales et radiales à l'aide de capteurs de déplacement. La vitesse de chargement de compression est de 10 kN/s . La machine de compression utilisée est de marque CONTROLAB avec une capacité de charge maximale de 3000 kN .

La Fig.2.1 montre une des courbes contrainte-déformation obtenues par des essais de compression. La courbe donne une valeur maximale de la résistance de compression de 30 MPa avec une valeur maximale de la déformation de $0,34\%$.

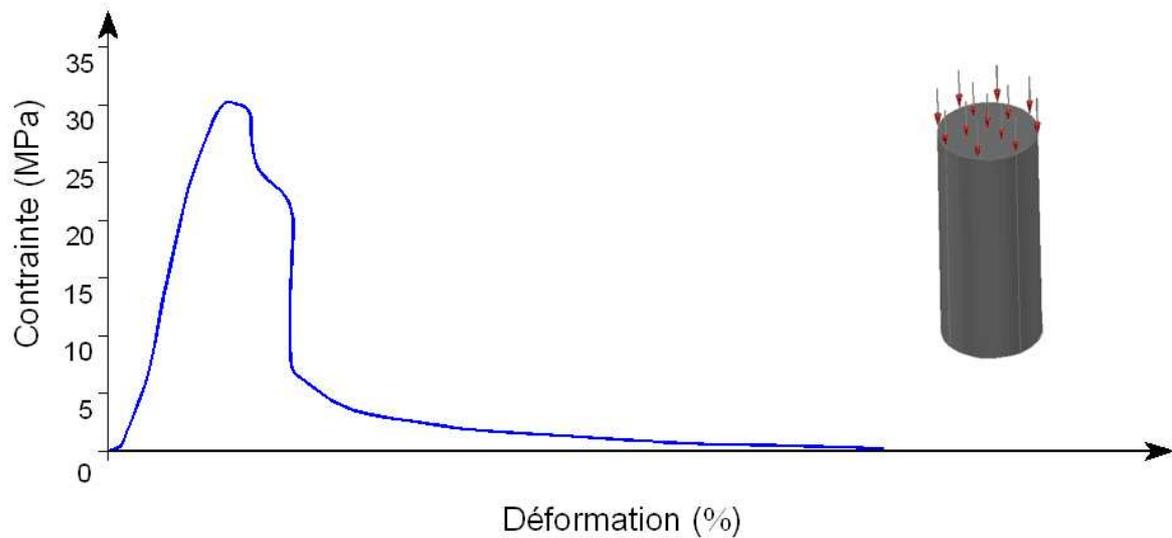


Fig. 2.1. : Comportement mécanique du béton sollicité à la compression.

Les résistances de compression du béton à l'âge de 28 jours sont données dans le tableau 2.1. La valeur moyenne de la résistance de compression obtenue est:

$$f_{c,28} = 30\text{MPa} \pm 11\%$$

Tableau 2.1. : Résistance de compression du béton à 28 jours ($f_{c,28}$).

Éprouvette	1	2	3
Résistance $f_{c,28}$ (MPa)	29,1	33,77	28,1

Le tableau 2.2 montre les valeurs du module d'élasticité obtenues selon la Norme EN 1992-1-1 pour des valeurs σ_c entre $\sigma_c=0$ et $\sigma_c=0,4f_{c,28}$.

Tableau 2.2. : Module d'élasticité initial du béton.

Éprouvette	1	2	3
Module d'élasticité E (MPa)	29160	30180	27579

La valeur moyenne du module d'élasticité initial du béton est alors:

$$E = 29000\text{MPa} \pm 5\% .$$

A partir de la courbe contrainte-déformation de l'éprouvette en béton, sollicitée en compression, les constantes intervenant dans le modèle d'endommagement isotrope du Mazars sont identifiées.

La méthode classique d'ajustement des courbes est utilisée pour identifier les constantes, intervenant dans la loi d'évolution de l'endommagement : $A_c = 1.39$ et $B_c = 1538$.

II.1.2 ESSAI DE TRACTION PAR FLEXION

Le comportement du béton en traction a été identifié dans un essai de traction par flexion. La vitesse de chargement est de 0,17kN/s. Ces essais ont été réalisés sur une machine de flexion CONTROLAB avec une capacité de charge maximale de 150kN.

Des éprouvettes prismatiques en béton, de dimensions 40x10x10cm ont été testés. Une jauge de déformation a été installée sur la surface inférieure du béton. La fig.2.2 montre la courbe Charge-Déformation.

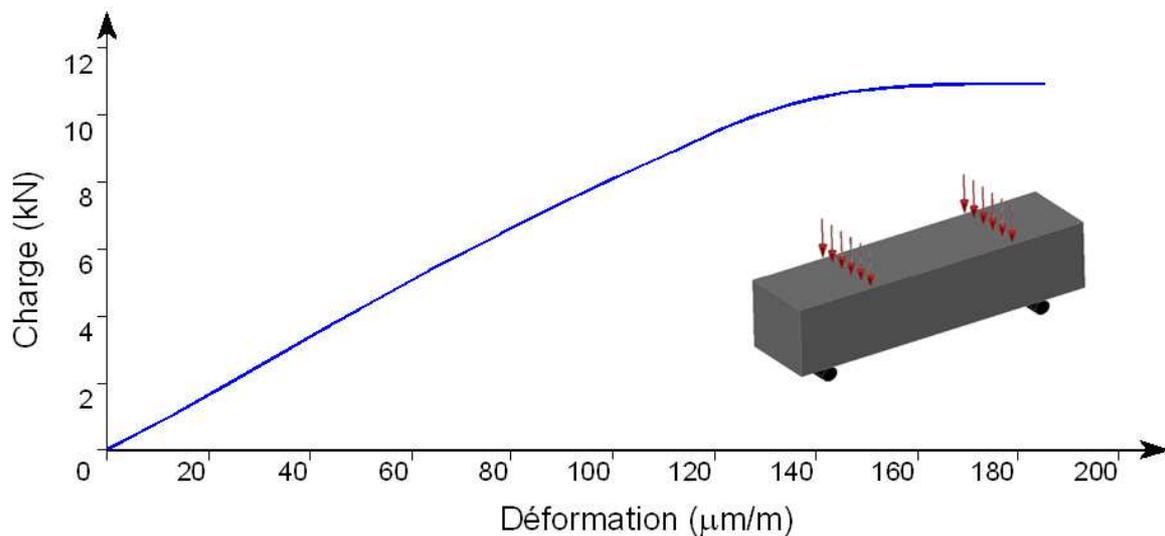


Fig. 2.2. : Courbe Charge-Déformation obtenue dans un essai de traction par flexion.

Pour la résistance du béton en traction (*Tableau 2.3*) nous retenons la valeur $f_t=3.6\text{MPa}$

Tableau 2.3. : Résistance de traction par flexion.

Éprouvette	1	2
Résistance de traction par flexion $f_t(\text{MPa})$	3,2	3,9

A partir de l'essai de traction par flexion les constantes A_t et B_t qui interviennent dans la loi d'évolution de l'endommagement ainsi que le seuil inférieur de l'endommagement ε_{D_0} sont identifiés.

Une procédure incrémentale proposée par Mazars est utilisée. Les paramètres inconnus A_t , B_t et ε_{D_0} sont déterminés à l'aide d'un modèle analytique qui décrit le comportement d'une éprouvette prismatique, sollicitée en flexion quatre points : $A_t=0.8$, $B_t=12000$ et $\varepsilon_{D_0}=2.10^{-5}$

II.2 ACIER

Le module d'Young E , la contrainte à la limite élastique ainsi que la contrainte maximale sont identifiés par des essais de traction simple. Les valeurs caractéristiques mécaniques de l'acier sont présentées dans le tableau 2.4.

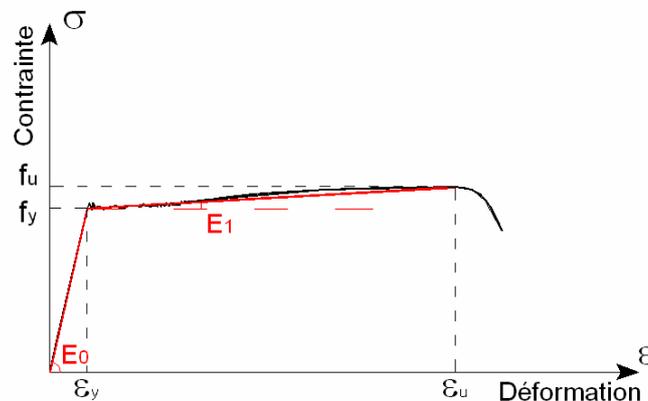


Fig. 2.3. : Traction simple sur une éprouvette d'acier, comportement mécanique de l'acier.

Tableau 2.4. : Paramètres mécaniques de l'acier.

f_y (MPa)	f_u (MPa)	ε_y (%)	ε_u (%)	E_o (MPa)	E_1 (MPa)	ν
500	580	0,237	10	210700	815	0.28

II.3 MATERIAUX COMPOSITES EN FIBRES DE CARBONE.

L'objectif de l'essai sur le matériau composite est d'identifier son comportement mécanique afin qu'on puisse introduire la loi du comportement dans un modèle théorique.

Le matériau composite en fibres de carbone est conçu comme un matériau anisotrope. Il est nécessaire de connaître les constants élastiques dans les différentes directions du matériau. Ces constants élastiques peuvent être identifiées par des essais expérimentaux en variant la direction de la sollicitation par rapport à l'orientation des fibres.

Si l'isotropie transverse est repérée par l'axe X_3 , le matériau peut être considéré isotrope dans le plan X_1, X_2 (Fig. 2.4.).

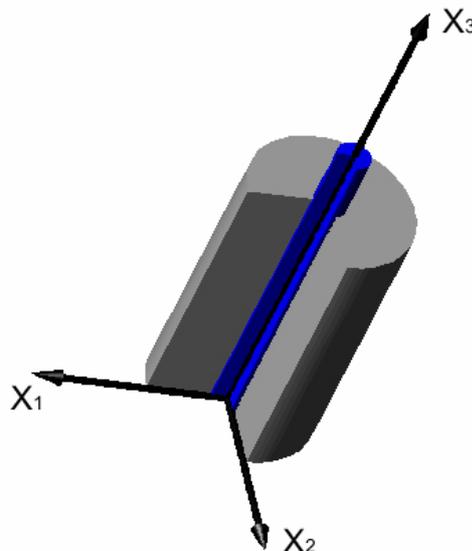


Fig.2.4. : L'élément représentatif de volume de matériaux composite armé de fibres unidirectionnelles.

La loi d'élasticité a la forme suivante :

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \\ \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\nu_{12} & -\nu_{13} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_1} & -\nu_{12} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{13}}{E_1} & \frac{-\nu_{12}}{E_1} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1+\nu_{12}}{E_1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{13}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2G_{13}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \end{Bmatrix} \quad (2-1)$$

L'isotropie transverse impose les relations suivantes :

$$E_1 = E_2, \quad \frac{\nu_{13}}{E_1} = \frac{\nu_{23}}{E_2}, \quad G_{13} = G_{23}, \quad 2G_{12} = \frac{E_1}{1+\nu_{12}} \quad (2-2)$$

Les composantes du tenseur de rigidité restent indépendantes et les valeurs à déterminer par des essais mécaniques sont :

$$E_1, E_3, G_{13}, \nu_{12}, \nu_{13} \quad (2-3)$$

Trois essais de traction pour trois angles différents (0° , 45° et 90°) de sollicitation par rapport à l'orientation des fibres sont nécessaires afin d'identifier les 5 constantes élastiques (*Fig.2.5.*). Trois éprouvettes de chaque type, de dimensions normalisées, sont découpées dans une plaque en matériau composite préfabriquée. Elle contient trois couches de tissu en fibres de carbone dans la matrice de la colle époxy.

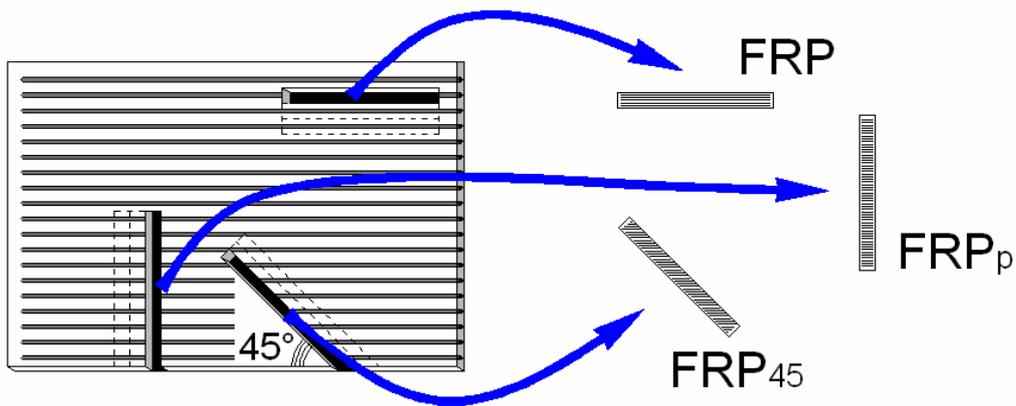


Fig. 2.5. : Découpe des échantillons de matériaux composites suivant les orientations des fibres de carbone, 0°, 45° et 90°.

La forme de l'éprouvette d'essai et l'instrumentation des jauges sont montrées dans la figure ci-dessous.

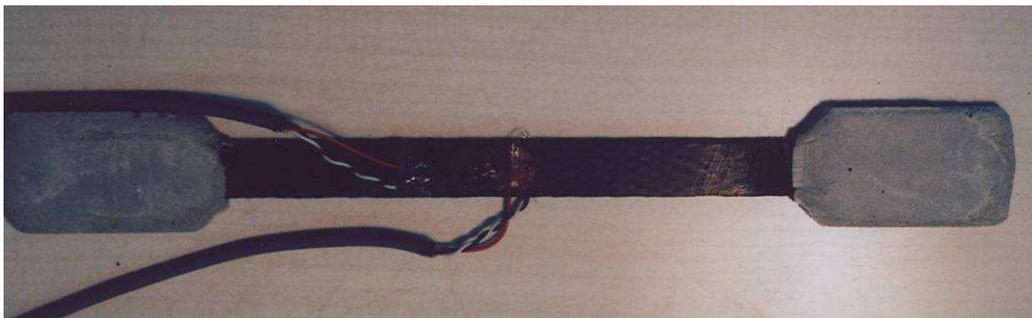


Fig. 2.6. : Instrumentation d'une éprouvette matériau composite par une rosette de jauges électriques.

Pour assurer la bonne adhésion entre le matériau composite et la colle, la surface du matériau composite a été mécaniquement traitée par un sablage sec, réalisé avec des particules de corindon dont le diamètre moyen est égal à 95 μ m.

La pression du sablage est voisine de 5 Bars. La distance entre la buse et l'éprouvette est d'environ 10 cm et l'angle d'incidence du jet est de 45°. La durée du traitement est de 20 secondes environ.

- **Instrumentation des éprouvettes.**

Les éprouvettes ont été instrumentées de jauges de déformation KYOWA type KFG-5-120-D16-11, avec un facteur de jauges $2.11 \pm 1.0\%$, longueur 5mm. Les jauges de déformation « rosette » enregistrent les micro-déformations dans les directions « 1 » et « 2 ». (Fig. 2.6.)

La charge de rupture et le module d'Young des éprouvettes sollicitées en traction dans la direction parallèle à l'orientation des fibres sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 2.5. : Résultats sur les éprouvettes FRP.

Éprouvette	Module d'élasticité E_{11} (GPa)	Charge de rupture (kN)	ν_{12}	Déformation ultime ($\mu\text{m/m}$)
FRP_1	247,790	4,00	0,30	1038
FRP_2	235,122	4,41	0,37	1241
FRP_3	232,776	4,49	0,38	1420

Les valeurs moyennes du module d'élasticité et du coefficient de Poisson sont respectivement:

$$E_{11} = 238,6\text{GPa} \pm 4\% \quad \nu_{12} = 0.35 \pm 14\%$$

La charge de rupture et le module d'Young des éprouvettes sollicitées en traction dans la direction perpendiculaire à l'orientation des fibres sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau 2.6. : Résultats sur les éprouvettes FRP_p .

Éprouvette	Module d'élasticité E (GPa)	Charge de rupture (kN)	ν_{23}	Déformation ultime ($\mu\text{m/m}$)
FRP_{p1}	-	0,22	-	-
FRP_{p2}	-	0,27	-	-
FRP_{p3}	27,773	0,22	0,03	554

Les valeurs moyennes du module d'Young et du coefficient de Poisson ont été identifiées :

$$E_p = 27,8 \text{ GPa} \quad \nu_p = 0,03$$

La charge de rupture et le module d'Young des éprouvettes sollicitées en traction dans la direction 45 degrés par rapport à l'orientation des fibres sont montés dans le tableau suivant :

Tableau 2.7. : Résultats sur les éprouvettes FRP_{45} .

Éprouvette	Module d'élasticité E_{45} (GPa)	ν_{45}	Charge de rupture (kN)	Déformation ultime ($\mu\text{m/m}$)
FRP_{45-1}	14,685	0,46	0,43	10063
FRP_{45-2}	14,447	0,43	0,54	6183
FRP_{45-3}	12,603	0,40	0,39	6092

La valeur moyenne retenue pour l'essai de traction à 45 degrés par rapport à la direction des fibres est:

$$E_{45} = 13,9 \text{ GPa} \pm 10\% \quad \text{et} \quad \nu_{45} = 0,43 \pm 7\%$$

Le module de cisaillement peut être déterminé par:

$$G_{1,2} = \frac{E_{45}}{2(1+\nu_{45})} = \frac{13,9}{2(1+0,43)} = 4,86 \text{ GPa} \quad (2-4)$$

La figure 2.7. illustre le mode de rupture de l'éprouvette sollicitée à 45° par rapport à l'orientation des fibres. La direction de rupture est bien orientée à 45° par rapport à la direction de la charge. La rupture de l'éprouvette est due au cisaillement.

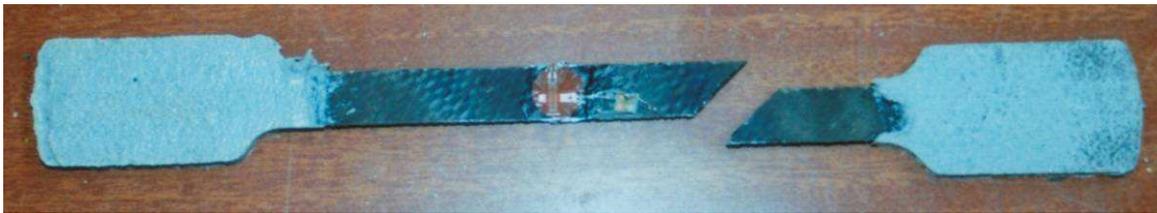


Fig. 2.7. : Rupture d'une éprouvette composite en fibres de carbone à 45° sollicitée en traction.

La comparaison des caractéristiques mécaniques obtenues dans des études différentes montre une certaine différence entre les valeurs des constantes élastiques, proposées par les différents auteurs (Tableau 2.8). Les valeurs des modules d'élasticité obtenues dans notre étude sont beaucoup plus grandes que les valeurs obtenues par les autres auteurs. La valeur de ν_{12} est pratiquement identique pour les trois études. La valeur de ν_{23} est quasiment nulle dans notre étude. En revanche, la valeur de G_{12} , obtenue dans cette étude, est très proche de celle obtenue par [TOS-07].

Tableau 2.8. : Comparaison des caractéristiques mécaniques.

E_{11} (GPa)	E_{22} (GPa)	ν_{12}	ν_{23}	G_{12} (GPa)	Auteur
148	8,37	0,33	0,54	4,4	[TOS-07]
127,7	7,4	0,33	0,18	6,9	[KHA-94]
238,6	27,8	0,35	0,03	4,86	Nos résultats

II.4 ADHESIF

L'adhésif utilisé est une résine époxy EPOLAM 2020 de deux composants. Trois éprouvettes ont été préparées selon la norme (NFT 51-034) (Fig.2.8.). Les essais de traction ont été effectués après 48 heures de durcissement de l'adhésif époxyde. L'éprouvette a été instrumentée d'une jauge de déformation afin d'identifier les caractéristiques mécaniques du matériau étudié. La figure 2.9 montre le mode de rupture de l'éprouvette en résine époxy. Les valeurs moyennes du module d'élasticité et du coefficient de Poisson, obtenues par les essais, sont respectivement de 7050MPa et 0,39.

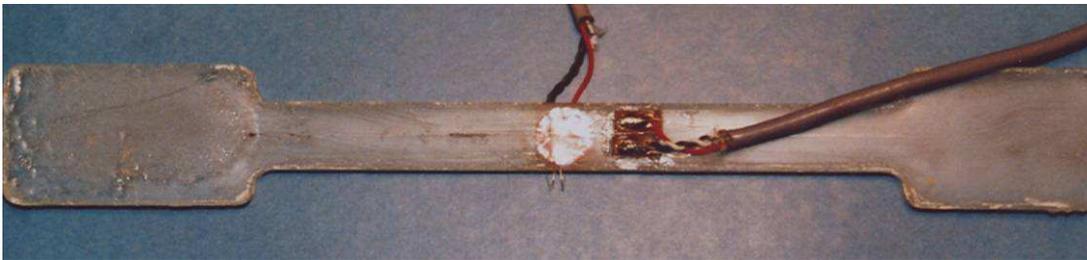


Fig. 2.8. : Éprouvette adhésive instrumentée d'une rosette de jauges électriques.

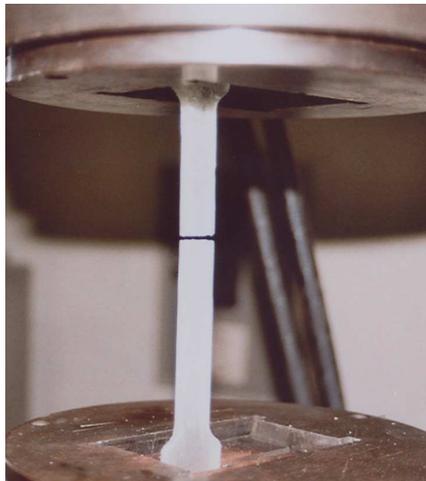


Fig.2.9. : Rupture d'une éprouvette en adhésive sous traction simple.

CHAPITRE III

ETUDE EXPERIMENTALE

III. Étude expérimentale

L'amélioration des performances mécaniques d'un élément de construction en béton armé renforcé par collage de matériaux composites a été démontrée expérimentalement par de nombreux chercheurs. On constate cependant que la base des données expérimentales portant sur le comportement du joint adhésif et du matériau composite n'est pas suffisante.

La trajectoire hypothétique de la propagation de la fissure à l'interface béton-matériau composite est connue par les résultats expérimentaux des études précédentes ([MEI-92], [TRI-92], [ARD-97], [CHA-94], [TEN-00]). Dans notre étude, nous suivons l'évolution des déformations locales dans des endroits choisis sur la trajectoire possible de la fissure. Nous utilisons la technique expérimentale d'analyse des contraintes par des jauges de déformation électriques. Il existe aussi la possibilité d'utiliser d'autres approches comme par exemple celle qui est basée sur la mesure de la vitesse de propagation des émissions acoustiques dans la structure. Des études effectuées ([GIL-87]) ont montré que la technique d'analyse expérimentale par des jauges de déformation est plus simple et efficace. Dans ce contexte, nous avons choisi d'observer expérimentalement l'état local à travers l'évolution des déformations enregistrées par les jauges.

L'évolution de certaines variables révélatrices du comportement mécanique des poutres étudiées, à savoir la flèche et l'extension transversale du béton dans la zone comprimée de la section, a été également observée.

L'étude du comportement mécanique à l'interface béton-matériau composite a été complétée par des mesures prises à l'aide de capteurs de déplacement. Ils ont été mis en place de façon à ce qu'on détecte un mouvement relatif entre le matériau composite et le béton et que l'on puisse ainsi observer l'initiation d'un champ de déplacements dans le joint adhésif.

III.1 MODELE EXPERIMENTAL

Nous avons adopté le modèle expérimental classique utilisé dans l'étude de comportement mécanique d'un élément de construction sollicité à la flexion quatre points.

(Fig. 3.1). Les poutres en béton armé ont été sous-dimensionnées au niveau du renforcement intérieur en acier pour mettre en évidence l'effet du renforcement extérieur en matériau composite.

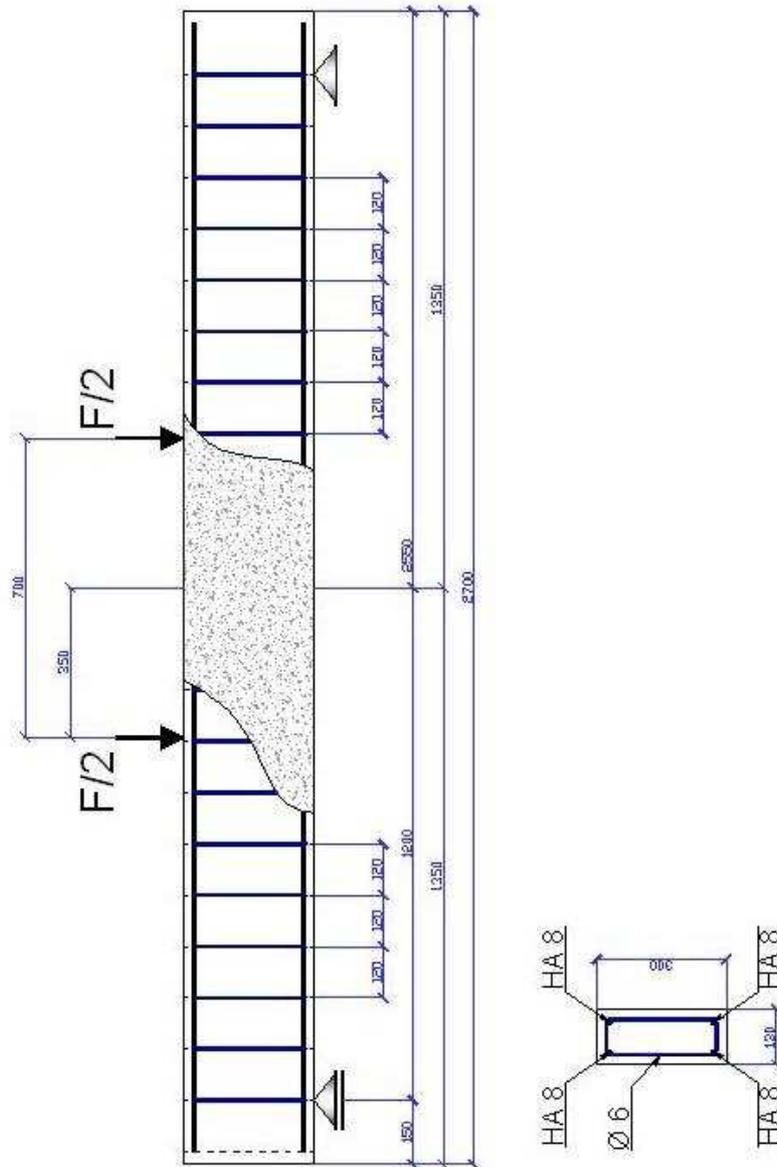


Fig. 3.1. : Modèle expérimental.

III.2 REALISATION DES POUTRES EN BETON ARME

Deux séries de poutres ont été préparées :

- Série A comprenant trois poutres,
- Série B comprenant deux poutres.

Les cinq poutres ont toutes les mêmes dimensions : 2680x300x130mm et le même taux de renforcement en armature longitudinale (*Fig. 3.1*).

La différence entre les deux séries de poutres porte sur le renforcement à l'effort tranchant. Les modèles expérimentaux de la série « A » étaient renforcés à l'effort tranchant par des cadres en acier espacés d'une distance constante sur toute la longueur des poutres. En ce qui concerne la série « B », nous avons laissé la zone entre les points d'application de la charge extérieure sans renforcement transversal (*Fig. 3.6. et Fig.3.9.*).

Une rupture due au moment fléchissant a été programmée d'un part par la mise en place d'une quantité d'armatures tendues insuffisante et de l'autre par les mesures prises d'assurer la capacité portante à l'effort tranchant.

Le taux du renforcement d'acier longitudinal insuffisant a créé artificiellement le besoin de renfort extérieur.

Dans ce paragraphe, un suivi des travaux d'élaboration des poutres en béton armé est présenté. Suivant un ordre chronologique les étapes principales sont :

- Préparation des armatures en acier,
- Mise en place des jauges de déformation sur la surface de l'acier,
- Préparation du béton en choisissant le type de graviers et le ciment, et coulage du béton,
- Traitement de surface de la poutre en béton armé afin d'assurer une bonne adhérence entre le béton et le renforcement en matériaux composites,
- Mise en place du renforcement par collage de matériaux composites.

III.2.1 PREPARATION DES ARMATURES

Pour le renforcement longitudinal de la poutre, des barres d'acier HA8 ont été utilisées. Pour les cadres des armatures, les barres en acier lisses de diamètre $\varnothing 6$ ont été utilisées. La distance entre les cadres a été fixée à 120mm. (Fig. 3.2.).

Pour provoquer une rupture due au moment fléchissant les poutres sont sous-dimensionnées en flexion. Une quantité insuffisante d'armature est prévue. La présence des cadres exclut le mode de rupture due à l'effort tranchant.



Fig.3.2. : Ferrailage des poutres série A.

III.2.2 MISE EN PLACE DES JAUGES DE DEFORMATION

Pour suivre l'évolution de la déformation de l'acier en fonction de la charge appliquée, des jauges de déformation ont été installées sur les barres d'acier tendues. En raison de la symétrie de la poutre étudiée, les jauges ont été collées seulement sur la moitié gauche de la poutre.

III.2.2.6 Préparation de la surface

La surface des barres d'acier a été préparée par le traitement mécanique (Fig. 3.3.). La nécessité d'avoir une très bonne adhérence entre la jauge de déformation et la surface d'acier donne lieu à une technique de dégraissage de la barre en acier en profondeur. On a utilisé successivement un conditionneur, dont l'action assure le dégraissage en profondeur et un neutraliseur pour éviter l'action du conditionneur sur la jauge de déformation collée. La surface de la jauge de déformation est ensuite traitée par un produit qui permet d'accélérer l'action de la colle.

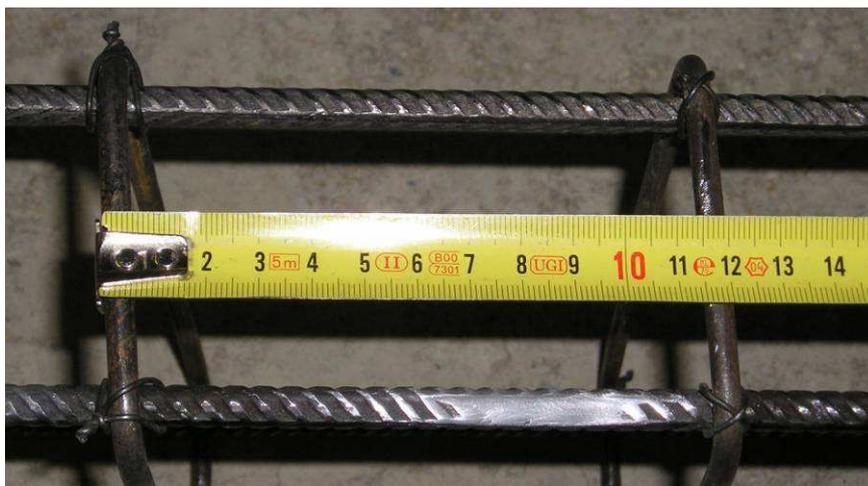


Fig. 3.3. : Préparation de surface d'une barre d'acier

Les produits utilisés, marque "Vishay Micromesurements", dans la procédure du collage des jauges de déformation sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau3. 1 : produits utilisés pour préparer la surface de la barre d'acier

N°	Produit
1	M- Prep Conditionner A Part N° MCA- 1 6556 (a water based acidic surface cleaner)
2	M- Prep Neutralizer 5A Part N° MN5A- 1 (a water based alkaline surface cleaner)
3	200 Catalyst- C (Usage bulletin B- 127)
4	M- BOND 200 ADHESIVE

III.2.2.7 Protection des jauges contre les actions mécaniques

Les jauges collées sont ensuite protégées par des produits spéciaux afin d'éviter leur endommagement par l'action de l'humidité et les actions mécaniques pendant le coulage du béton comme par exemple les vibrations (Fig. 3.4, Fig.3.5).



Fig. 3.4. : Mise en place des jauges de déformation sur les armatures en acier.

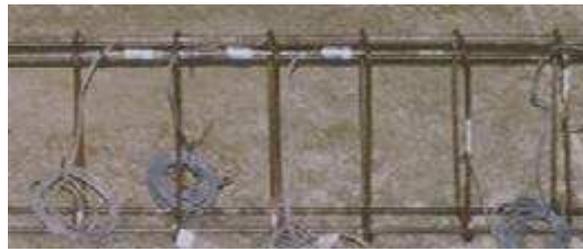


Fig. 3.5. : Les dispositifs de protection et les câbles de connexion.

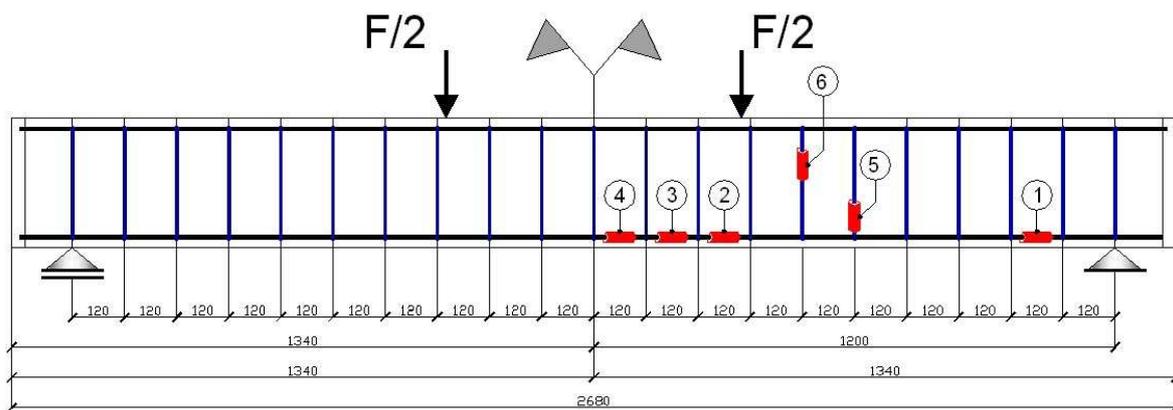


Fig.3.6. : Dimensions des poutres série « A » et Positions des jauges.

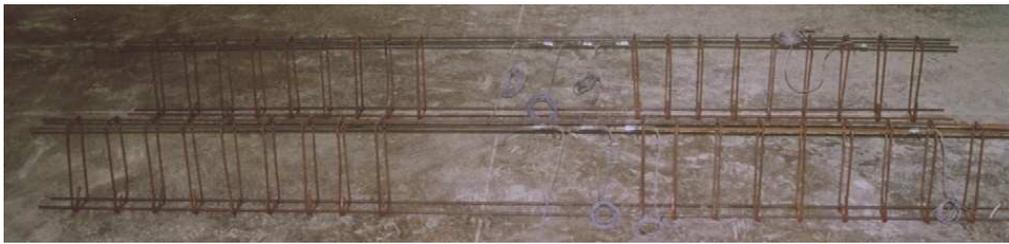


Fig. 3.7. : Ferrailage et emplacement des jauges de déformation pour les poutres de la série « B ».

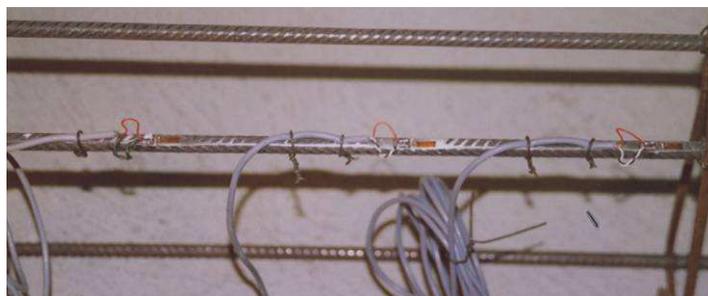


Fig. 3.8. : Jauges de déformation collées sur les armatures tendues des poutres « B ».

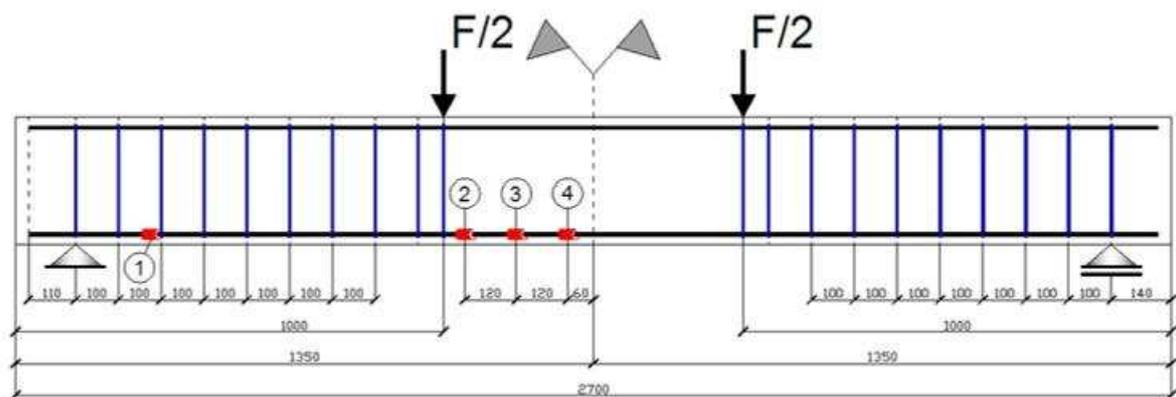


Fig.3.9. : Dimension de la poutre série « B » et Positions de jauges.

III.2.3 COULAGE DES POUTRES EN BETON ARME

La composition du béton utilisée pour un B30 est montrée dans le tableau suivant:

Tableau 3. 2 : Composition du béton

Composante	Diamètre (mm)	Volume (kg/m ³)
Ciment	-	350
Gravillon	5-25	1173,8
Sable	0-5	692,3

Le rapport entre l'eau et le ciment est de 0,5.

Avant l'introduction du béton dans le moule de la poutre, nous avons effectué un contrôle d'affaissement en utilisant un cône d'Abrams (slump test) (EN 12350-2) (Fig. 3.10.). Le béton est introduit dans le moule en 3 couches d'égales hauteurs, mises en place par une tige de piquage (25 fois par couche). L'affaissement du béton sous l'effet de son propre poids est ensuite mesuré selon le schéma suivant:

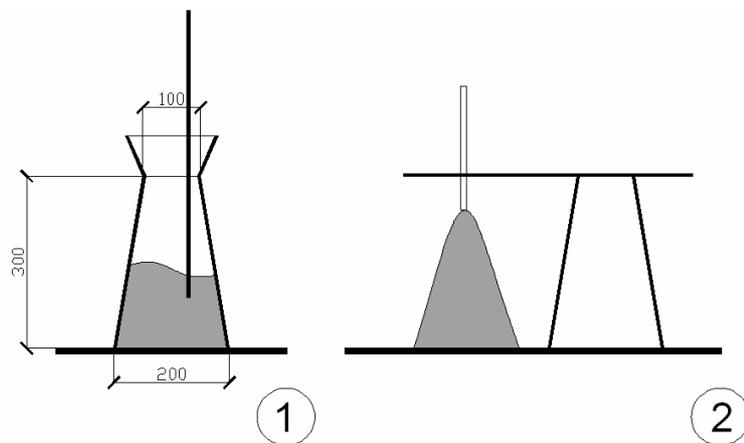


Fig. 3.10. : Essai standard d'affaissement: 1-remplissage du béton; 2-mesure d'affaissement.

Nous avons obtenu un affaissement égal à 6,5cm qui nous permet de classifier le béton comme un béton courant. Le temps de vibration nécessaire selon le règlement est indiqué sur le schéma suivant:

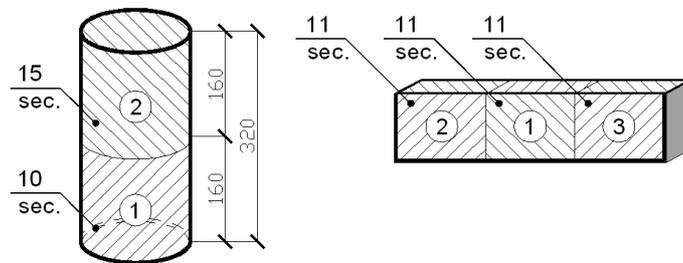


Fig. 3.11. : Mise en place du béton, temps de vibration en fonction de l'affaissement.

L'éprouvette cylindrique doit être remplie de béton en deux couches. Les temps de vibration sont de 10 secondes pour la 1^{ère} couche et de 15 secondes pour la 2^{ème} couche. Pour la poutre de 3mètres de long, le béton doit être vibré en trois zones, comme le temps de vibration pour chaque zone est de 11 secondes.

La figure 3.12 montre les éprouvettes cylindriques $\varnothing 16 \times H 32$ cm et les éprouvettes prismatiques $40 \times 10 \times 10$ cm à l'état durci. Ces éprouvettes sont utilisées dans les essais d'identification des paramètres mécaniques du béton, à savoir la résistance de compression et de traction et les constantes qui interviennent dans les lois constitutives du béton.

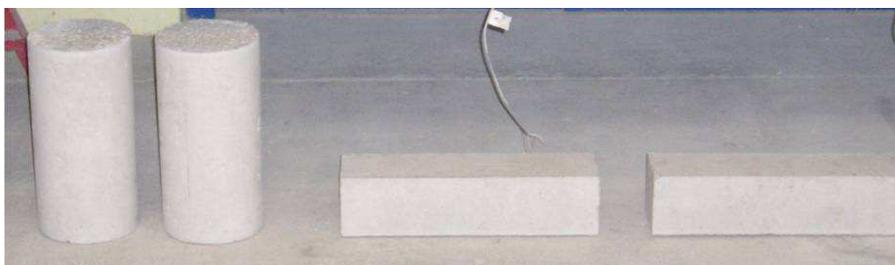


Fig. 3.12. : Éprouvettes cylindriques et parallélépipédiques en béton.



Fig. 3.13. : Poutres en béton armé.

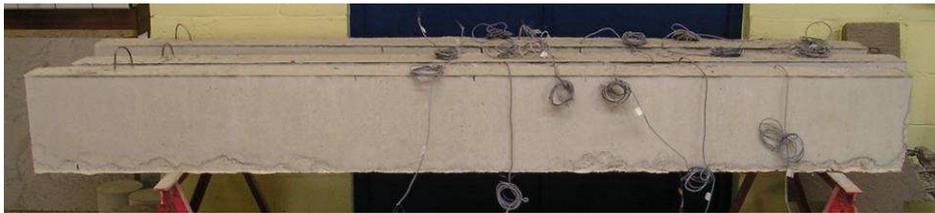


Fig. 3.14. Les poutres en béton armé instrumentalisées à l'aide de jauges électriques.

Les figures 3.13 te 3.14 représentent les poutres à l'état frais et à l'état durci avec les câbles liant les jauges.

III.2.4 MISE EN PLACE DU RENFORT EXTERIEUR DU MATERIAU COMPOSITE

Le renforcement extérieur en tissu de fibres unidirectionnelles a été collé sur la surface inférieure de la poutre en béton armé. Avant le collage, la surface du béton a été sablée pour assurer la bonne adhérence entre le béton et le matériau composite.

La poutre de référence, choisie dans la série « A », a été laissée sans renforcement en matériaux composites. Une poutre de la série « A » a été renforcée de deux couches de CFRP et une de trois couches.

En ce qui concerne les poutres de la série « B » une poutre a été renforcée de trois couches de tissu en fibres de carbone et une de cinq couches.

Tableau 3.3. : Désignation des poutres.

Série	Poutre	Nombre de couches de matériau composite
A	Poutre de référence PA ₀	0
	Poutre renforcée PA ₁	2
	Poutre renforcée PA ₂	3
B	Poutre renforcée PB ₁	5
	Poutre renforcée PB ₂	3

III.3 RESULTATS EXPERIMENTAUX

III.3.1 COMPORTEMENT GLOBAL DE LA STRUCTURE

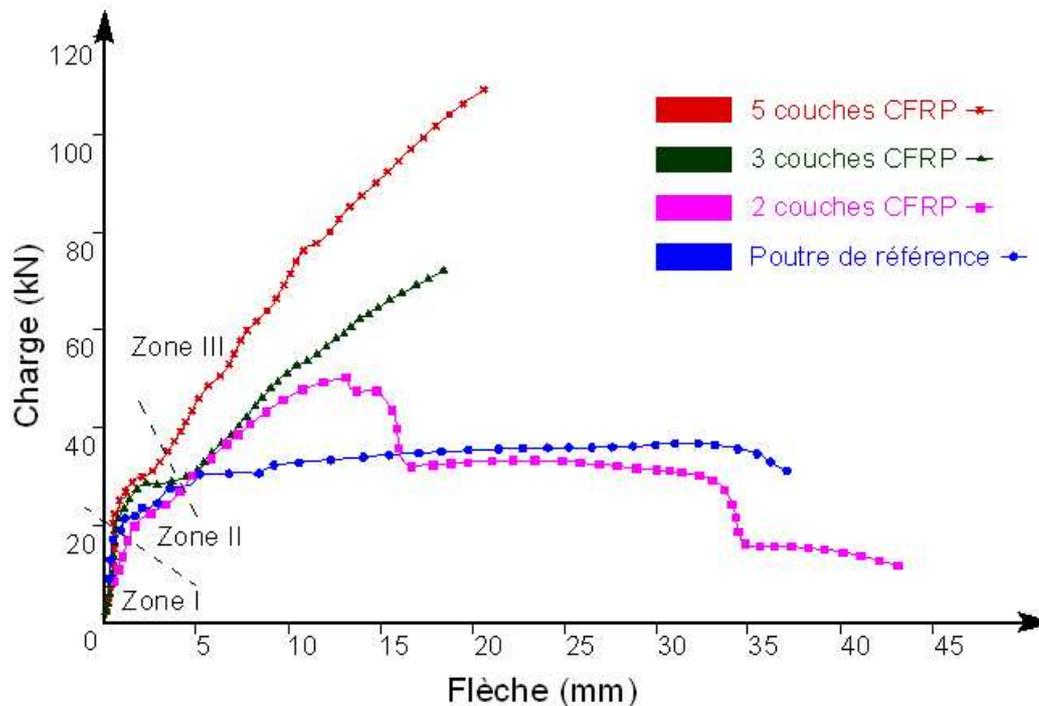


Fig.3.15. : Charge appliquée en fonction de la Flèche et du taux de renforcement de fibres de carbone.

La figure 3.15 montre les courbes « Charge-déplacement vertical » de la poutre de référence et des poutres renforcées. Il est visible sur cette figure que les courbes peuvent être décomposées en trois parties. Dans la première partie, le déplacement vertical augmente linéairement en fonction de la charge appliquée. Dans la deuxième partie, le déplacement augmente très rapidement avec l'augmentation de la charge. Dans la troisième partie, le déplacement vertical augmente également linéairement comme dans la première partie, mais la vitesse d'augmentation est moins élevée. Nous pouvons également observer, que la résistance mécanique à l'initiation de la fissuration dans le béton est légèrement améliorée avec l'augmentation du nombre de couches de tissu en fibres de carbone. Dans le cas d'une poutre en béton armé non renforcée et d'une poutre renforcée de 2 couches, la charge correspondant à l'initiation de la fissuration, est de 20kN. Par contre, dans le cas d'une poutre

renforcée de 5 couches de tissu en fibres de carbone, cette charge est de 28kN, soit 40% de plus.

Pour les poutres renforcées par collage de matériaux composites, la rupture globale a été provoquée par la rupture du matériau composite ou par la séparation de l'enrobage en béton de l'armature tendue. Dans un même temps, pour la poutre renforcée de deux couches de CFRP, nous avons observé une reprise de la charge par les barres d'acier tendues, après la rupture du matériau composite.

III.3.1.8 Charge ultime

La capacité portante de la poutre est identifiée par la valeur de la charge ultime, détectée dans l'histoire du chargement. La réponse de la poutre est observée dans les courbes charge-flèche obtenues par essais expérimentaux (*Fig. 3.15.*).

En fonction du taux de renforcement en matériaux composites apporté, une différence qualitative dans la réponse de la structure renforcée est observée.

Pour un taux de renforcement en matériaux composites relativement faible, la rupture du composite ne coïncide pas avec la rupture globale du système renforcé. Etant donné que le niveau de la force appliquée est relativement faible, il reste encore des réserves dans le béton et dans le renforcement intérieur en acier. La forme de la courbe charge- flèche tend à aller vers la courbe propre à la poutre non renforcée (la poutre de référence).

Pour un taux de renforcement plus élevé, la rupture du composite ou la rupture interfaciale qui a lieu dans l'enrobage du béton entraîne la rupture globale de la structure. Le niveau de la charge appliquée est beaucoup plus important que celui qui correspond à la rupture de la poutre non renforcée. La ruine est dominée par la rupture du composite.

L'aspect quantitatif de l'effet du renforcement en composite sur la capacité portante d'une poutre en béton armé est synthétisé dans le tableau suivant :

Tableau 3.4.: Charge ultime.

Poutre	Poutre de référence	CFRP 2 couches	CFRP 3 couches	CFRP 5 couches
Charge Ultime (kN)	37	50	73	109
Augmentation en % de la charge	0	35%	97%	194%

Ces résultats montrent clairement l'effet de l'augmentation du taux de renforcement sur la résistance mécanique de la structure en béton armé renforcée. Dans le cas où la poutre est renforcée de 3 couches de tissu en fibres de carbone, la résistance augmente de 97%. Dans le cas où le renforcement comprend 5 couches, la résistance augmente de 194%.

III.3.1.9 Déplacement vertical

D'après l'Eurocode 2 le déplacement vertical d'une poutre en béton armé ne doit pas dépasser la valeur $l/250$, où l représente la portée de la poutre. La flèche admissible calculée pour les poutres que nous étudions est égale à $f_0 = 9,6\text{mm}$. (Fig. 3.16.).

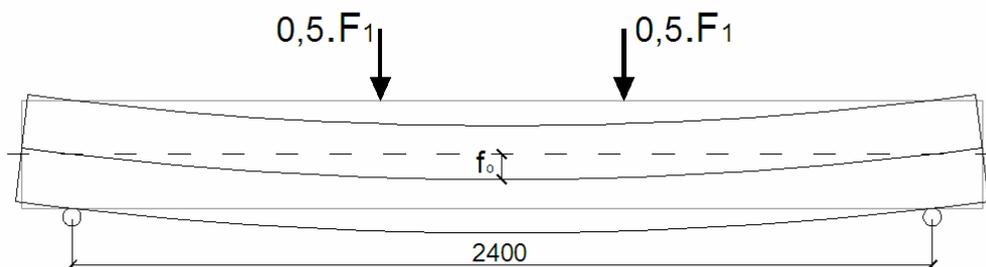


Fig. 3.16. : Flèche de la poutre.

Le dispositif utilisé dans nos essais pour mesurer la flèche de la poutre est représenté sur la *Fig.3.17*.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de la charge enregistrée lorsque le déplacement vertical maximal f_0 atteint 9,6mm. Il est visible que la poutre devient plus rigide avec l'augmentation du taux de renforcement. L'augmentation de la rigidité pour les poutres renforcées de 2, 3 et 5 couches est respectivement de 40%, de 56% et de 112%.

Tableau 3.5. : Charge correspondante à la flèche limite.

Poutre	Poutre témoin	2 couches CFRP	3 couches CFRP	5 couches CFRP
Charge (kN)	32	45	50	68
Augmentation en % de la charge		40%	56%	112%

Le déplacement vertical maximal enregistré par le capteur de déplacement augmente aussi avec l'augmentation du nombre de couches de CFRP. Il est de 13mm pour la poutre renforcée de 2 couches, 18,5mm de la poutre renforcée de 3 couches et de 21mm pour la poutre renforcée de 5 couches.



Fig.3.17. : Dispositif de mesure de la flèche de la poutre renforcée.

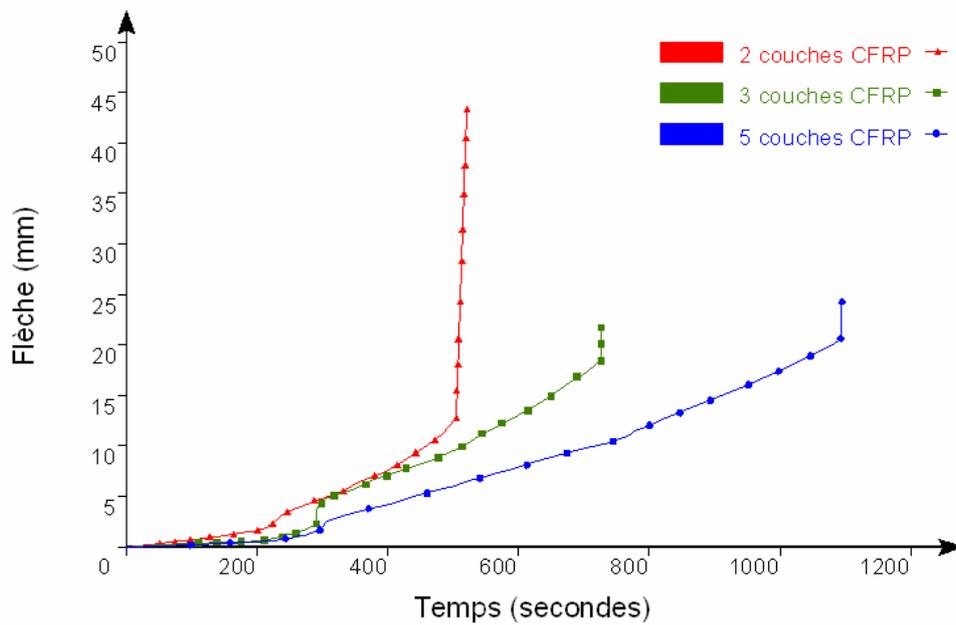


Fig. 3.18. : Évolution de la flèche en fonction du temps.

Sur la Fig. 3.18., on voit que le déplacement vertical de la poutre renforcée de deux couches de CFRP augmente plus rapidement que le déplacement vertical des poutres renforcées de 5 couches de CFRP. Pour la structure que nous étudions nous observons qu'avec l'augmentation du taux de renforcement de CFRP la vitesse de croissance du déplacement vertical devient moins élevée.

III.3.1.10 Extension transversale du béton dans la zone comprimée

Afin de compléter l'étude du comportement global des poutres, des capteurs de déplacement ont été installés sur la partie supérieure de la poutre pour détecter une extension transversale possible du béton dans la zone comprimée.

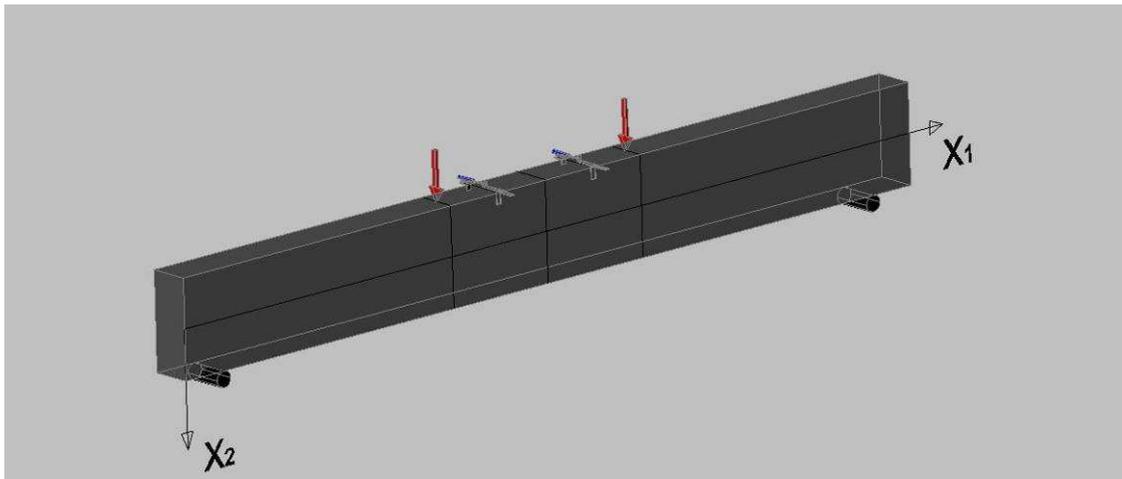


Fig.3.19.: Position des capteurs de déplacement suivant la direction transversale.

Suivant l'analogie de Ritter, dans la zone du moment fléchissant constant le béton dans la partie supérieure de la section est sollicitée en compression. Si on suppose que la largeur initiale de la poutre en béton armé est « b », les capteurs de déplacement sont mis en place pour détecter le déplacement « Δb ». La largeur de la poutre devient $b + \Delta b$ (Fig. 3.19.). Les valeurs de l'extension transversale enregistrée sont bien entendu très faibles, mais elles sont révélatrices des mécanismes de résistance et de rupture qui ont lieu dans la structure considérée.

Il est clair que la sollicitation est dans le plan « X_1, X_2 » et que la poutre se trouve dans un état de contraintes planes (Fig. 3.19.):

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & 0 \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3-1)$$

Dans le tenseur des déformations, une composante non nulle, due à l'effet de Poisson apparaît. :

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & 0 \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} \quad (3-2)$$

Nous rappelons ici, qu'entre les poutres de la série « A » et les poutres de la série « B » une différence au niveau des cadres a été prévue. Dans les poutres de la série « B » nous n'avons pas mis de cadres entre les points d'application de la charge, dans la zone du moment fléchissant constant. Nous avons comme objectif l'étude de l'effet de la présence des cadres sur le confinement du béton dans la zone comprimée de la section. Cependant dans les essais nous n'avons pas détecté une grande différence entre le déplacement transversal des poutres de la série « A » et de la série « B », renforcées de trois couches de FRP.

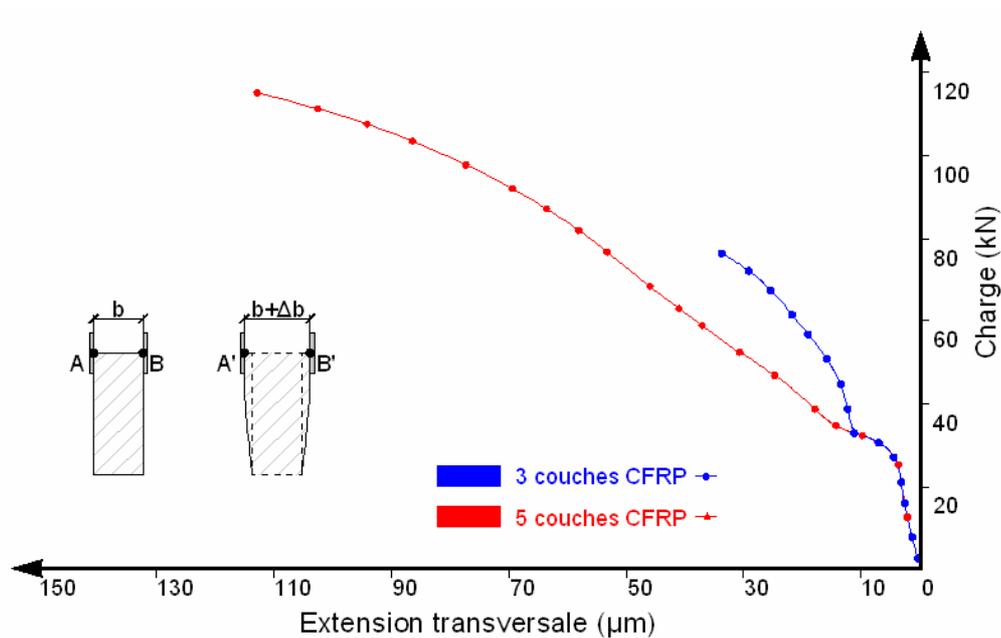


Fig.3.20.: Évolution de l'extension transversale du béton (Δb).

Par contre nous avons observé une extension transversale mieux prononcée dans la poutre renforcée de 5 couches de FRP (Fig. 3.20.). L'augmentation du taux de renforcement en FRP permet d'atteindre un niveau de charge plus élevé. En conséquence, l'effort en compression dans la zone comprimée est plus important. Les contraintes générées dans le béton sollicité en compression se rapprochent du seuil qui marque le début de la variation du coefficient de Poisson. Une extension transversale du béton plus importante a lieu dans la zone comprimée. Nous rappelons ici que le coefficient de Poisson n'est pas constant pendant l'histoire de chargement, même pour le cas d'un chargement radial. Sa variation est liée avec l'anisotropie induite par l'endommagement.

III.3.2 MODES DE RUPTURE GLOBALE OBSERVES

Les résultats expérimentaux montrent que la capacité portante et la rigidité des poutres renforcées augmentent en fonction du volume du renforcement en matériaux composites. Dans cette partie, nous présentons les modes de rupture des poutres renforcées.

Comme nous l'avons discuté dans le premier chapitre il existe trois modes de ruine dans une poutre en béton armé, sollicitée en flexion quatre points :

- Ecrasement du béton par compression,
- Ecoulement plastique des armatures tendues et propagation de la fissure due au moment fléchissant,
- Apparition et propagation des fissures dues à l'effort tranchant.

La mise en place de renforcement transversal (des cadres en acier) exclue le mode de rupture dû à l'effort tranchant. La mise en place d'une quantité d'armature tendue insuffisante entraîne une rupture globale provoquée par la propagation instable de la fissure due à la flexion (*Fig. 3.21.*).

Dans le cas d'une poutre en béton armé, renforcée de deux couches de matériaux composites, après la rupture du matériau composite l'allure de la courbe « Charge-flèche », est devenue pareille à l'allure de la courbe « Charge-flèche », enregistrée pour la poutre de référence.

La rupture de la poutre s'est produite suite à une propagation instable de la fissure due au moment fléchissant (*Fig. 3.22.*).



Fig. 3.21. : Poutre de référence: Rupture due au moment fléchissant.



Fig. 3.22. : Rupture de la poutre renforcée par 2 couches de matériau composite.

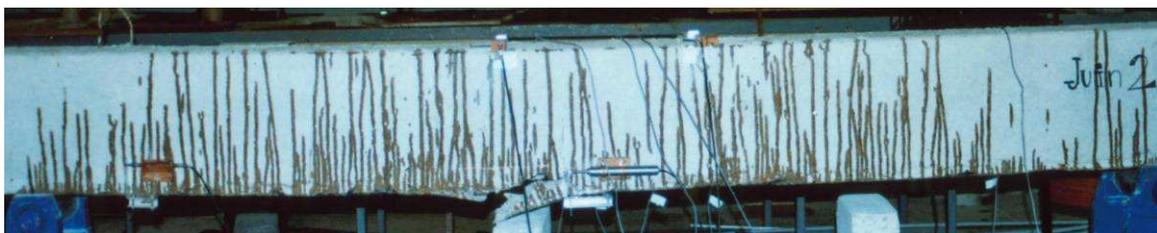


Fig.3.23.: Rupture de la poutre renforcée par 3 couches de matériau composite.

Pour la poutre renforcée par trois couches de tissu en fibres de carbone, nous avons observée une rupture du matériau composite, accompagnée d'une rupture dans l'enrobage en béton (*Fig.3.23.*).



Fig. 3.24.: Rupture de la poutre renforcée par 5 couches de matériau composite.

Dans le cas d'une poutre renforcée par cinq couches de tissu en fibres de carbone, la rupture s'est produite par décollement du renforcement en matériau composite (*Fig. 3.24.*).

Nous n'avons pas observé de rupture à l'interface béton-matériau composite. Elle a été évitée suite au traitement de la poutre en béton armé. Nous avons sablé la surface, sur laquelle le matériau composite a été collé pour assurer la bonne adhérence entre le matériau composite et la poutre renforcée.



Fig.3.25.: Rupture de la poutre renforcée par 3 couches de tissus en fibres de carbone.



Fig. 3.26. Rupture de la poutre renforcée par 5 couches de tissus en fibres de carbone.

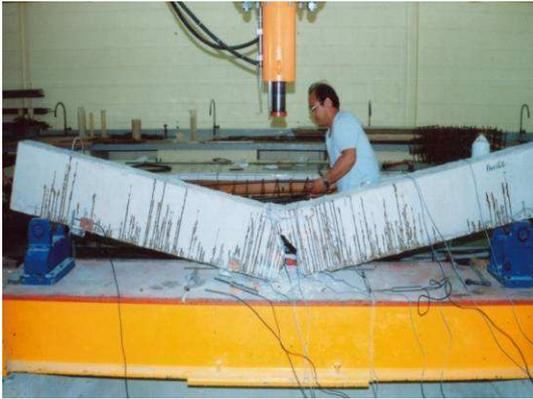
Les figures (*Fig.3.25.*) et (*Fig. 3.26.*) montrent un zoom de la rupture des poutres renforcées de trois couches et de cinq couches de matériaux composites. Il est visible que la rupture a lieu à l'interface acier- béton.

Les modes de rupture que nous avons observés sont synthétisés dans le tableau suivant :

Tableau 3.6. : Modes de rupture observés.



Poutre de référence



Poutre renforcée de 2 couches CFRP- série « A »



Poutre renforcée de 3 couches CFRP- série « A »



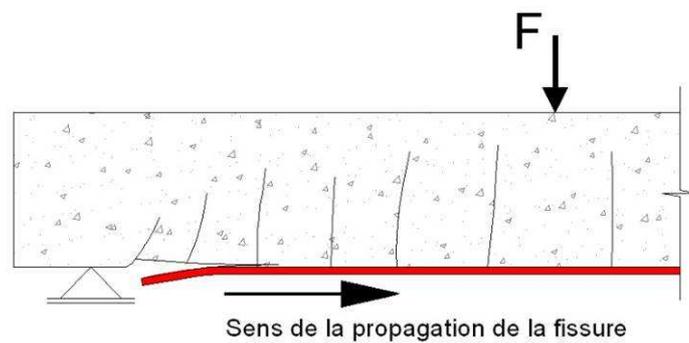
Poutre renforcée de 3 couches CFRP- série « B »



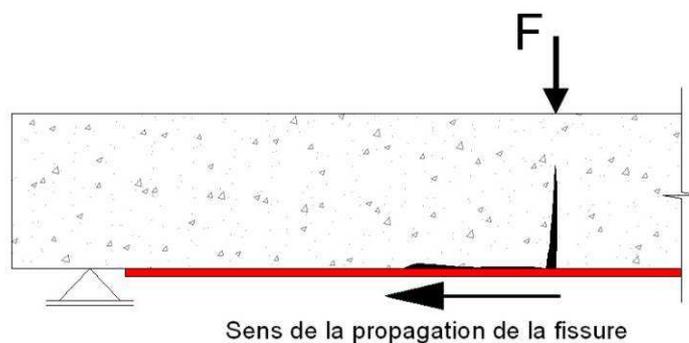
Poutre renforcée de 5 couches CFRP- série « B »

III.3.3 COMPORTEMENT LOCAL

Des jauges de déformation ont été installées sur la trajectoire hypothétique de la fissure qui a lieu dans le joint adhésif. A la base des travaux de recherche précédents ([CHA-94], [MEI-95], [BUY-98], [GAR-98], [TAL-01], [SMI-02]) deux hypothèses sont formulées sur l'endroit d'initiation et sur le sens de la propagation de la fissure interfaciale. Elle peut être amorcée dans la zone, voisine à l'extrémité de l'élément de renforcement en matériau composite et se propage vers la section médiane (*Fig. 3.27.a*) ou elle est amorcée au voisinage d'une fissure dans le béton et se propage vers le support (*Fig. 3.27b*). En tout cas la rupture à l'interface béton matériau composite se propage le long du joint adhésif.



a)



b)

Fig. 3.27. : Hypothèse sur les modes de ruptures dans une poutre en béton armé sous dimensionnée, renforcée par collage de matériau composite et sollicitée en flexion 4 points.

Le joint adhésif est constitué de trois composantes : matériau composite, couche adhésif, enrobage en béton. Nous avons installé des jauges de déformation sur les barres d'acier tendues (Fig. 3.28.), et sur le matériau composite (Fig. 3.29.). De cette façon nous pouvons détecter la rupture locale éventuelle dans les substrats. Avec la préparation de la surface de la poutre en béton armé, sur la quelle nous avons collé le matériau composite nous avons évité la rupture dans la couche adhésive.

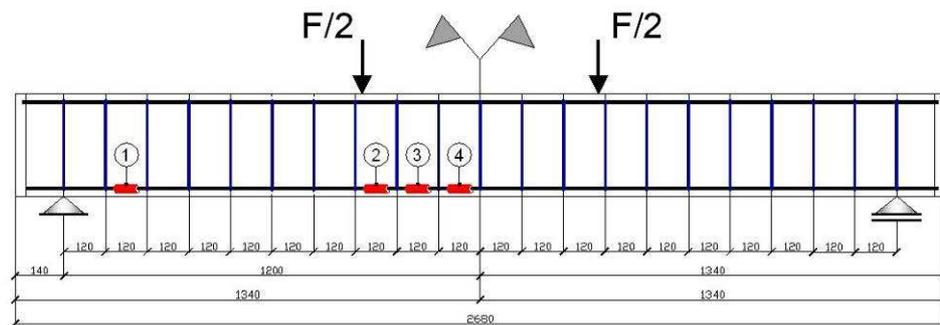


Fig.3.28. : Positions des jauges sur l'acier.

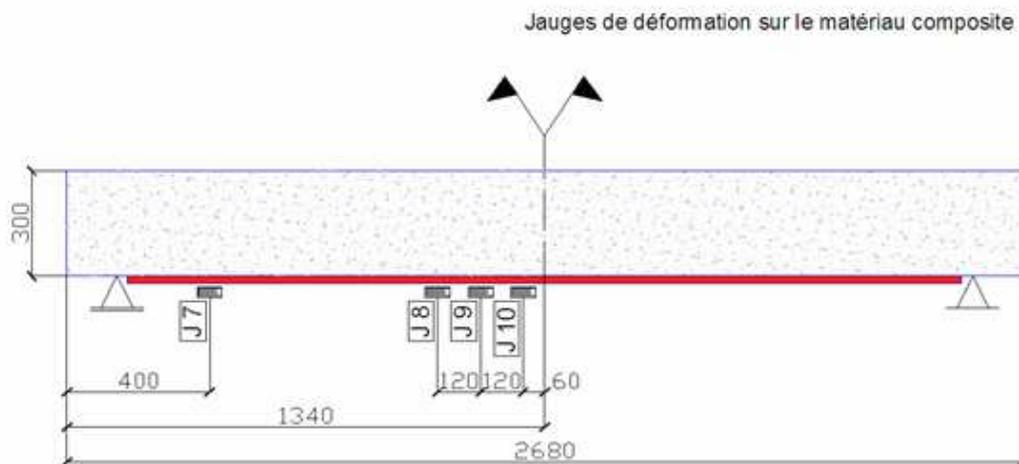


Fig. 3.29. : Position des jauges de déformation sur le renforcement extérieur en matériau composite.

Nous identifions la rupture locale avec les « anomalies » observées sur les courbes temps-déformation. Si nous supposons que la déformation est une fonction du temps, nous pouvons faire l'hypothèse que la rupture locale a lieu dans le moment où on observe un extremum de la fonction $\varepsilon = \varepsilon(t)$ (Fig. 3.30.). Dans ce point, la dérivée de la fonction considérée change de signe. La déformation commence à décroître et revient à zéro. La chute de la déformation peut être liée à une libération d'énergie respectivement à une rupture dans cet endroit.

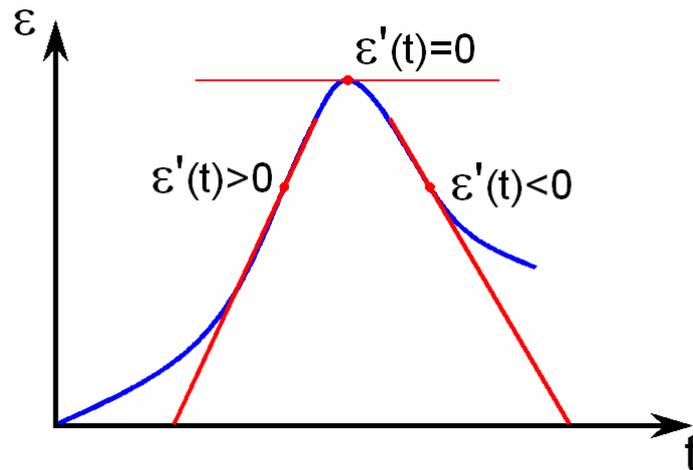


Fig. 3.30. : Convention pour la rupture locale

III.3.3.11 Déformations dans la barre d'acier

- **Poutre de référence (PA₀)**

Les variations des déformations générées par la force appliquée, enregistrées par les jauges « J-2 », « J-3 » et « J-4 » sont présentées sur la (Fig. 3.31.). Etant négligeable, La déformation enregistrée par la jauge « J-1 » n'est pas montrée sur cette figure. D'après la théorie classique des poutres les trois jauges doivent enregistrer des déformations identiques. Cependant, les courbes expérimentales diffèrent légèrement. La différence dans l'allure des courbes $F = F(\varepsilon)$ est provoquée par l'initiation de la fissuration dans le béton. Dans le cas où la barre d'acier est traversée par une fissure, on observe dans la zone d'intersection un gradient de la déformation. La figure 3.32 montre l'évolution des déformations avec le temps. Sur cette figure nous pouvons repérer l'initiation de la fissuration dans le béton par le fort gradient de la déformation.

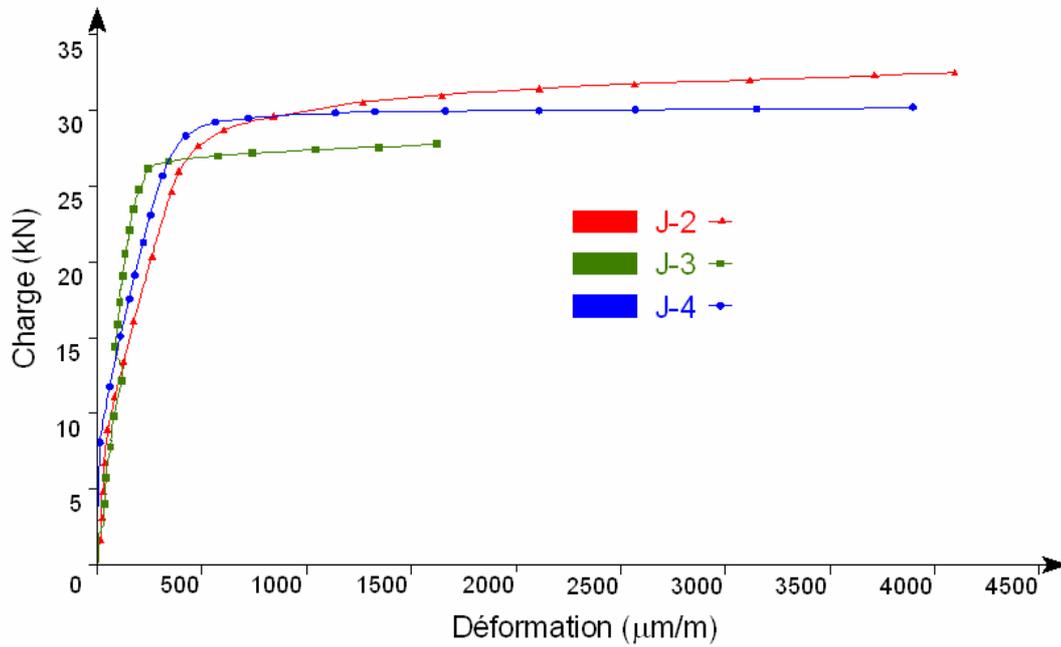


Figure 3. 31. : Poutre de référence (PA₀). Courbes « Charge-déformation » enregistrées par les jauges « J-2 », « J-3 » et « J-4 ».

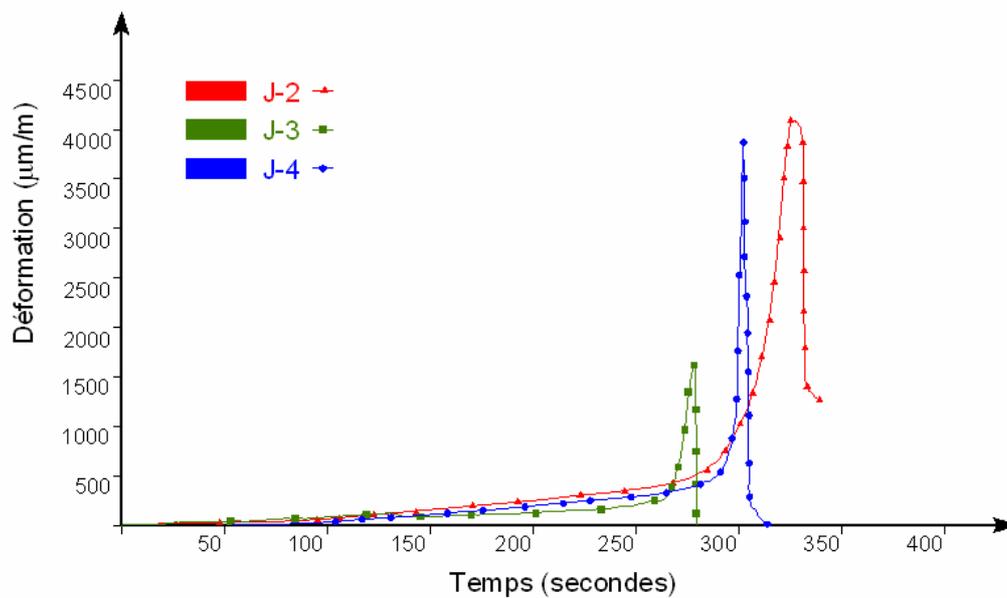


Fig.3.32.: Poutre de référence (PA_0). Courbes « déformation-temps » enregistrées par les jauges « J-2 », « J-3 » et « J-4 ».

Restant dans cette logique nous pouvons supposer, que la première fissure initiée, traverse la barre d'acier dans la zone de jauge « J-3 ». Des fissures sont ensuite initiées dans la zone des jauges « J-4 » et « J-2 ». La fissure détectée par la jauge « J-3 » est initiée à la 260^{ème} seconde, soit à un niveau de la charge appliquée égale à 26kN. Les jauges « J-2 » et « J-4 » détectent simultanément une fissure, lorsque la charge appliquée atteint 29kN.

Une rupture locale est détectée d'abord par la « J-4 » et ensuite par « J-2 » (Fig. 3.32.)

- **Poutre renforcée de deux couches de matériau composite (PA_1).**

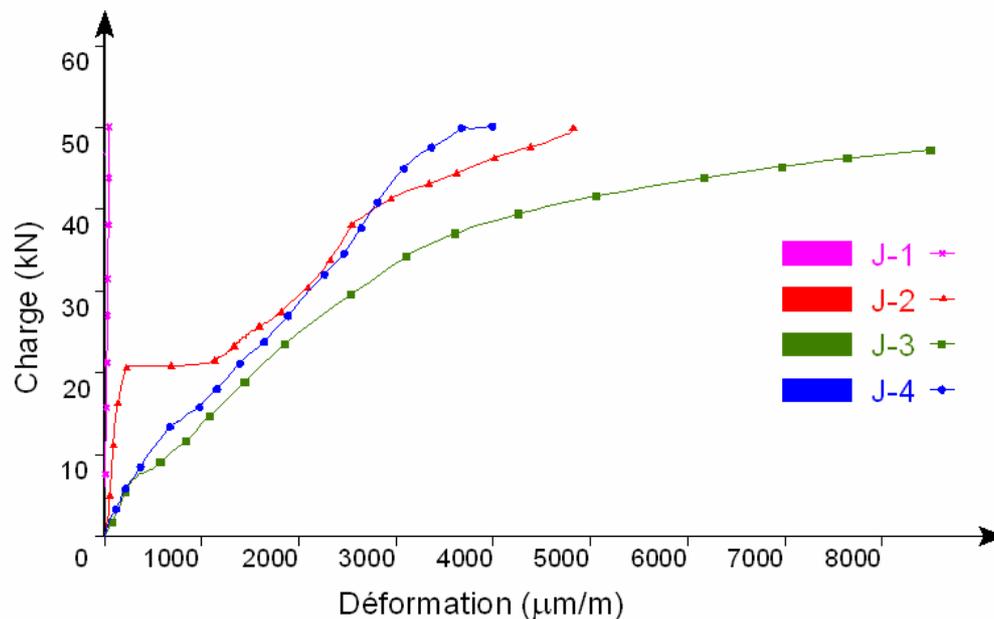


Fig. 3.33.: Poutre renforcée de 2 couches de CFRP (PA_1). Courbes « Charge-déformation » enregistrées par les jauges « J-1 », « J-2 », « J-3 » et « J-4 ».

La déformation détectée par la jauge « J-1 » est négligeable par rapport aux déformations détectées par les autres jauges. Jusqu'à rupture nous n'observons pas de

déformation importante mesurée par « J-1 ». En conséquence nous n'avons pas d'indications pour une concentration des contraintes dans la zone de la jauge « J-1 », située au voisinage des supports.

La rupture locale est détectée d'abord par la jauge « J-3 » (Fig. 3.34.) et ensuite par « J-2 » (Fig. 3.34.). Bien que pour la courbe $\varepsilon_{j-4} = \varepsilon(t)$ on n'observe pas d'extremum, le moment de la rupture globale de la poutre coïncide avec sa valeur maximale. Nous supposons que la raison de l'absence de la phase « post-pic » peut être expliquée par le fait, que lors de la rupture la barre d'acier tendue était rompue. La libération d'énergie s'est produit très vite et la jauge de déformation n'a pas pu enregistrer la phase « post-pic ».

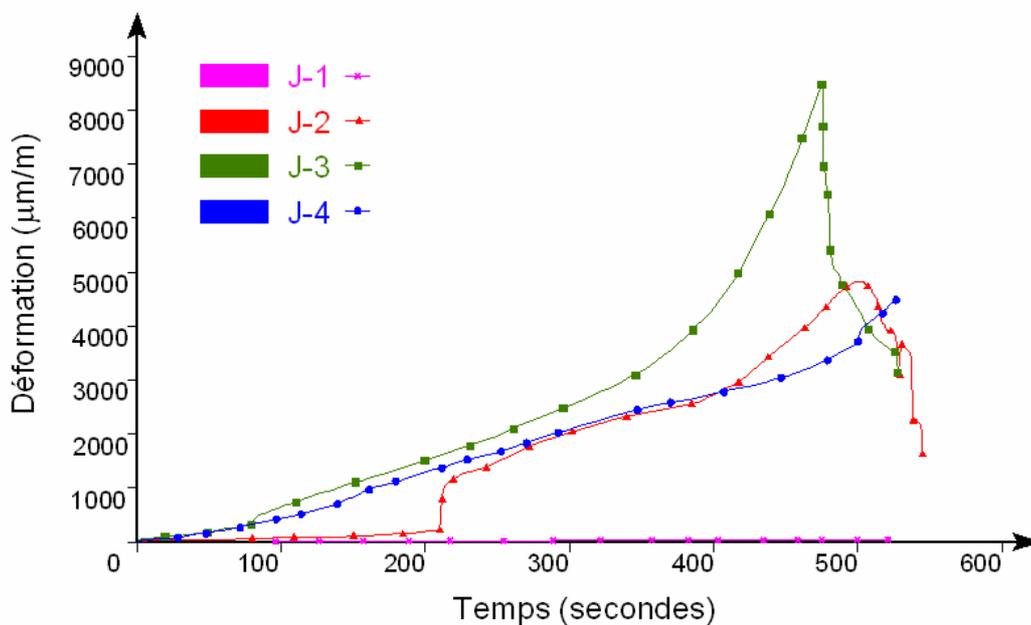


Fig.3.34. : Poutre renforcée de 2 couches de CFRP (PA₁). Courbes « Déformation-temps » enregistrées par les jauges « J-1 », « J-2 », « J-3 » et « J-4 »

Pour résumer la première rupture locale détectée dans la barre d'acier tendue de la poutre renforcée de deux couches de CFRP a été détectée par la jauge « J-3 » avec une valeur maximale de la déformation de 8500 µm/m. Des ruptures locales sont ensuite détectées par les jauges « J-2 » et « J-4 ». Il faut noter que cette valeur est très élevée par rapport à la

déformation à la limite élastique, mais elle semble justifiée dans le contexte de l'essai, étant donné que la flèche maximale atteinte par la poutre était de 44mm.

- **Poutre renforcée de trois couches de matériau composite (PA₂).**

La variation de la déformation en fonction de la charge appliquée pour la poutre renforcée de 3 couches de tissus en fibres de carbone est représentée sur la figure 3.35. Il est visible que la déformation près de l'appui du modèle expérimental (« J-1 ») est moins élevée que les déformations dans la zone entre les points d'application de la charge (« J-2 », (« J-3 », (« J-4 »).

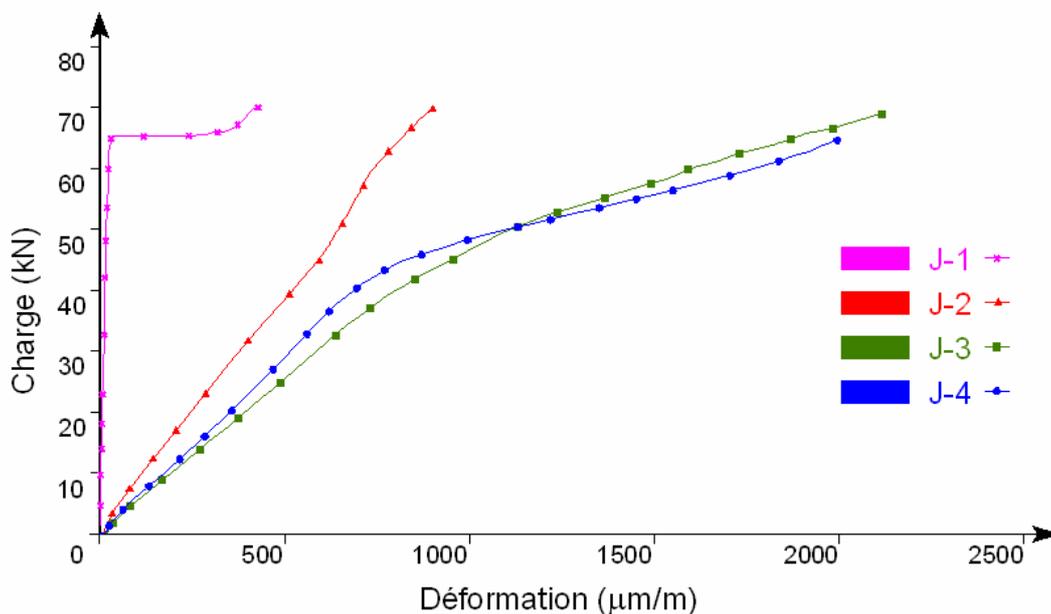


Fig.3.35. : Poutre renforcée de 3 couches de CFRP (PA₂). Courbes « Force- déformation » enregistrées par les jauges « J-1 », « J-2 », « J-3 » et « J-4 ».

Sur la même figure on observe que les jauges « J-3 » et « J-4 » détectent l'initiation des fissures pour une charge appliquée d'environ 40kN. L'initiation d'une fissure dans la zone au voisinage du support est détectée par la jauge « J-1 » pour une charge appliquée de 65kN.

La variation de la déformation à la position de la jauge « J-3 » est pratiquement similaire que celle à la position de la jauge « J-4 ».

La valeur de la déformation maximale est plus faible par rapport à la valeur maximale obtenue pour la poutre de référence, soit $2,1\mu\text{m}/\text{m}$ contre $4,1\mu\text{m}/\text{m}$.

Sur la figure 3.36 nous pouvons observer les extremums des courbes $\varepsilon = \varepsilon(t)$. La première rupture locale est détecté par la jauge « J-4 », suivie par les ruptures locales détectées par les jauges « J-3 » et « J-2 ». La jauge « J-1 » détecte une augmentation de la déformation de la barre d'acier dans la zone au voisinage du support. Le moment d' « activation » de la jauge « J-1 » coïncide avec la rupture locale détectée par la jauge « J-4 ». Dans le moment où la rupture globale surgit, la jauge « J-1 » détecte une certaine déformation qui reste inférieure aux déformations enregistrées par « J-2 », « J-3 », « J-4 ». La déformation maximale détectée par la jauge « J-1 » est $429\mu\text{m}/\text{m}$ tandis que les déformations maximales détectées par « J-2 », « J-3 » et « J-4 » sont $902\mu\text{m}/\text{m}$, $2131\mu\text{m}/\text{m}$ et $2005\mu\text{m}/\text{m}$ respectivement.

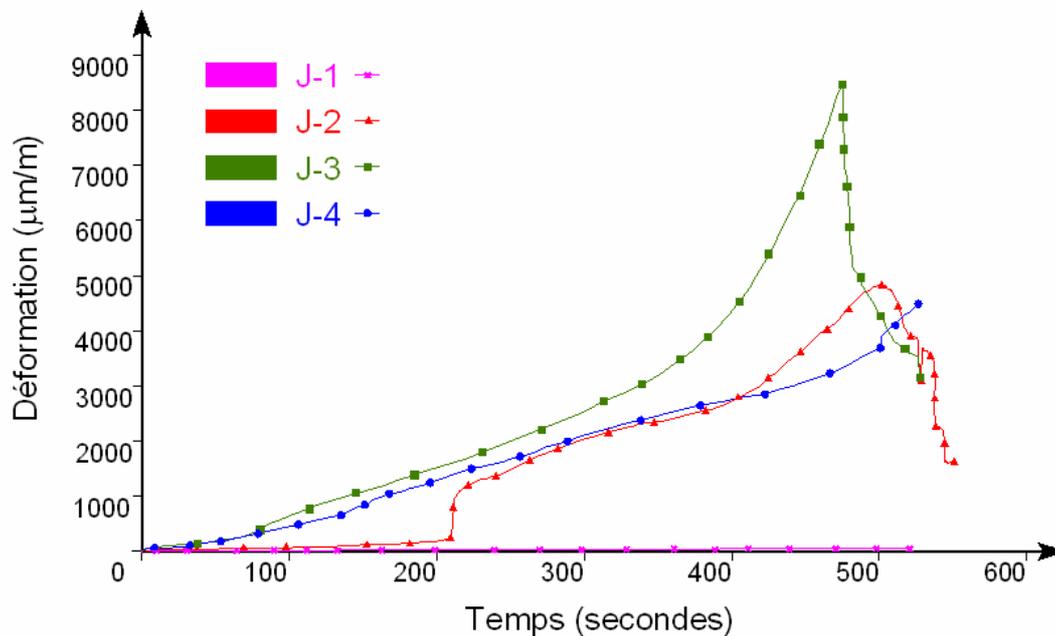


Fig.3.36.: Poutre renforcée de 3 couches de CFRP (PA_2). Courbes « Déformation- temps » enregistrées par les jauges « J-1 », « J-2 », « J-3 » et « J-4 ».

- **Poutre renforcée de trois couches de matériau composite (PB₂).**

Pour la poutre de la série « B » renforcée de 3 couches de CFRP, la déformation détectée par la jauge « J-1 » reste négligeable (*Fig. 3.37*).

Les courbes « Charge-déformation » enregistrées par les jauges « J-2 », « J-3 » et « J-4 » peuvent être décomposées en 4 zones. Avant l'initiation de la fissuration dans le béton, la déformation augmente linéairement en fonction de la charge appliquée. La déformation du béton est égale à la déformation de l'acier. La déformation de l'acier reste inférieure à la déformation limite du béton sollicité en traction. Après l'initiation de la fissuration dans le béton, la déformation augmente très rapidement. A titre d'exemple la jauge « J-4 » enregistre une variation de la déformation égale à 649 $\mu\text{m/m}$ pour une augmentation de la charge appliquée, égale à 1,3kN. Dans cette phase du comportement de la poutre renforcée, l'effort de traction dans la zone tendue est repris par l'armature.

Dans les deux phases suivantes les déformations augmentent linéairement, comme la pente de la quatrième phase est moins élevée que la pente de la troisième.

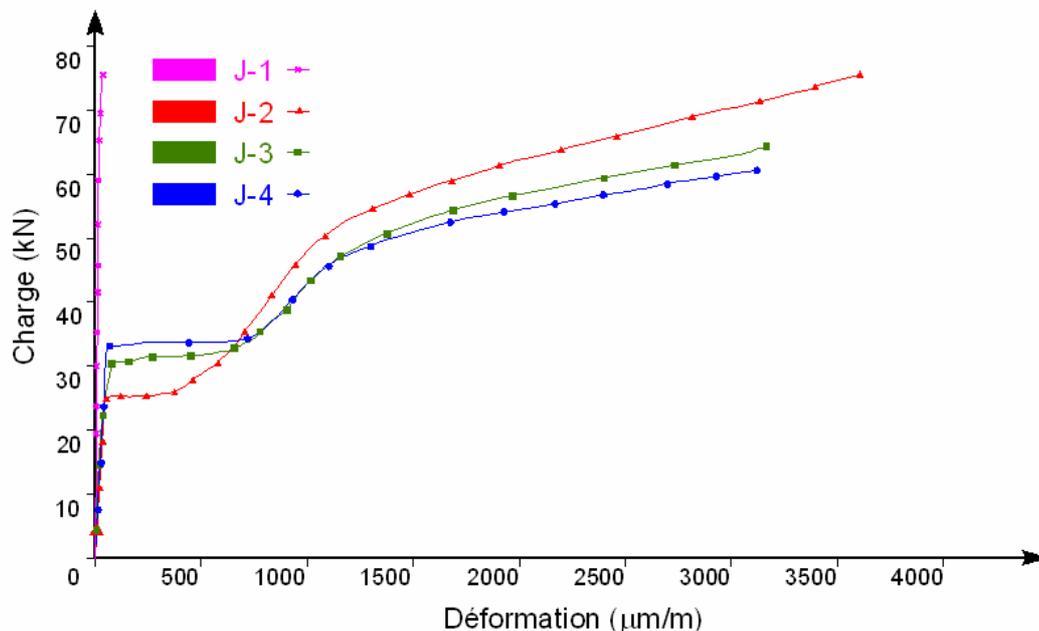


Fig.3.37.: Poutre renforcée de 3 couches de CFRP (PB_2). Courbes « Charge- déformation » enregistrées par les jauges « J-1 », « J-2 », « J-3 » et « J-4 ».

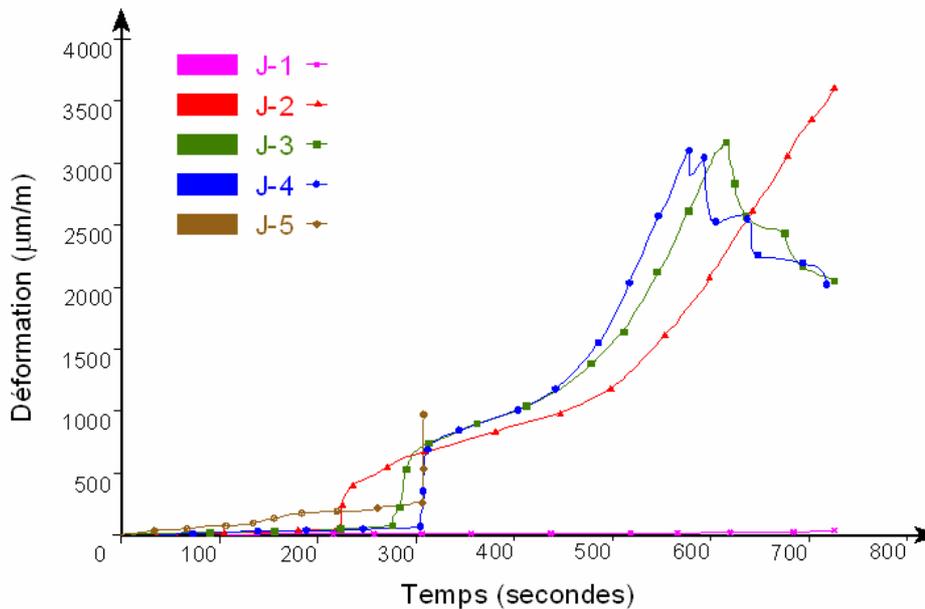


Fig. 3.38.: Poutre renforcée de 3 couches de CFRP (PB_2). Courbes « Déformation- temps » enregistrées par les jauges « J-1 », « J-2 », « J-3 », « J-4 » et « J-5 ».

A un niveau de charge égale approximativement à 22kN la jauge « J-2 » détecte l'initiation d'une fissure (Fig. 3.38) suivie par la jauge « J-3 » et « J-4 ». La jauge « J-5 » est collée sur le béton. Le moment où cette jauge arrête d'enregistrer la déformation marque l'initiation de la fissuration dans le béton.

La jauge « J-5 » est collée sur le béton (Fig. 3.39). La figure 3.38 montre que l'initiation de la fissuration du béton, détectée par la jauge « J-5 » coïncide avec la manifestation d'un fort gradient de la déformation dans la barre d'acier. (« J-4 » Fig. 3.38). Les jauges « J-4 » et « J-5 » ont la même abscisse.

La séquence de détection de la rupture locale est inverse. La première rupture locale est détectée par la jauge « J-4 ». Des ruptures locales sont ensuite détectées par les jauges « J-3 » et « J-2 » (Fig. 3.38).

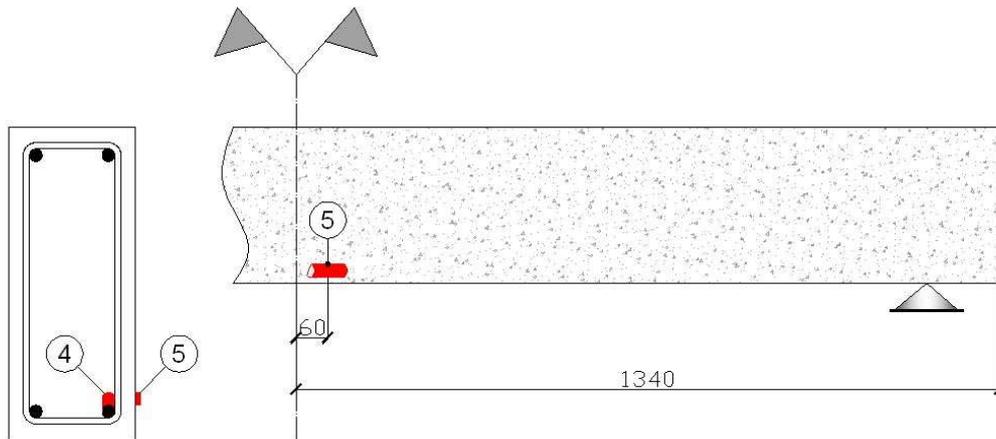


Fig.3.39.: Poutre renforcée de 3 couches de CFRP (PB_2). Jauge « J-5 », collée sur le béton.

- **Poutre renforcée de 5 couches de matériau composite (PB_1)**

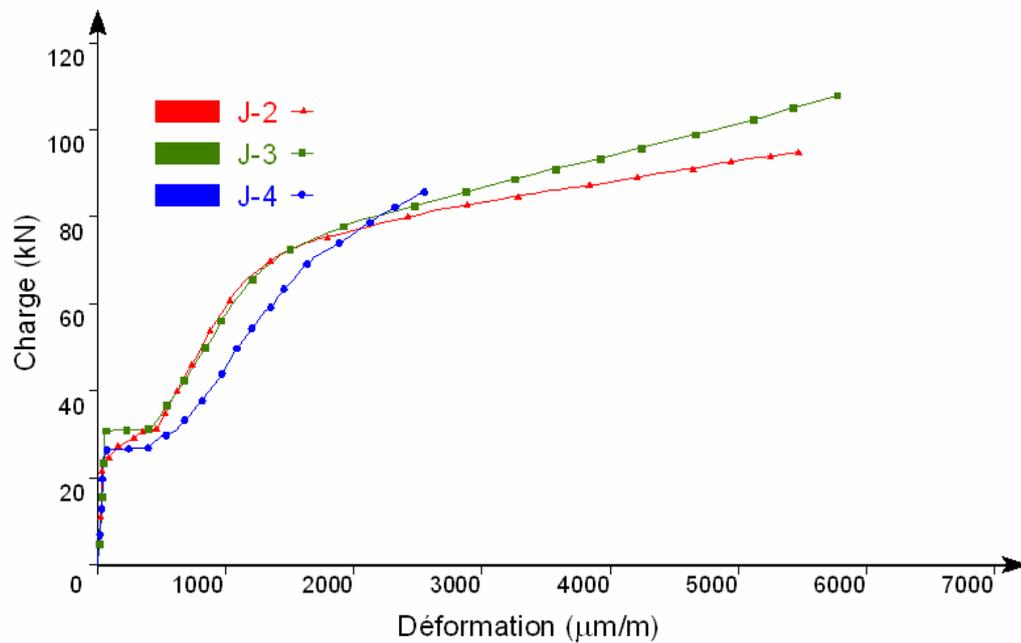


Fig.3.40.: Poutre renforcée de 5 couches de CFRP (PB_1). Courbes « Charge-déformation » enregistrées par les jauges « J-2 », « J-3 » et « J-4 ».

Pour la poutre renforcée de 5 couches de CFRP (Fig. 3.40), nous observons les mêmes courbes « Charge-déformation » que celles enregistrées par les jauges installées sur la poutre PB₂. Nous pouvons repérer les quatre étapes de comportement de l'acier, comme nous les avons définies pour la poutre PB₂. La première étape d'évolution linéaire des déformations est suivie par une deuxième étape d'« activation » des barres d'acier provoquée par la fissuration dans la zone tendue de la section en béton. Après l'initiation de la fissuration nous observons deux étapes d'évolution linéaire, comme dans la deuxième étape la vitesse d'augmentation des déformations est plus élevée.

Sur la figure 3.41 nous pouvons observer, que la séquence dans laquelle on observe les extremums des fonctions $\varepsilon_{ji} = \varepsilon(t)$ est la suivante : $\varepsilon_{j4} = \varepsilon(t)$, $\varepsilon_{j2} = \varepsilon(t)$, $\varepsilon_{j3} = \varepsilon(t)$.

En ce qui concerne l'initiation de la fissuration, elle est détectée d'abord par la jauge « J-2 », et ensuite par les jauges « J-4 » et « J-3 ».

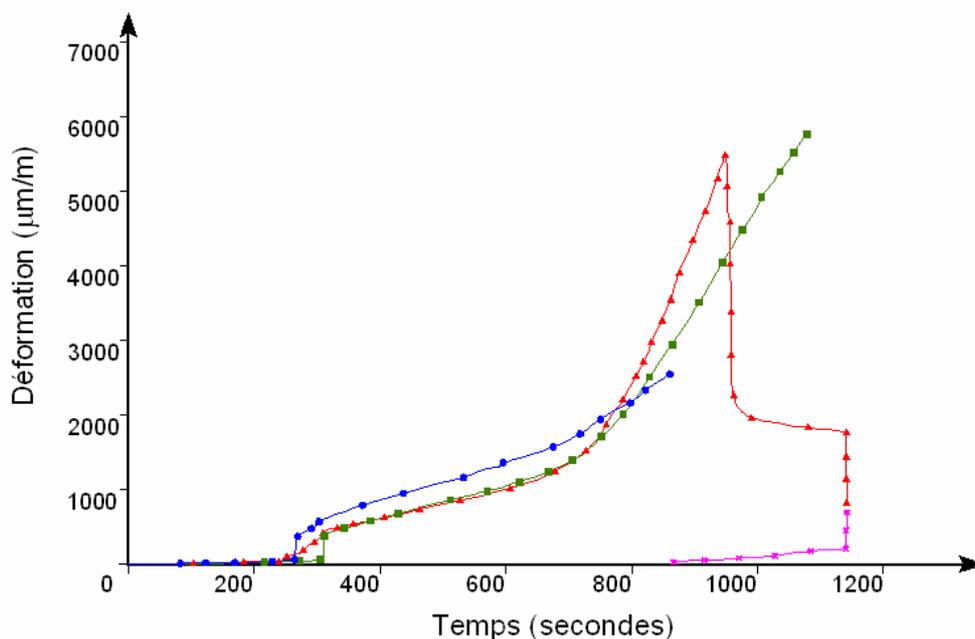


Fig. 3.41.: Poutre renforcée de 5 couches de CFRP (PB₁). Courbes « Déformation-temps » enregistrées par les jauges « J-2 », « J-3 » et « J-4 ».

La figure 3.42 montre les courbes « Charge-Déformation » pour les différentes poutres enregistrées par la jauge à la position « 3 ». Cette figure illustre l'effet du renforcement en matériau composite sur le comportement mécanique de la structure renforcée. Avec l'augmentation du taux du renforcement de matériau composite nous observons une augmentation de la déformation maximale atteinte. Nous observons également une augmentation de la résistance à la fissuration de la poutre renforcée par rapport à la poutre de référence (32kN pour les poutres renforcées contre 22kN de la poutre de référence. En même temps la résistance à l'initiation de la fissuration n'augmente avec l'augmentation du nombre de couches de CFRP. Pour les poutres PB₁ et PB₂ l'initiation des fissures se produit au même niveau de la charge appliquée.

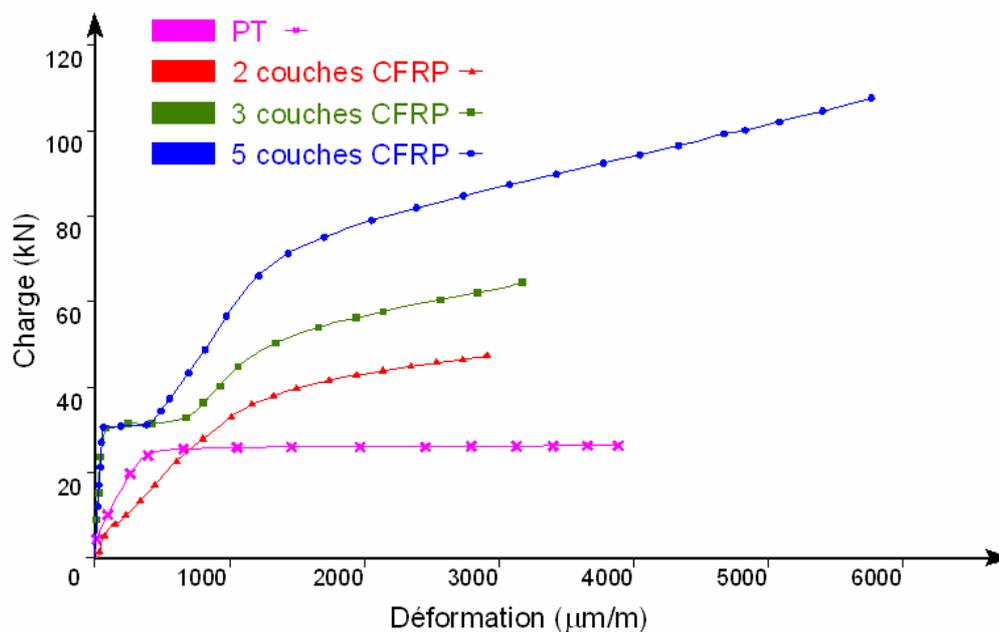


Fig. 3.42.: Courbes « Charge- Déformation » enregistrées par la jauge à la position « 3 » pour les différents poutres.

III.3.3.12 Déformations dans le matériau composite

Les figures suivantes présentent les évolutions des déformations enregistrées par les jauges « J-7 », « J-8 », « J-9 » et « J-10 » installées sur la surface du matériau composite. Sachant que la fissuration dans le béton provoque un fort gradient dans le matériau composite,

dans la zone d'intersection, nous pouvons détecter l'initiation de la fissuration dans la poutre en béton armé. Dans cette section nous nous intéressons aussi au comportement local en termes de déformation au moment de manifestation de la rupture globale.

- **Poutre renforcée de deux couches de matériau composite (PA₁).**

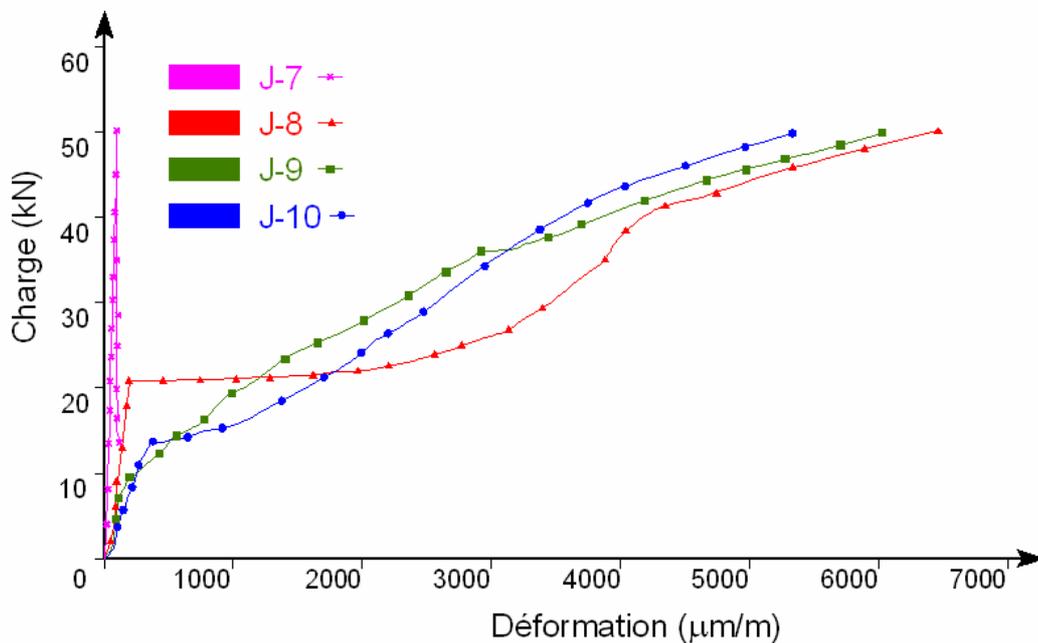


Fig. 3.43. : Poutre renforcée de 2 couches de CFRP (PA₁). Courbes « Charge-Déformation » enregistrées par les jauges « J-7 », « J-8 », « J-9 » et « J-10 ».

Pour la poutre renforcée de deux couches de matériau composite l'initiation de la fissure est détectée par la jauge « J-10 » à un niveau de la charge appliquée égale à 13kN. L'apparition d'une autre fissure est détectée par la jauge « J-8 », lorsque la charge appliquée est approximativement 21kN (Fig. 3.43).

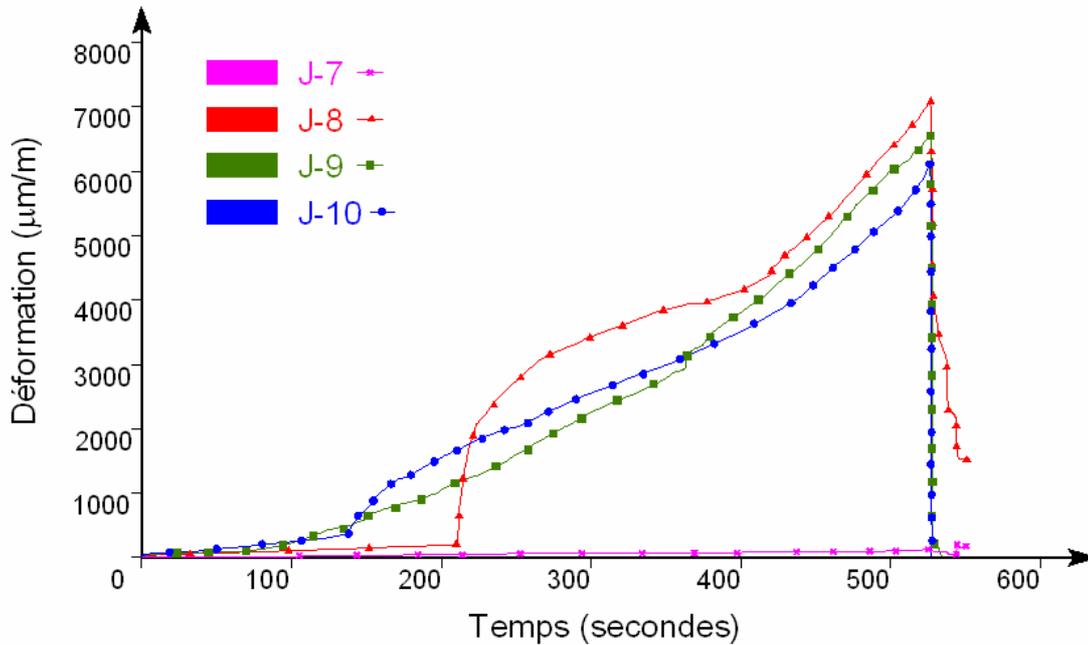


Fig. 3.44.: Poutre renforcée de 2 couches de CFRP (PA₁). Courbes « Déformation-temps » enregistrées par les jauges « J-7 », « J-8 », « J-9 » et « J-10 ».

Dans le moment où la rupture globale survient, les jauges installées sur la surface du matériau composite arrêtent d'enregistrer une croissance des déformations simultanément. (Fig. 3.44.). Dans l'allure des fonctions $\varepsilon = \varepsilon(t)$ nous observons une brusque chute.

- **Poutre renforcée de trois couches de matériau composite (PB₂).**

Pour la poutre renforcée de trois couches de CFRP le mécanisme de fissuration dans le béton se manifeste dans la plage de la force appliquée 22-32kN. L'initiation des fissures est détectée dans la séquence suivante : « J-8 », « J-9 » et « J-10 » (Fig. 3.45 et Fig. 3.46).

La Fig. 3.46 montre que dans le moment de la rupture globale de la structure les jauges de déformation installées sur le matériau composite arrêtent d'enregistrer les données simultanément. Il est à noter que dans la zone au voisinage du composite un gradient de la déformation est observé juste avant la rupture globale (Fig. 3.46 « J-1 »). La déformation enregistrée par la jauge « J-1 » reste en même temps plus faible que les déformations enregistrées par les autres jauges.

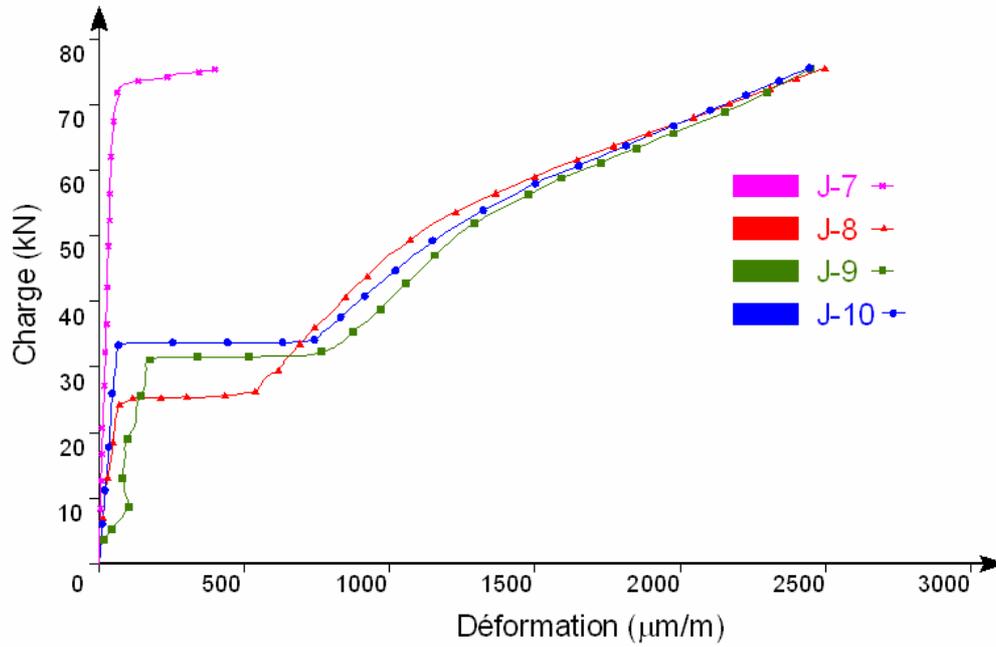


Fig. 3.45. : Poutre renforcée par 3 couches de CFRP (PB₂). Courbes « Charge-déformation » enregistrées par les jauges « J-7 », « J-8 », « J-9 » et « J-10 ».

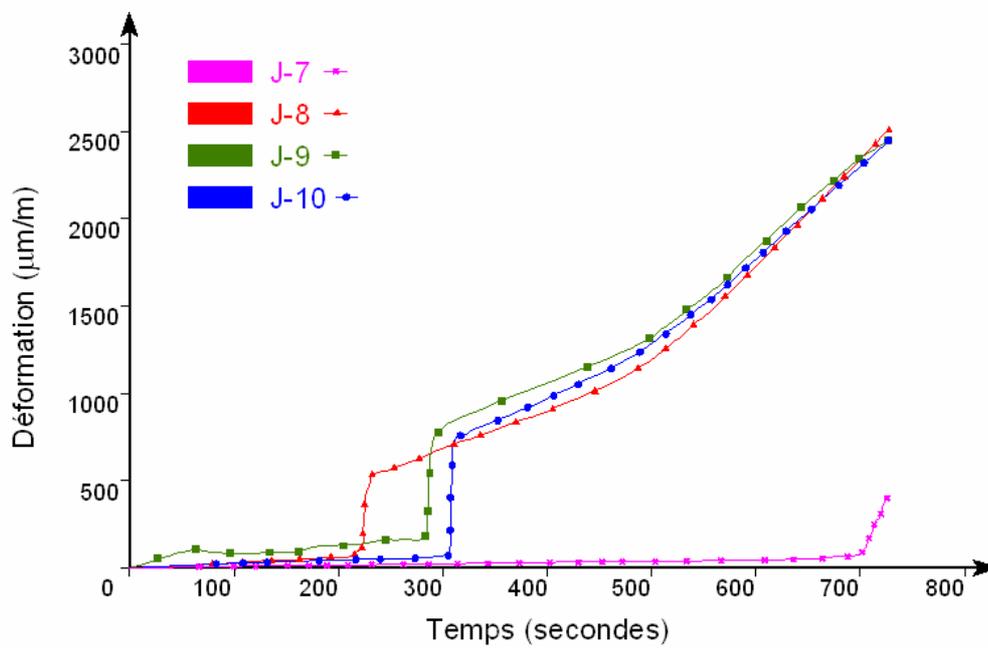


Fig. 3.46. : Poutre renforcée par 3 couches de CFRP (PB₂). Courbes « Déformation-temps » enregistrées par les jauges « J-7 », « J-8 », « J-9 » et « J-10 ».

- Poutre renforcée de trois couches de matériau composite (PA₂).

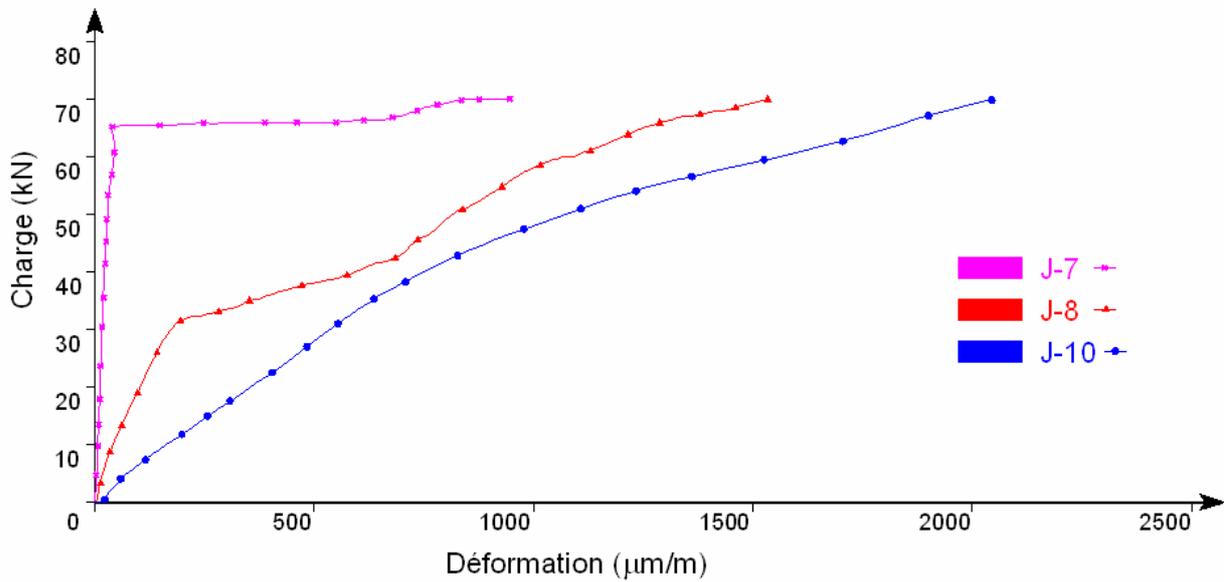


Fig. 3.47. : Poutre renforcée de 3 couches de CFRP (PA₂). Courbes « Charge-Déformation » enregistrées par les jauges « J-7 », « J-8 » et « J-10 ».

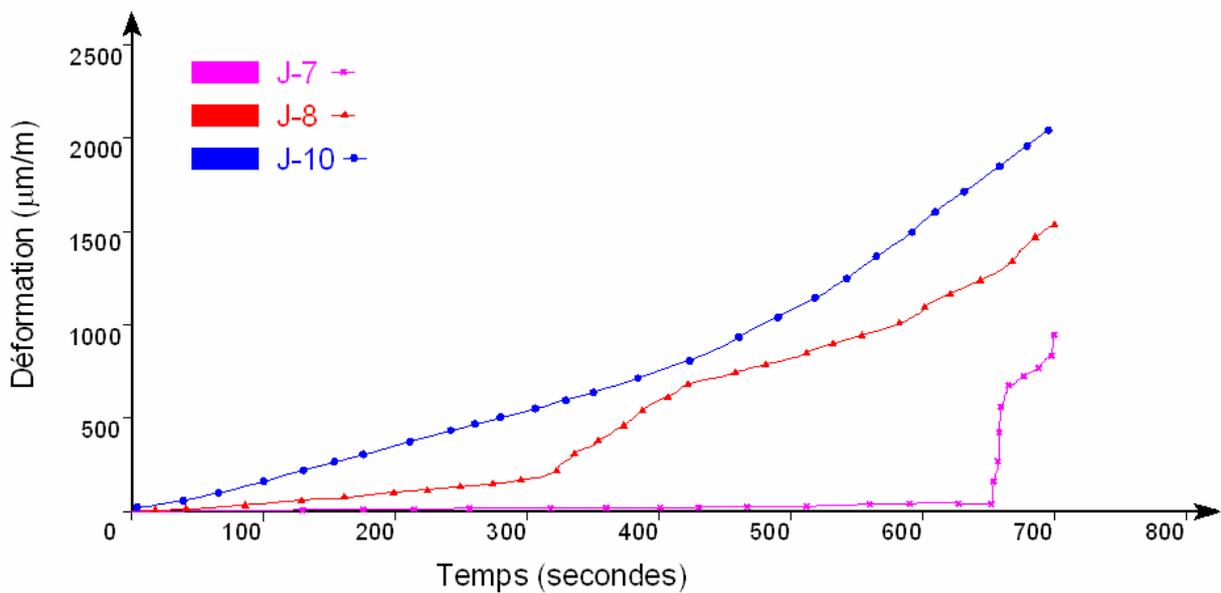


Fig. 3.48. : Poutre renforcée de 3 couches de CFRP (PA₂). Courbes « Déformation-Temps » enregistrées par les jauges « J-7 », « J-8 », « J-9 » et « J-10 ».

Dans le cas d'une poutre en béton armé sans cadres entre les points d'application de la charge, l'évolution de la déformation générée dépend fortement de la position du point observé sur le matériau composite. L'allure des trois courbes est très différente. La jauge

«J-7 » détecte l'initiation d'une fissure dans la zone au voisinage du support avant la rupture globale de la structure.

- **Poutre renforcée de cinq couches de matériau composite (PB₁).**

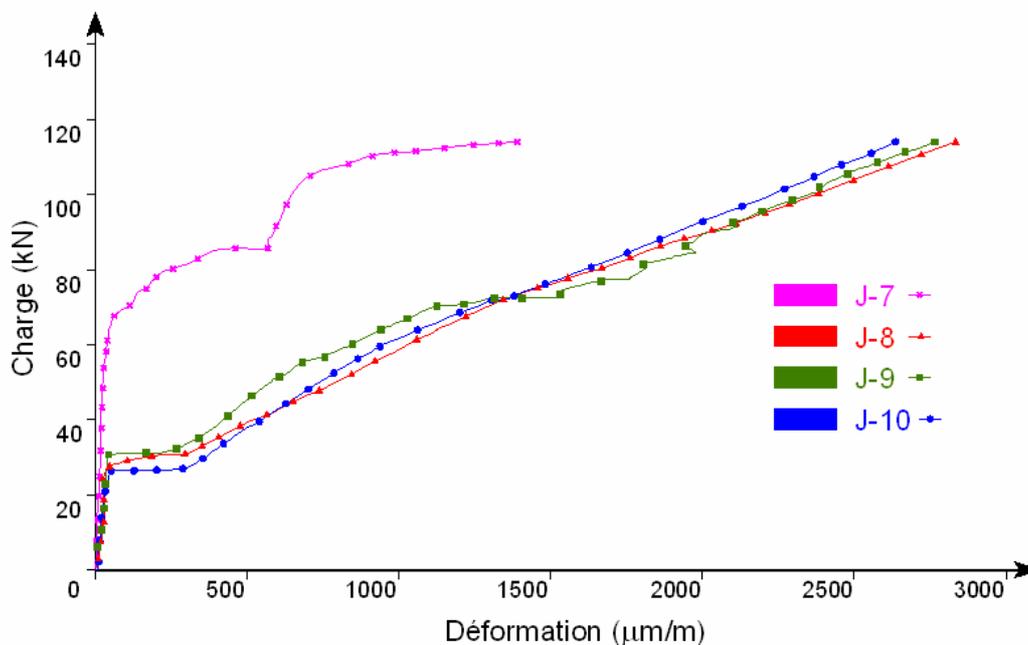


Fig. 3.49. Poutre renforcée de 5 couches de CFRP (PB₁). Courbes «Charge-Déformation» enregistrées par les jauges « J-7 », « J-8 », « J-9 » et « J-10 ».

Pour la poutre renforcée par 5 couches de tissu en fibres de carbone, les variations des déformations enregistrées par les jauges « J-8 », « J-9 » et « J-10 » sont pratiquement identiques. Nous observons une différence au niveau du temps d'initiation de la fissuration.

La jauge « J-7 » enregistre une déformation importante, mais elle reste inférieure aux déformations enregistrées par les autres jauges.

Les ruptures locales détectées par les jauges « J-7 », « J-8 », « J-9 » et « J-10 » se manifestent simultanément.

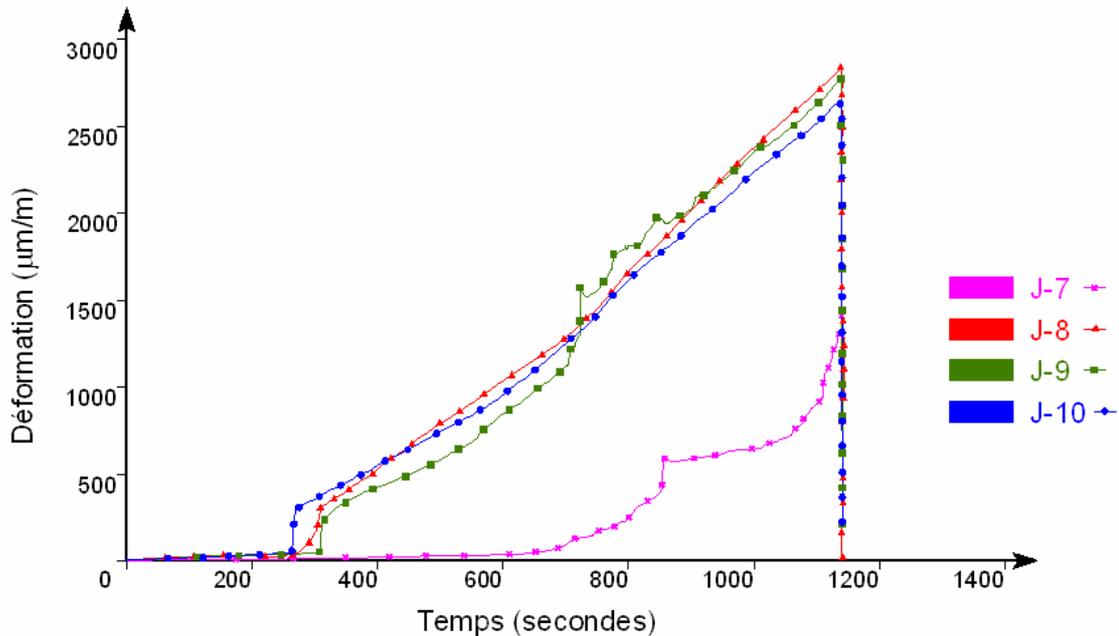


Fig. 3.50. Poutre renforcée de 5 couches de CFRP (PB₃). Courbes « Déformation- temps » enregistrées par les jauges « J-7 », « J-8 », « J-9 » et « J-10 ».

III.3.4 DISCONTINUITÉ A L'INTERFACE BETON-MATÉRIAU COMPOSITE

Des capteurs de déplacements (LVDT) sont mis en place pour détecter l'initiation éventuelle d'un champ de discontinuité dans le joint adhésif (Fig. 3.51.). Les LVDT 18, 19 et 20 sont installés le long du joint adhésif. Nous avons choisi deux points de mesure dans la zone où le moment fléchissant constant et un point au voisinage du support de la poutre, respectivement au voisinage de l'extrémité du renforcement en FRP.

La position de chaque capteur de déplacement est repérée par l'abscisse du point où le déplacement relatif entre le béton et le matériau composite est mesuré. Avec l'initiation de la rupture à l'interface, les conditions de compatibilité ne sont plus satisfaites. La

discontinuité apparue dans le champ des déplacements se traduit par un mouvement relatif entre les points « A » et « B » (Fig. 3.52.).

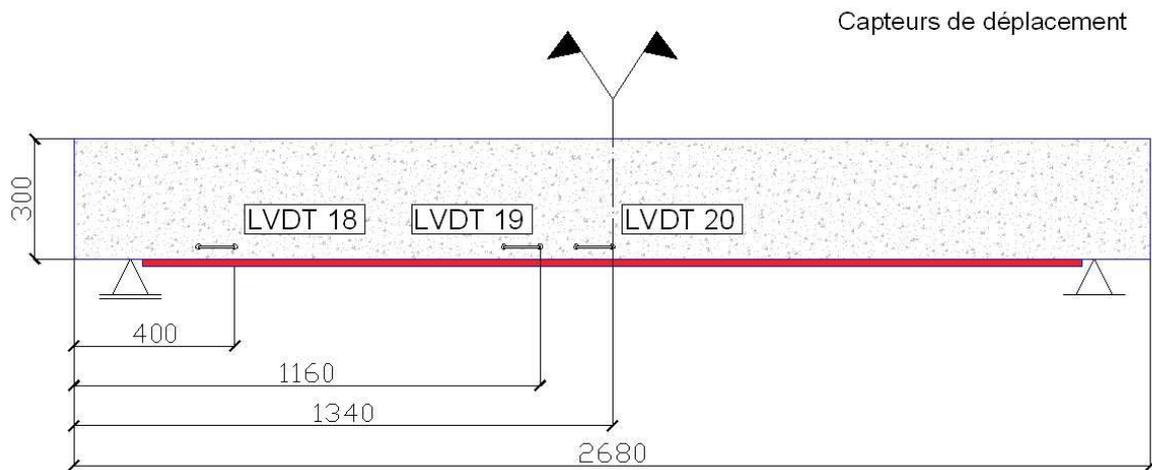


Fig. 3.51. : Position des Capteurs de déplacements.

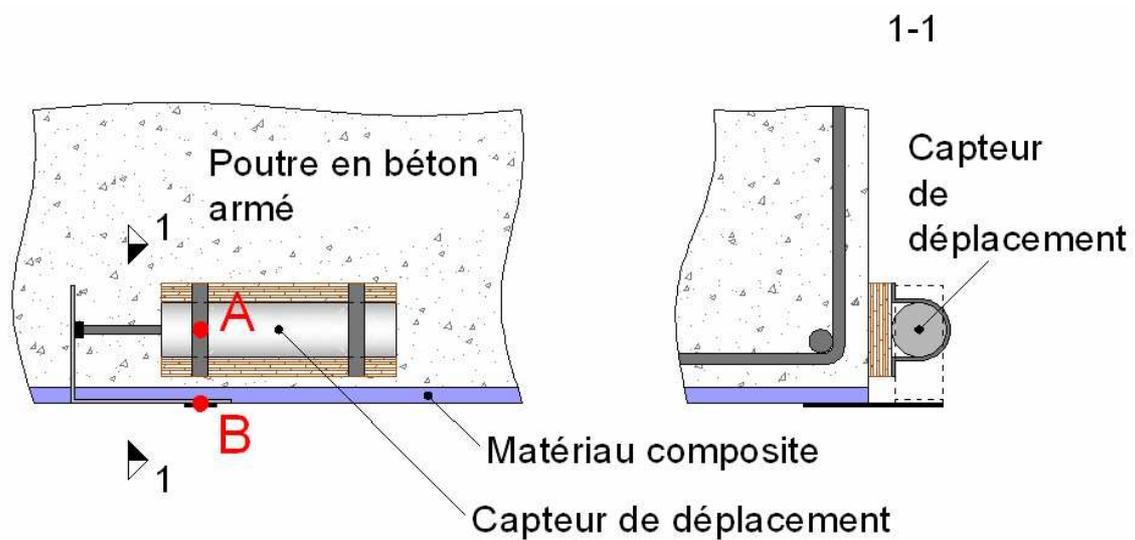


Fig. 3.52.: Position des capteurs de déplacement.

L'évolution des déplacements relatifs entre le matériau composite et la poutre en béton armé renforcée de 2 couches et de 3 couches est montrée sur la (Fig. 53 et Fig. 54.). Les valeurs de glissement sont très faibles. La valeur maximale ne dépasse pas 100 μm ou

0,1mm dans le cas de la poutre renforcée de 2 couches et 150 μm ou 0,15mm dans le cas de la poutre renforcée de 3 couches.

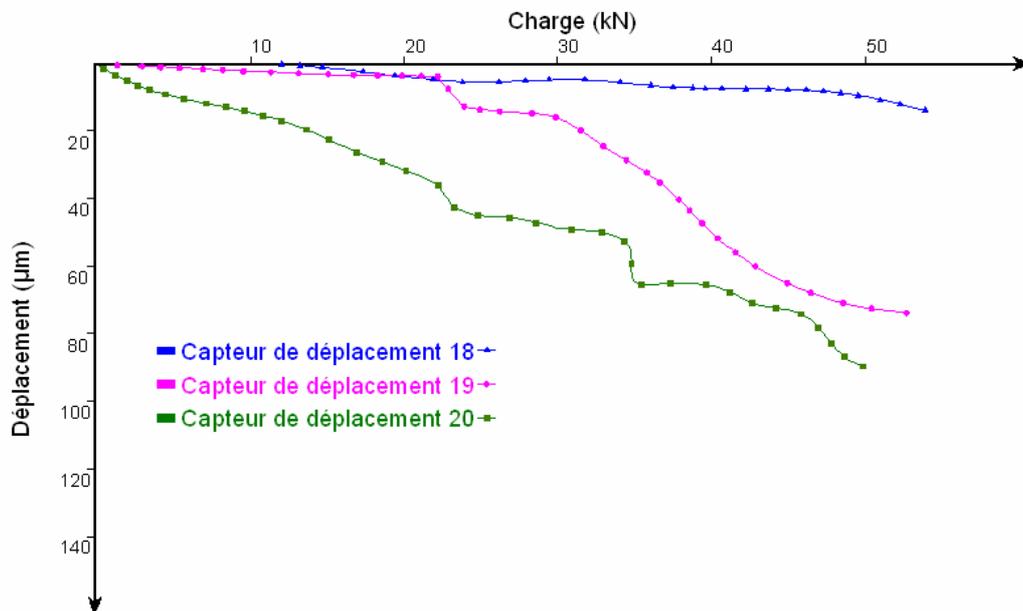


Fig. 3.53. : Courbes « Charge –Déplacement » de la poutre renforcée de 2 couches de FRP.

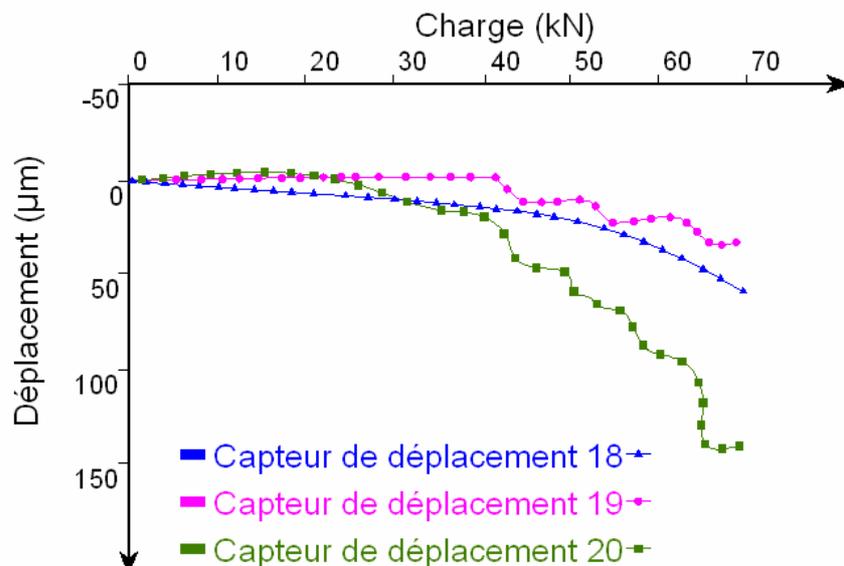


Fig. 3.54. : Courbes « Charge –Déplacement » de la poutre renforcée de 3 couches de FRP

(Série A).

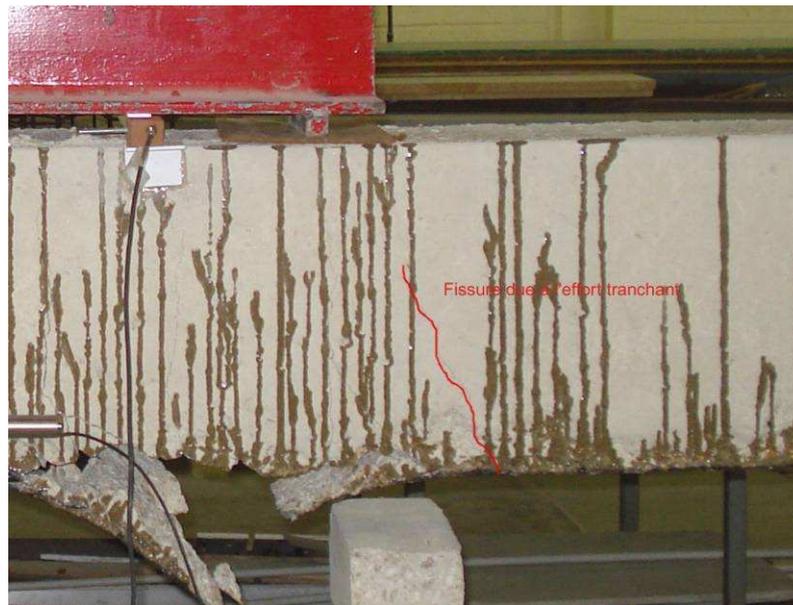
Il est visible que les déplacements enregistrés par le capteur de déplacement situé à la mi-portée des poutres renforcées sont plus importants que les déplacements enregistrés par les autres capteurs de déplacement.

III.3.5 ACTIVATION DES CADRES PAR LE MECANISME DE L'EFFORT TRANCHANT

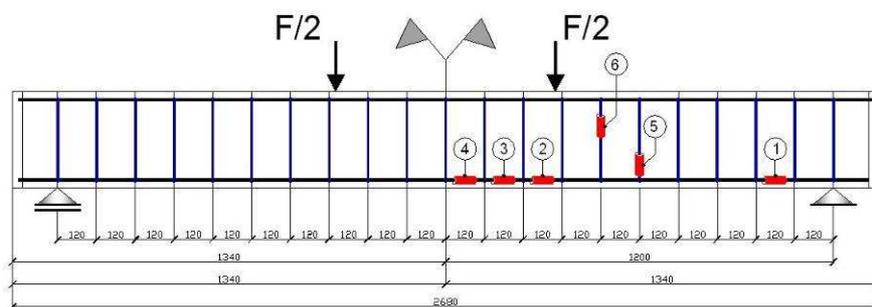
Les jauges de déformation « J-5 » et « J-6 » sont mises en place pour enregistrer l'évolution des déformations dans les cadres (*Fig. 3.55.*). Sur les courbes $F = f(\epsilon)$ (*Fig. 3.56.*, *Fig. 3.57.*) nous pouvons observer deux étapes dans l'histoire de la réponse des cadres à la charge appliquée. Dans la première étape les cadres sont activés en compression. Dans l'étape qui suit, les jauges enregistrent des déformations positives dans les cadres.

Nous supposons que dans la première étape, l'effort de compression dans les cadres est du au voisinage avec le point d'application de la charge. Comme un argument « pour », nous pouvons noter, que la déformation en compression dans le cadre, qui est plus proche au point d'application de la charge est plus grande (« J-6 »).

Avec l'augmentation de la charge appliquée l'effort tranchant dans la poutre augmente respectivement et le mécanisme de rupture lié avec l'effort tranchant se manifeste. Des fissures diagonales se forment (*Fig. 3.55. a*). Les cadres qui sont traversés par la fissure diagonale sont activés en traction.



a)



b)

Fig. 3.55. : a) fissure diagonale ; b) position des jauges sur les cadres.

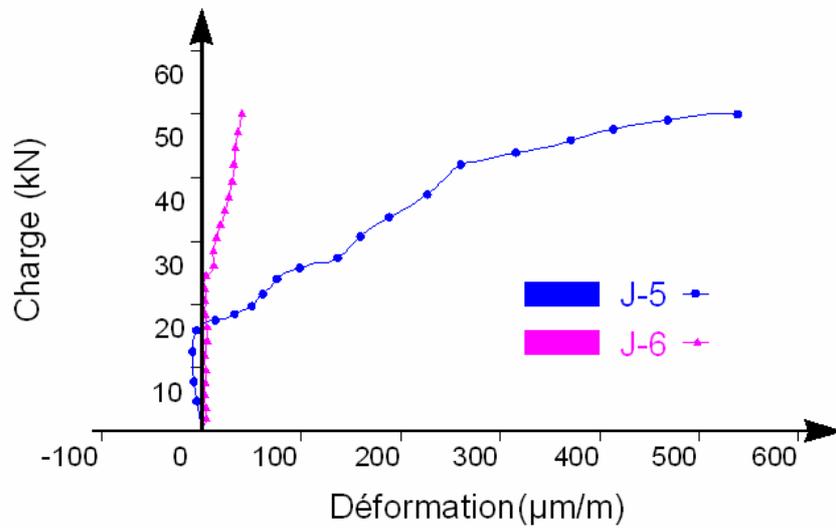


Fig. 3.56.: Courbe « Charge- déformation » (« J-5 », « J-6 ») de la poutre renforcée de 2 couches.

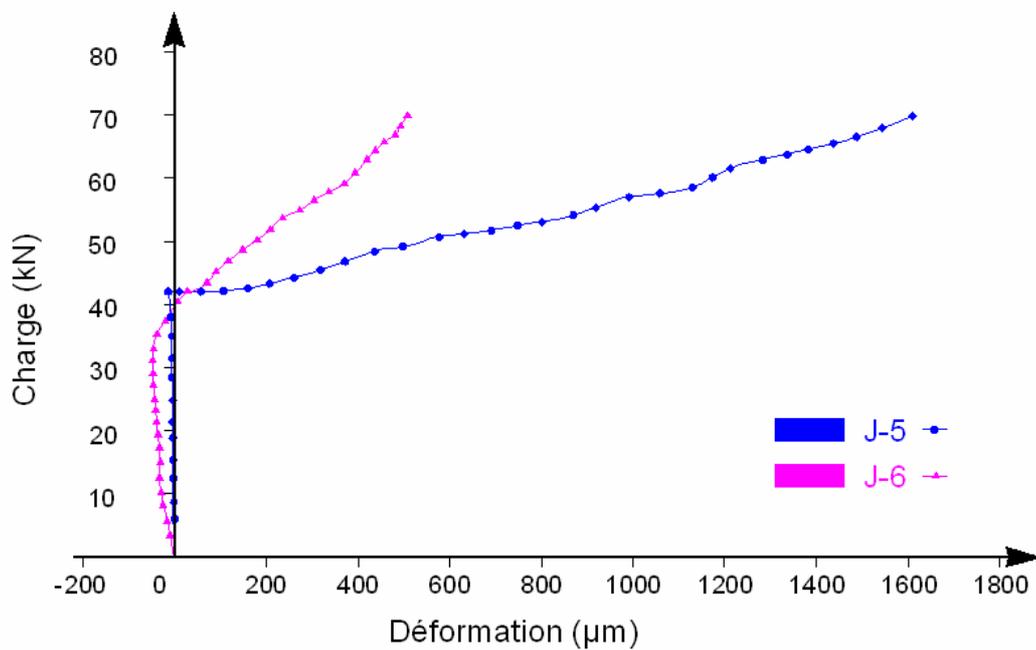


Fig. 3.57.: Courbe « Charge- déformation » (« J-5 », « J6 ») de la poutre renforcée de 3 couches (Série A).

Sur les figures (*Fig. 3.56. et Fig. 3.57.*) on voit que la déformation positive, enregistrée par la jauge « J-5 » est plus importante que celle enregistrée par la jauge « J-6 ». Le cadre sur le quelle la jauge « J-5 » est collée est intersecté par une fissure diagonale avant le cadre avec la jauge « J-6 » (*Fig. 3.55.*).

Nous observons une activation des cadres en traction pour les poutres renforcées, car la charge ultime qu'elles peuvent supporter est plus grande et l'effort tranchant généré est respectivement plus important. La rupture globale par flexion de la poutre de référence se produit avant la manifestation du mécanisme de rupture lié avec l'effort tranchant.

Nous pouvons synthétiser nos observations expérimentales comme il suit :

Avec l'augmentation du taux du renforcement de matériau composite la capacité portante et la rigidité des poutres augmentent.

La résistance à l'initiation des fissures dans le béton augmente aussi.

Si nous considérons la rupture locale, comme un évènement que nous pouvons situer sur l'axe temporel, nous observons que la manifestation de la rupture locale près de la section médiane de la poutre précède les autres. Nous observons une séquence dans l'ordre de détection de la rupture locale pour les jauges collées sur la barre d'acier.

En revanche, les ruptures locales détectées par les jauges collées sur le matériau composite, surgissent simultanément. Le moment de leur manifestation coïncide avec le moment de la manifestation de la rupture globale de la poutre.

Dans la zone au voisinage du support, la déformation enregistrée est soit nulle, soit inférieure aux déformations enregistrées dans les autres endroits observés.

Les données expérimentales, détectées par les capteurs de déplacement installés le long du joint adhésif, montrent que le déplacement relatif entre le béton et le matériau composite croît plus rapidement dans la section médiane de la poutre.

A la base de ces observations nous pouvons conclure que la rupture à l'interface béton-matériau composite est plutôt initiée à la section médiane de la poutre. Nous considérons que ce mode de rupture est lié avec un mécanisme de résistance qui agit dans l'enrobage en béton.

CHAPITRE IV

MODELISATION

IV. MODELISATION

L'objectif de la modélisation est la prévision adéquate du comportement mécanique d'une structure en béton armé, renforcée par collage de matériaux composites. Ce chapitre commence par une analyse qui reste dans le domaine de la théorie classique des poutres. Plusieurs auteurs ont choisi cette approche pour modéliser le comportement d'une structure renforcée ([AN-91], [CHA-94], [TEN-00], [RAB-01], [RAB-07]), [BUY-02] BUYLE-BODIN.

Les champs respectivement des déplacements et des déformations, générés par la variation des conditions aux limites sont déterminés en respectant l'hypothèse des sections planes. La non-linéarité physique est prise en considération à travers les lois constitutives postulées pour les différents matériaux.

Avec l'initiation et la propagation de la fissuration dans le béton les caractéristiques géométriques de la section changent et provoquent une redistribution des contraintes. Ce comportement évolutif peut être approché dans une solution incrémentale.

Nous restons dans les grandes lignes des approches cités ci-dessus. Nous introduisons dans notre modèle des lois de comportement identifiées dans des essais mécaniques sur les matériaux qui constituent la structure : béton, acier, matériau composite, adhésif. Nous définissons des critères de rupture, associés avec les lois de comportement des matériaux. Nous utilisons une procédure incrémentale pour définir les champs des déformations et des contraintes pour des différentes étapes de l'histoire du chargement. En même temps nous remplaçons le modèle de la théorie des poutres qui considère la structure comme un ensemble de fibres avec un modèle discret.

Pour la simulation le comportement mécanique d'une structure en béton armé, renforcée par collage de matériau composite nous proposons une procédure semi-analytique, basée sur la méthode des éléments finis. Les lois constitutives sont définies dans le cadre de l'élément fini et les critères de rupture locale sont définis dans le cadre de l'élément fini.

Nous proposons une simulation qualitative et quantitative du comportement du comportement d'une poutre en béton armé renforcée par collage de matériau composite sous un chargement quasi-statique.

IV.1 MODELISATION « CLASSIQUE »

Comme une première approximation nous nous limitons dans le domaine du comportement élastique linéaire du béton. La contrainte maximale dans la zone tendue de la section est égale à la contrainte à la rupture en traction du béton sans la dépasser.

Nous supposons la validité de l'hypothèse que les sections planes restent planes après déformation. La déformation de la fibre la plus tendue de la section en béton est supposée égale à la déformation de la couche adhésive et de la plaque composite étant donné que leur épaisseur peut être négligée comparée avec la hauteur de la poutre. Aux interfaces acier-béton, béton-couche adhésive et couche adhésive-matériau composite une adhésion parfaite est admise.

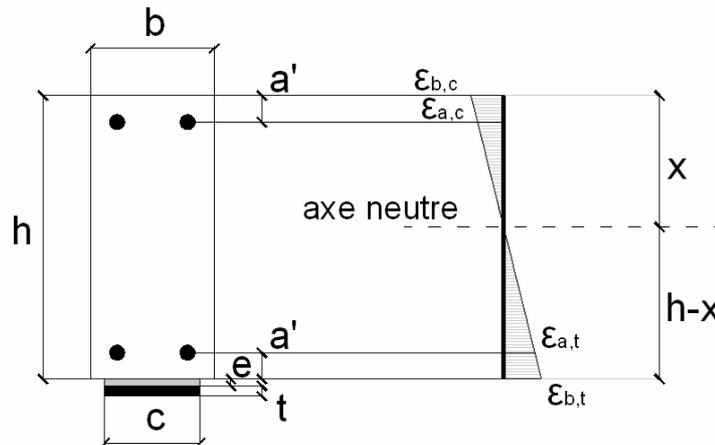


Fig. 4.1. : Géométrie de la section et distribution des déformations dans la phase élastique du comportement du béton

Sur la figure 4.1., une schématisation des déformations dans le stade élastique est donnée. La largeur de la poutre est marquée par « b », « h » est la hauteur de la section de la poutre, « c » est la largeur de la plaque composite collée, « t » est l'épaisseur de la plaque

composite, « e » est l'épaisseur de la couche adhésive. Avec « x » on désigne la position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section en béton. « a' » est la distance du centre de gravité de l'armature tendue à la fibre la plus tendue du béton et du centre de gravité de l'armature comprimée à la fibre la plus comprimée. La déformation de la fibre la plus comprimée est $\varepsilon_{b,c}$, $\varepsilon_{b,t}$ est la déformation maximale en tension dans la section. $\varepsilon_{a,c}$ et $\varepsilon_{a,t}$ sont les déformations des centres de gravité des armatures comprimées et tendues respectivement.

La contrainte dans la fibre la plus tendue de la section en béton est égale à la contrainte à la rupture du béton. A partir de la contrainte dans cette fibre on a la déformation :

$$\varepsilon_{b,t} = \frac{R_{b,t}}{E_b} \quad (4-1)$$

$R_{b,t}$ - contrainte à la rupture en traction du béton

E_b - module d'élasticité du béton

Par respect de la compatibilité à l'interface et avec l'hypothèse d'une adhérence parfaite on peut écrire :

$$\varepsilon_{b,t} = \varepsilon_a = \varepsilon_{FRP} \quad (4-2)$$

ε_a - est la déformation de la couche adhésive,

ε_{FRP} - est la déformation de la plaque composite,

Par considération géométrique (*Fig. 4.1.*) on trouve :

$$\varepsilon_{b,c} = \frac{x}{h-x} \cdot \frac{R_{bt}}{E_b} \text{ - la déformation de la fibre la plus comprimée de la section en béton,}$$

$$\varepsilon_{a,c} = \frac{x-a'}{h-x} \cdot \frac{R_{bt}}{E_b} \text{ - la déformation du centre de gravité de l'armature comprimée,}$$

$$\varepsilon_{a,t} = \frac{h-x-a'}{h-x} \cdot \frac{R_{bt}}{E_b} - \text{la déformation du centre de gravité de l'armature tendue.}$$

A l'aide des équations d'équilibre on trouve la position de l'axe neutre et la valeur du moment fléchissant que la section de la poutre peut supporter sans fissuration.

On calcule :

- L'effort dans la plaque composite :

$$F_{FRP} = c.t. \cdot \frac{E_p}{E_b} R_{bt} \quad (4-3)$$

E_p - module d'élasticité du matériau composite dans la direction longitudinale.

- L'effort dans la zone tendue de la section :

$$F_{b,t} = b \cdot \frac{h-x}{2} \cdot R_{bt} \quad (4-4)$$

- L'effort dans la zone comprimée de la section :

$$F_{b,c} = \frac{x^2 \cdot b}{2 \cdot (h-x)} \cdot R_{bt} \quad (4-5)$$

- L'effort dans l'armature comprimée :

$$F_{a,c} = A_{s,c} \cdot \frac{x-a'}{h-x} \cdot \frac{E_a}{E_b} R_{bt} \quad (4-6)$$

E_a - module d'élasticité de l'acier

$A_{s,c}$ - section de l'armature comprimée

- L'effort dans l'armature tendue:

$$F_{a,t} = A_{s,t} \cdot \frac{h-x-a'}{h-x} \cdot \frac{E_a}{E_b} R_{bt} \quad (4-7)$$

$A_{s,c}$ - section des armatures tendues.

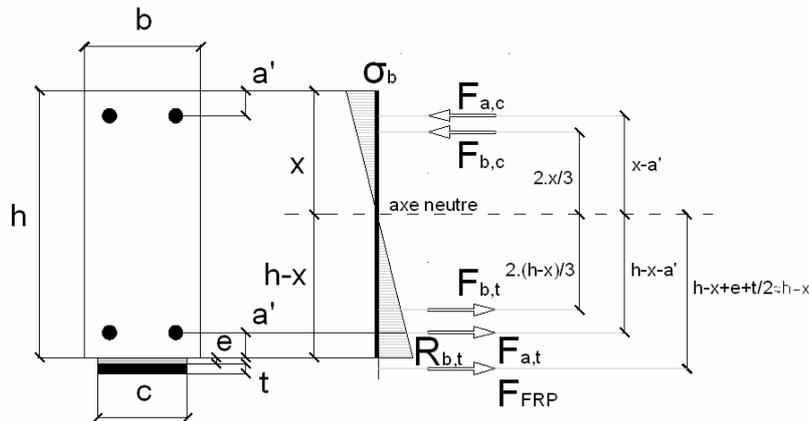


Fig. 4.2. : Contraintes et efforts internes dans la phase élastique du comportement du béton.

L'équation d'équilibre des forces horizontales donne la position de l'axe neutre :

$$x = \frac{F_{FRP} \cdot h + A \cdot h^2 + B \cdot D}{B \cdot E + 2 \cdot h \cdot A + F_{FRP}} \quad (4-8)$$

$$A = \frac{b \cdot R_{bt}}{2} \quad (4-9)$$

$$B = \frac{E_a}{E_b} \cdot \frac{R_{bt}}{(h-x)} \quad (4-10)$$

$$D = A_{sc} \cdot a' + A_{st} \cdot (h - a') \quad (4-11)$$

$$E = A_{s,c} + A_{s,t} \quad (4-12)$$

Le moment fléchissant est calculé par :

$$M_f = F_{FRP} \cdot (h-x) + F_{a,t} \cdot (h-x-a') + F_{b,t} \cdot 2 \cdot \frac{(h-x)}{3} + F_{b,c} \cdot \frac{2 \cdot x}{3} + F_{a,c} \cdot (x-a') \quad (4-13)$$

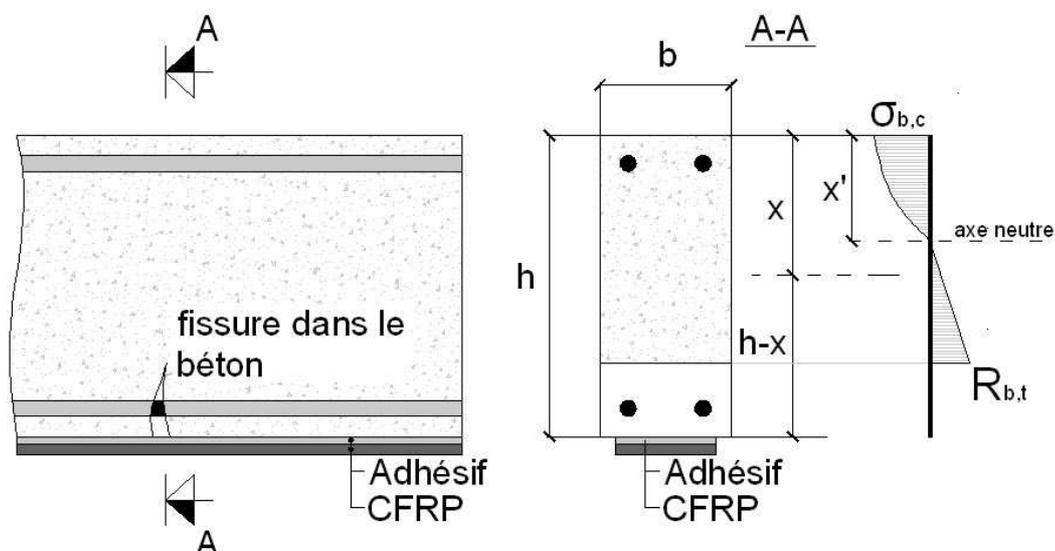


Fig. 4.3.: Répartition des contraintes dans une section après fissuration.

Cette analyse basée sur la théorie des poutres avec l'hypothèse des sections planes montre que la contribution du renforcement extérieur en matériau composite peut être prise en considération en superposant l'effort généré dans le matériau composite (4-3) aux efforts générés dans les armatures et dans le béton. Suivant cette logique dans l'équation du moment fléchissant (4-13) il y a un terme supplémentaire qui apparaît.

L'initiation de la fissuration dans le béton se manifeste lorsque la contrainte maximale en traction atteint la résistance du béton en traction. Avec la propagation de la fissuration la géométrie de la section est modifiée (Fig. 4.3), la position de l'axe neutre change et on observe une redistribution des contraintes.

Avec l'augmentation de la charge appliquée on sort de la phase du comportement élastique linéaire des matériaux. Même si nous restons dans le cadre de l'hypothèse des sections planes, nous devons prendre en compte la non-linéarité physique. En général dans les modèles basés sur la théorie des poutres les lois constitutives sont formulées comme des relations $\sigma = \sigma(\varepsilon)$ dans le cas uni-dimensionnel.

Pour résumer les caractéristiques géométriques de la section doivent être mises à jour avec l'évolution de la charge appliquée, respectivement avec l'évolution de la fissuration. Dans ce contexte la distribution des contraintes et des déformations doivent être déterminés

dans une procédure incrémentale. De son côté la procédure incrémentale exige une solution numérique.

Après avoir défini notre orientation vers une solution numérique nous pouvons détailler la modélisation en termes de géométrie et en terme de lois de comportement.

IV.2 LOIS DE COMPORTEMENT ET CRITERES DE RUPTURE.

Un modèle prédictif doit pronostiquer la « réponse » de la structure considérée à une sollicitation hypothétique. Dans ce contexte nous nous sommes posé l'objectif de trouver une extrapolation à partir des données phénoménologiques qui décrivent le comportement des matériaux constituant la structure. Le béton, l'acier, le matériau composite et l'adhésif sont considérés séparément, soumis à des sollicitations particulières – essais de traction ou de compression uni-axiale.

Des lois de comportement pour chaque constituant sont formulées. Pour les matériaux, dont le comportement est non-linéaire (béton), un opérateur qui agit sur tenseur des rigidités est introduit afin de mettre en évidence la dégradation des caractéristiques mécaniques sous la sollicitation mécanique. Le comportement non-linéaire de l'acier est approché par un modèle bilinéaire avec un changement des constants élastiques, lorsque la contrainte, qui marque le début de l'écoulement plastique est atteinte. Pour les matériaux dont le comportement est linéaire les constants élastiques nécessaires pour définir le tenseur de rigidité sont identifiés

IV.2.1 MODELISATION DU COMPORTEMENT DU BETON.

Le comportement non-linéaire du béton est modélisé à travers la dégradation du module de Young induit par l'accumulation de l'endommagement.

$$\bar{E} = E.(1 - D) \quad (4-14)$$

E- module d'élasticité du matériau vierge

D- variable scalaire de l'endommagement

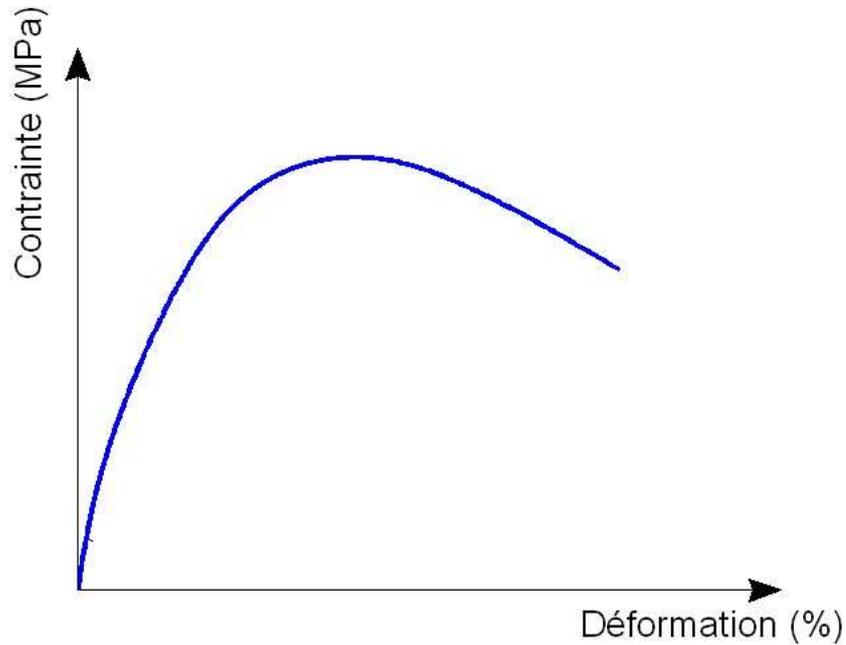


Fig. 4.4. : Loi constitutive du béton.

La variable d'endommagement est divisée en deux composantes :

$$D = \alpha_t^\beta D_t + (1 - \alpha_t^\beta) D_c \quad (4-15)$$

$$D_t = 1 - \frac{\varepsilon_{D_0} (1 - A_t)}{\varepsilon_{eqv}} - \frac{A_t}{\exp(B_t (\varepsilon_{eqv} - \varepsilon_{D_0}))} \quad (4-16)$$

$$D_c = 1 - \frac{\varepsilon_{D_0} (1 - A_c)}{\varepsilon_{eqv}} - \frac{A_c}{\exp(B_c (\varepsilon_{eqv} - \varepsilon_{D_0}))} \quad (4-17)$$

La supposition est faite que l'évolution de l'endommagement est gouvernée surtout par la déformation positive. Après une décomposition spectrale des valeurs principales du tenseur des déformations on ne retient que les valeurs positives :

$$\langle \varepsilon_i \rangle = \varepsilon_i \text{ Si } \varepsilon_i \geq 0, \langle \varepsilon_i \rangle = 0 \text{ si } \varepsilon_i < 0. \quad (4-18)$$

La variable pilote ε_{eqv} qui gouverne les équations (4 -16) et (4 -17) est construite de la manière suivante :

$$\varepsilon_{eqv} = \sqrt{\sum_1^3 \langle \varepsilon_i \rangle^2} \quad (4-19)$$

ε_{D0} est le seuil inférieur de l'endommagement.

Les paramètres A_t , A_c , B_t , B_c et ε_{D0} , intervenant dans le modèle sont identifiés dans des essais de compression et de traction par flexion sur le béton.

$$\alpha_t = \sum_i H_i \cdot \frac{\varepsilon_{ii} \cdot (\varepsilon_{ii} + \varepsilon_{ci})}{\varepsilon^{*2}} \quad (4-20)$$

ε_{ii} sont les déformations qui résultent des contraintes principales positives,

ε_{ci} sont les déformations qui résultent des contraintes principales négatives,

H est la fonction de Heaviside définie de la manière suivante:

$$H=1 \text{ if } \varepsilon_i = (\varepsilon_{ii} + \varepsilon_{ci}) \geq 0$$

$$H=0 \text{ if } \varepsilon_i = (\varepsilon_{ii} + \varepsilon_{ci}) < 0$$

IV.2.2 MODELISATION DU COMPORTEMENT DE L'ACIER

Dans l'espace des déformations principales l'énergie potentielle totale de déformation est exprimée par l'équation :

$$E_{p,t} = \frac{\sigma_1 \cdot \varepsilon_1}{2} + \frac{\sigma_2 \cdot \varepsilon_2}{2} + \frac{\sigma_3 \cdot \varepsilon_3}{2} = \sum_{i=1}^3 \sigma_i \cdot \varepsilon_i \quad (4-21)$$

$$E_{p,t} = \frac{1}{2} \left(\frac{\sigma_i}{E} \cdot (\sigma_i - \nu(\sigma_j + \sigma_k)) \right), i=1..3, j=1..3, k=1..3 \quad (4-22)$$

$$E_{p,t} = \frac{1}{2 \cdot E} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2 \cdot \nu \cdot (\sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_1 \cdot \sigma_3)) \quad (4-23)$$

Les mécanismes d'endommagement des métaux sont décrits par la partie déviatorique du tenseur des contraintes étant donné que la rupture qu'on observe est due surtout aux glissements. La partie d'énergie potentielle qui décrit le changement de la forme d'un volume élémentaire $E_{p,d}$ est obtenue de l'énergie totale potentielle $E_{p,t}$:

$$E_{p,d} = E_{p,t} - E_{p,v} \quad (4-24)$$

$$E_{p,v} = 3 \frac{\varepsilon^H \sigma^H}{2} = \frac{(\sigma^H)^2}{18 \cdot \varepsilon_V} = \frac{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) \cdot (1 - 2\nu)}{6 \cdot E} \quad (4-25)$$

$$\begin{aligned} E_{p,d} &= \frac{1}{2 \cdot E} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - 2\nu \cdot (\sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_1 \cdot \sigma_3)) - \\ &- \frac{(1 - 2\nu)}{6 \cdot E} \cdot (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) = \\ &= \frac{1 + \nu}{6 \cdot E} ((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2) \end{aligned} \quad (4-26)$$

Pour la modélisation du comportement de l'acier un modèle de comportement intégré dans l'ANSYS est utilisé : Durcissement bilinéaire isotrope (Bilinear Kinematic Hardening). Le critère de plasticité de Von Mises est utilisé:

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{3}{2} (\sigma^D)^2}, \quad (4-27)$$

avec la supposition d'un durcissement cinématique.

Cette loi de comportement est choisie, tenant compte de la bonne corrélation avec le comportement de l'acier identifié dans des essais mécaniques comme nous l'avons montré dans chapitre 2.

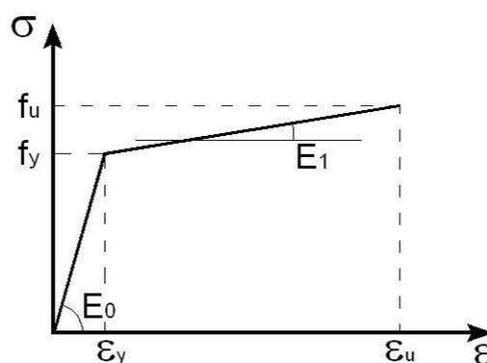


Fig. 4.5. : Loi de comportement de l'acier

IV.2.3 MODELISATION DU COMPORTEMENT DE LA COUCHE ADHESIVE

Le comportement de la couche adhésive est considéré comme élastique isotrope jusqu'à rupture. Les paramètres à identifier dans un essai de traction sur une éprouvette en colle sont le module de Young E_{adh} et le coefficient de Poisson ν_{adh} .

IV.2.4 MODELISATION DU COMPORTEMENT DU MATERIAU COMPOSITE

Le comportement du matériau composite est considéré comme élastique linéaire. La loi de comportement a la forme suivante:

$$\Delta\sigma_{ij} = E_{ijkl}\Delta\varepsilon_{kl} \quad (4-28)$$

$\Delta\sigma_{ij}$ - incrémentation du tenseur des contraintes,

$\Delta\varepsilon_{ij}$ - incrémentation du tenseur des déformations,

\bar{E}_{ijkl} - tenseur de rigidité du matériau composite défini dans avec la prise en compte de l'anisotropie transverse initiale.

IV.2.5 MODELISATION DE L'INTERFACE ACIER-BETON.

Le comportement à l'interface acier-béton est décrit à travers la loi de Mohr- Coulomb (Fig. 4.6.).

$$\tau_{lim} = \mu.\sigma_n + C \quad (4-31)$$

τ_{lim} - contrainte limite tangentielle,

μ - coefficient de friction,

σ_n - contrainte normale dans la zone de contact,

C - cohésion de contact.

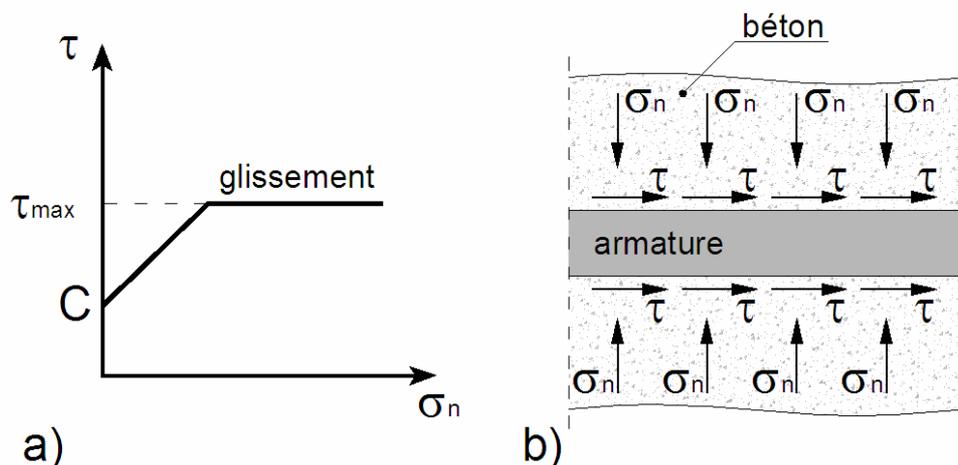


Fig. 4.6. : Loi de comportement à l'interface acier-béton.

La surface des volumes réservés pour l'acier est maillée avec des éléments finis type « membrane ». Les éléments finis de surface ont des nœuds communs avec les éléments finis avec les quelles est maillé le volume qui représente la barre d'acier. Les éléments de surface par contre n'ont pas des nœuds communs avec les éléments finis du maillage du volume réservé pour le béton. Un ensemble de nœuds situés à l'interface acier-béton est ainsi créé (Fig. 4.7.).

Le critère de rupture à l'interface (4-31) est vérifié à la base de la distribution des contraintes générées par le courant niveau de la charge appliquée.

Dans le cas où le critère (4-31) est vérifié, aux nœuds des déplacements communs sont imposés aux nœuds de l'interface. Nous avons ainsi un champ continu dans la structure (Fig. 4.7. a).

Dans le cas où la condition (4-31) n'est pas vérifiée dans le cadre d'un élément fini de surface, les nœuds de cet élément finis ne sont pas couplés avec les nœuds de l'élément fini adjacent. Les nœuds dans cette zone de l'interface peuvent avoir des déplacements différents et une discontinuité peut apparaître en conséquence à l'interface (Fig. 4.7. b)

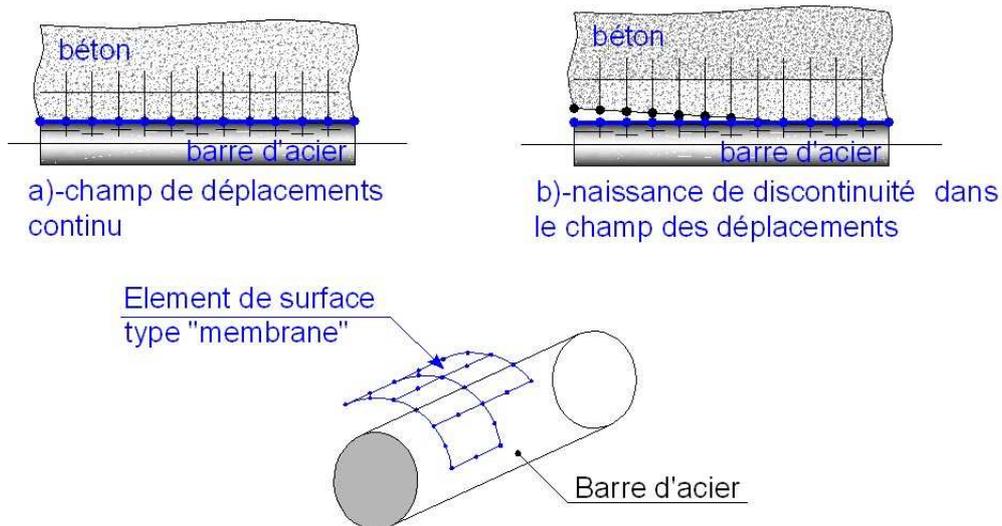


Fig. 4.7. : Modélisation du comportement à l'interface acier béton.

IV.2.6 CRITERES DE RUPTURE

Dans le cadre de la mécanique de l'endommagement, la rupture locale du béton a lieu lorsque la concentration des micro-fissures atteint une valeur critique. Dans notre modèle la rupture locale du béton est traduite par la désactivation des éléments finis. Un élément fini est désactivé si la variable d'endommagement D , calculée à partir des composantes des tenseurs des contraintes et des déformations, atteint sa valeur critique. ($D_{crit} = 0.84$ [JAS- 04]).

En ce qui concerne l'acier, la valeur maximale de la déformation axiale est observée. La déformation longitudinale est limitée à 10%.

Le comportement à la rupture de la couche adhésive n'est pas traité dans notre étude étant donné que la rupture qui a lieu dans la couche adhésive ne se manifeste pas suite au traitement de la surface

Pour le matériau composite, le critère de la déformation maximale est utilisé.

$$-X_{ec} < \varepsilon_L < X_{et}$$

$$-Y_{ec} < \varepsilon_T < Y_{et} \quad (4-29)$$

$$-S_\varepsilon < \gamma_{LT} < S_\varepsilon$$

X_{gc}, X_{gt} - la déformation à la rupture en compression, respectivement en traction suivant l'axe longitudinal,

ε_L - la déformation générée dans la direction longitudinale du matériau composite,

Y_{gc}, Y_{gt} - la déformation à la rupture en compression, respectivement en traction suivant l'axe transversal,

ε_T - la déformation générée dans la direction transversale du matériau composite,

S_ε - la déformation à la rupture en cisaillement dans le plan du matériau composite,

γ_{LT} - la déformation en cisaillement générée dans le plan du matériau composite.

IV.3 « OUTIL » NUMERIQUE

Une procédure semi-analytique est développée pour étudier le comportement mécanique d'une structure en béton armé, renforcée par collage de matériau composite.

L'objectif posé est la prédiction du comportement mécanique global et local de la structure étudiée.

Les objectifs suivants sont formulés :

- Prise en compte de maximum de facteurs affectant le comportement du système possible.
- Paramétrisation maximale du modèle: mise au point d'une procédure numérique (le langage paramétrique APDL est utilisé) qui exige à l'entrée, un strict minimum de paramètres à savoir, les dimensions géométriques de la structure et les paramètres intervenant dans les modèles de comportement associés aux différents matériaux.
- Assurer le stockage des données résultant de l'analyse numérique afin d'être accessibles au « post-processing » et afin d'avoir la possibilité de suivre l'évolution de

certaines résultats des simulations numériques, à savoir champ des contraintes, champ des déformations, champ de la variable d'endommagement.

IV.3.1 PROCEDURE SEMI-ANALYTIQUE

Le fonctionnement de la procédure semi-analytique est présenté sur la (Fig.4.8.). Pour l'analyse numérique par la méthode des éléments finis, nous utilisons un code de calcul commercial- ANSYS.

L' « architecture » de la procédure semi-analytique doit plus ou moins respecter les possibilités de programmation et la structure modulaire proposée par le code de calcul sur lequel elle est basée. La procédure semi-analytique comprend ainsi les modules suivants :

- Module de préparation (pre-processing),
- Module analytique (solution module),
- Module de traitement de données (post-processing).

Dans le module de préparation la géométrie de la structure est créée, la physique du problème est définie à travers l'introduction des caractéristiques mécaniques initiales des différents matériaux intervenant (béton, acier, adhésif, matériau composite). Le maillage du code de calcul est utilisé pour le maillage de la géométrie créée.

Dans le module analytique les champs des déformations et des contraintes sont définis suite à une analyse statique, non linéaire. La procédure de Newton-Raphson est utilisée, dans le cadre d'une théorie de petits déplacements.

Nous introduisons les lois constitutives des matériaux, qui ont un comportement non-linéaire, dans le comportement dans le module des traitements des données. La non-linéarité du béton est modélisée à travers la variable d'endommagement. Cette variable est définie sur le champ des contraintes et des déformations. Dans le module de traitement des données la variable d'endommagement est évaluée à partir du résultat de l'analyse numérique précédent.

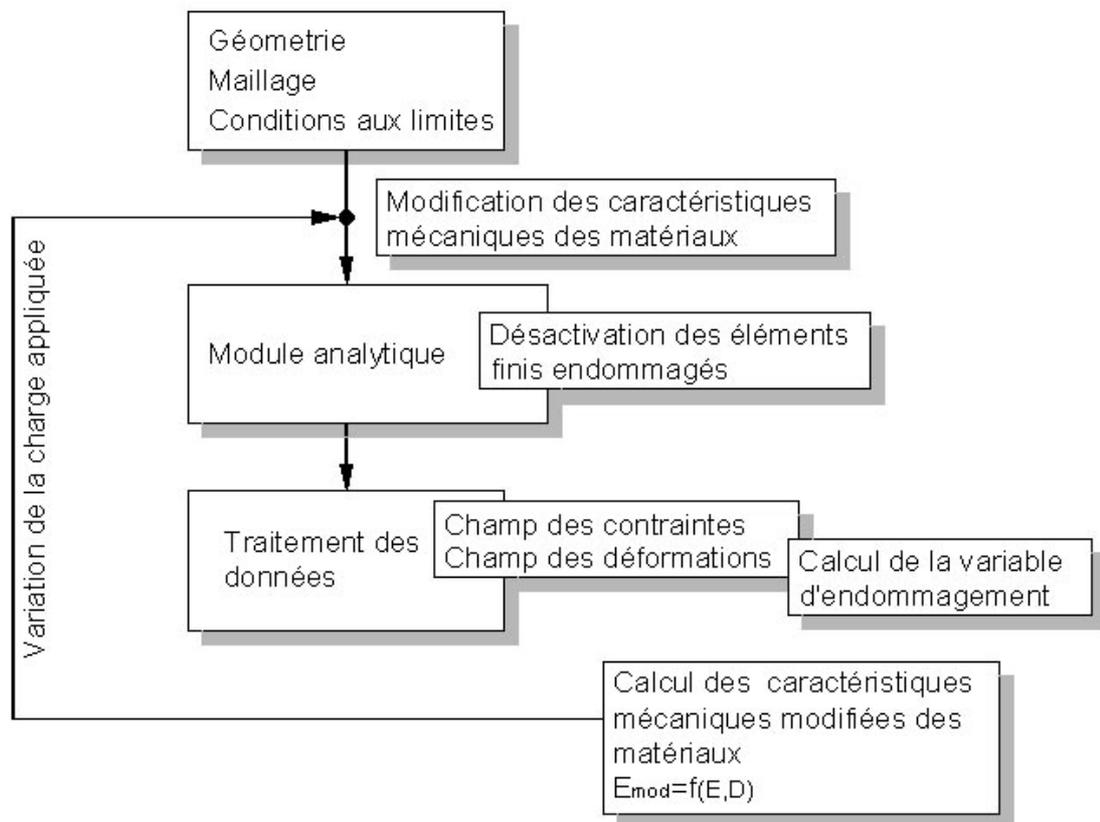


Fig. 4.8. : Procédure semi-analytique

IV.4 PROCEDURE INCREMENTALE

L'intégration des équations constitutives du béton est fortement dépendante de l'histoire du chargement [ORI- 85]. Le fait que pour l'intégration des équations constitutives du béton un intégral conservatif ne peut pas être nécessaire l'utilisation d'une procédure analytique. L'histoire du chargement est divisée en intervalles discrets et les champs des contraintes et des déformations sont déterminés pour chaque incrément. Le comportement non-linéaire du béton est approché par une suite d'analyses élastiques linéaires

La procédure incrémentale fait partie de la procédure numérique. Elle comprend le module analytique et le module de traitement de données (Fig. 4.8.). La charge appliquée est considérée comme une variable pilote dans la procédure incrémentale. C'est la seule variable

dans notre procédure semi-analytique. Les caractéristiques géométriques de la structure et les constantes, qui interviennent dans les lois constitutives des matériaux, sont définies comme des paramètres.

La variation du paramètre pilote provoque une variation des champs des contraintes et des déformations dans la structure. Dans le module analytique de l'incrément « i », les champs tensoriels des contraintes et des déformations sont obtenus à partir des composantes des tenseurs des contraintes et des déformations, la variable de l'endommagement est calculée et les critères de rupture sont vérifiés.

Des tableaux sont prévus pour la variable d'endommagement et le module d'élasticité (*Fig. 4.9*). Avant que l'analyse ait lieu dans l'incrément « $i+1$ », les propriétés mécaniques des éléments finis, affectés par l'endommagement, sont modifiées en fonction des résultats obtenus dans l'incrément « i ». Les éléments finis dans lesquels une rupture locale est détectée durant l'incrément précédent sont désactivés. Avec l'augmentation du nombre des éléments finis désactivés, à un certain niveau de la charge appliquée la structure devient un mécanisme et il n'est plus possible réaliser l'analyse statique. La rupture globale du système est identifiée avec ce niveau de la charge appliquée.

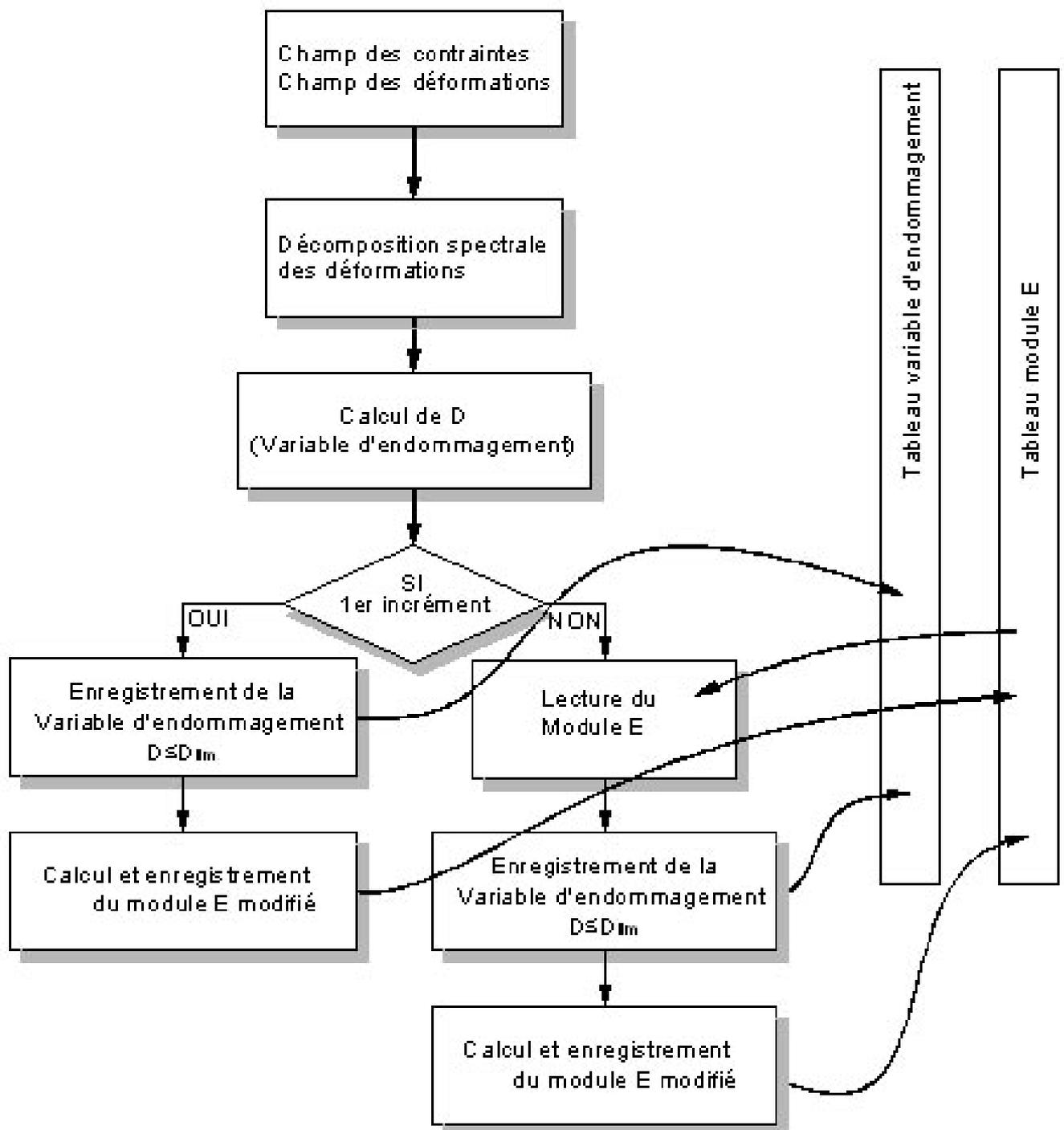


Fig. 4.9. : Traitement des données.

IV.5 MODELISATION DU COMPORTEMENT D'UNE POUTRE EN BETON ARME, RENFORCEE PAR COLLAGE DE MATERIAUX COMPOSITES.

Nous présentons dans ce paragraphe les étapes principales de l'implantation de la procédure semi analytique proposée. Nous nous arrêtons sur la création de la géométrie de la structure, nous motivons notre choix des éléments finis utilisés et nous présentons les résultats obtenus.

IV.5.1 NOTES PRELIMINAIRES

Tous les matériaux, constituant la structure en béton armé, renforcée par collage de matériau composite sont homogènes sur l'échelle méso dans le cadre de l'élément fini. Les caractéristiques homogénéisées des matériaux sont identifiées dans des essais mécaniques.

L'incrément de la charge appliquée, la variable pilote, dans la procédure incrémentale est constante pendant toute l'histoire du chargement (ΔF Fig. 4.10.)

Dans le cadre d'un incrément de la charge appliquée la distribution des contraintes et des déformations est obtenue puis à une analyse non linéaire.

La procédure de Newton-Raphson est utilisée. Le nombre de sous-incréments (en titre d'exemple $t=0.5$, $t=0.75$, $t=1$ Fig. 4.10.), ainsi que la vérification des critères de convergence sont gérés automatiquement.

Le choix des dimensions des éléments finis utilisés, est conditionné d'un côté par des considérations théoriques et de l'autre par des considérations « technologiques ». Sous l'optique de la mécanique d'endommagement, l'élément représentatif de volume trop petit ne peut pas être appelé « représentatif » et l'élément représentatif de volume qui est trop grand risque de ne pas capter un fort gradient possible de la variable observée, dans notre cas la variable d'endommagement. En même temps des paramètres de la forme des éléments finis doivent être vérifiés dans le code de calcul.

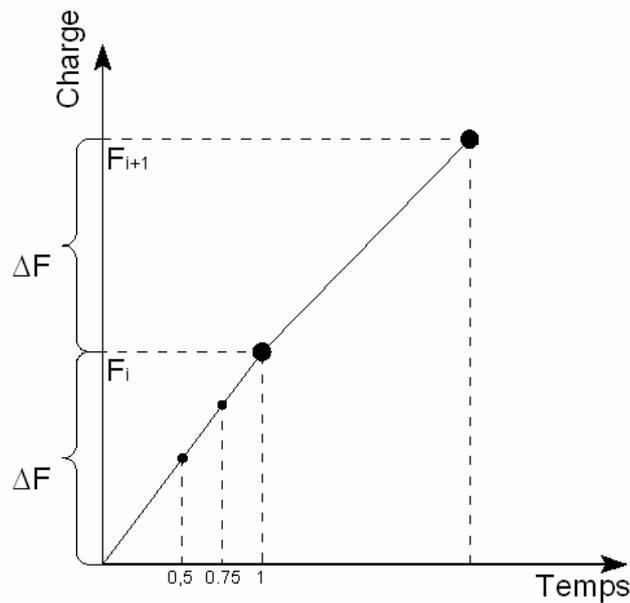


Fig. 4.10.: Incréments de la charge appliquée et division en sous-intervalles.

IV.5.2 GEOMETRIE DE LA STRUCTURE

Des volumes sont prévus pour le béton, pour les barres d'acier et pour les cadres. Nous avons une géométrie assez détaillée qui est proche à la géométrie du modèle expérimental que nous utilisons dans l'étude expérimentale. Sur l'échelle « méso », les matériaux sont modélisés comme homogènes et isotropes. Cependant sur l'échelle « macro », l'échelle de la structure, nous avons une modélisation explicite. La modélisation explicite des volumes permet de définir des surfaces où les lois particulières de comportement à l'interface acier-béton et béton-matériau composite.



Fig.4.11. : Des volumes créés pour le béton avec des réservations pour les volumes de l'armature longitudinale et pour les cadres.

Les volumes prévus pour le béton avec des réservations pour les barres d'acier et les cadres sont visualisés sur la figure 4.11. Les volumes créés pour les barres d'acier et pour les cadres sont présentés sur la figure 4.12.

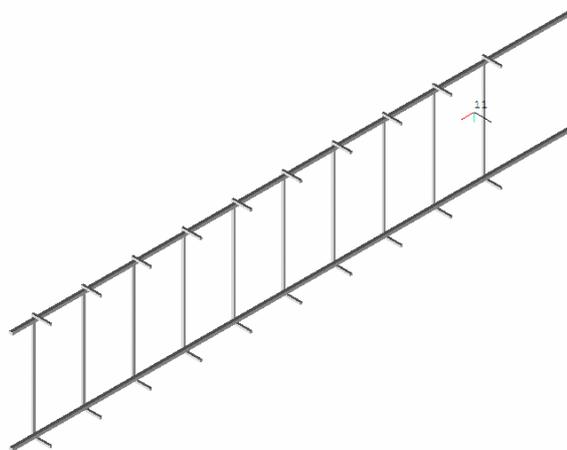


Fig. 4.12. : Des volumes créés pour l'armature.

Afin de minimiser le temps de calcul, les surfaces de symétrie existantes sont prises en considération. Un quart de la structure est modélisé et des conditions aux limites appropriées sont appliquées. (Fig. 4.13, plaines de symétrie « a-a » et « b-b »).

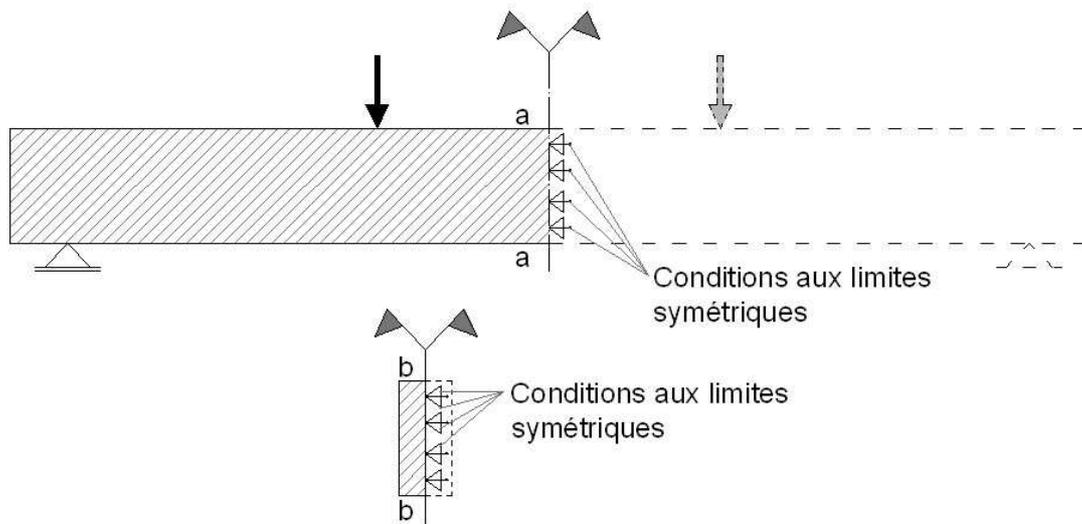


Fig. 4.13. : Conditions aux limites symétriques appliquées.

IV.5.3 ÉLÉMENTS FINIS UTILISÉS

Pour le maillage de la structure, les éléments finis suivants ont été utilisés :

- SOLID 95- élément fini 3D à 20 nœuds (3D Structural Solid- Fig. 4.14.). Cet élément fini est applicable pour le maillage des domaines irréguliers sans perte de précision. Il supporte l'option d'être désactivé pendant l'analyse (option E-KILL).

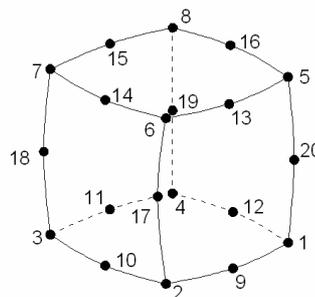


Fig. 4.14. : Solid 95

- SOLID 191 élément fini 3D stratifié à 20 nœuds (3D Structural Layered element). Le renforcement en matériau composite consiste en plusieurs couches de tissus en fibres de carbone. Le choix d'un élément fini stratifié permet la modélisation du renforcement composite multicouche.

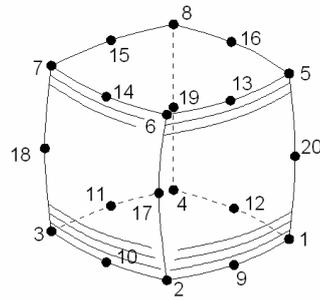


Fig. 4.15. : Solid 191

- Mesh 200-éléments finis 3D. Dans l'étape de création du maillage cet élément fini qui ne prend pas part à la solution, a été utilisé pour former un pré-maillage sur certaines lignes choisies, et gérer ainsi la densité du maillage dans les différentes régions de la structure. Un maillage plus fin a été recherché dans la zone de l'interface acier-béton.

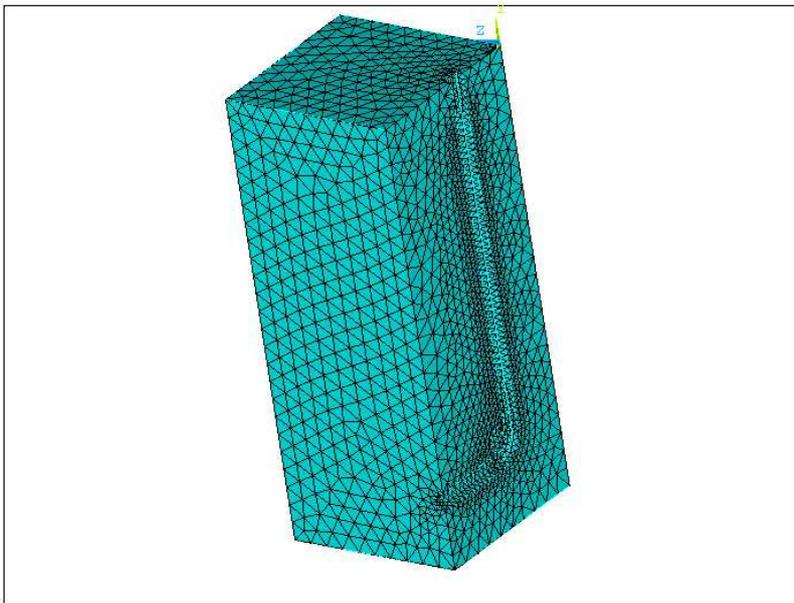


Fig. 4.16. : Maillage d'un module de la structure considérée.

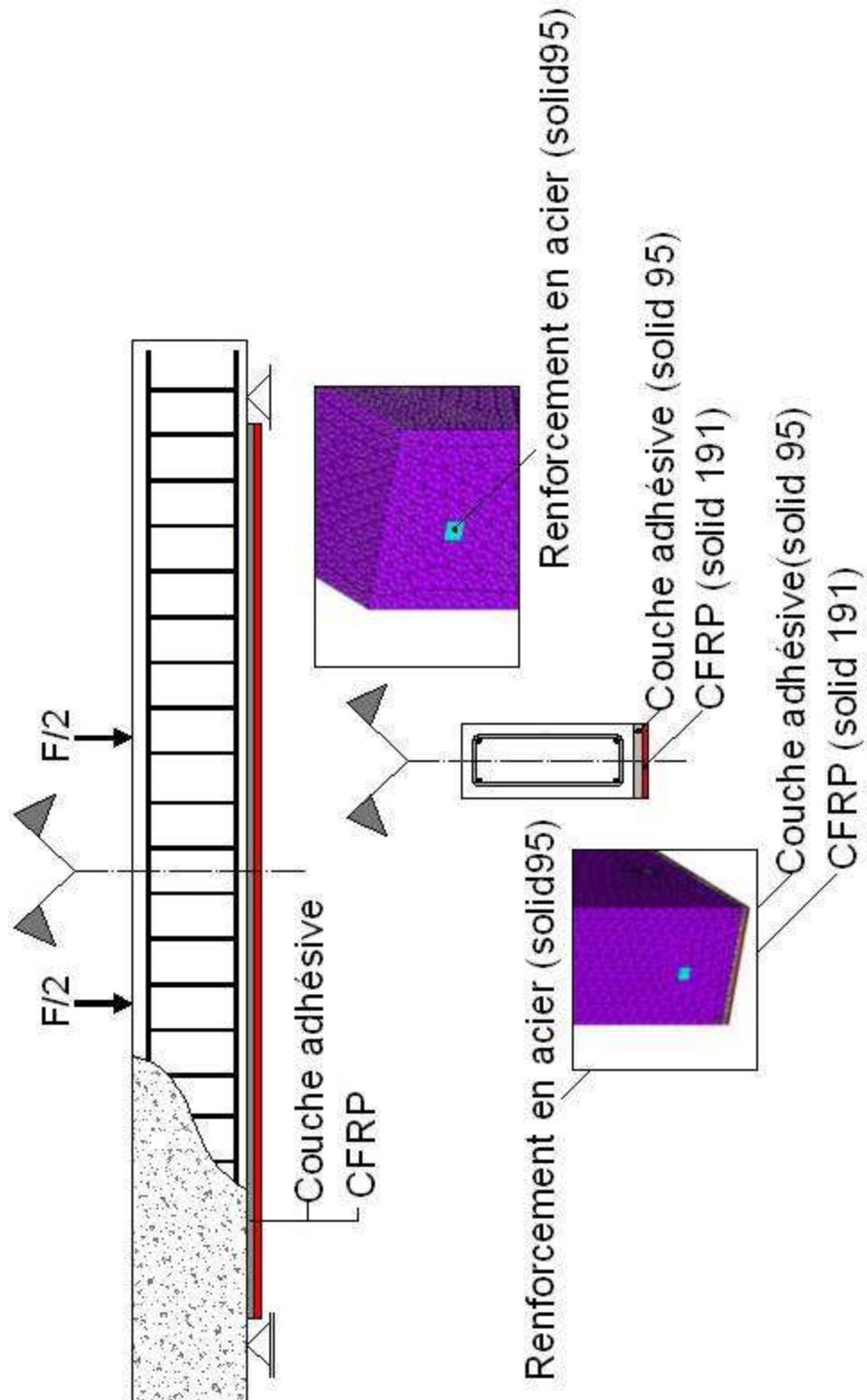


Fig. 4.17. : Éléments finis, utilisés pour mailler les volumes réservés pour les différents matériaux.

IV.5.4 RESULTATS DE L'IMPLANTATION DE LA PROCEDURE SEMI-ANALYTIQUE PROPOSEE

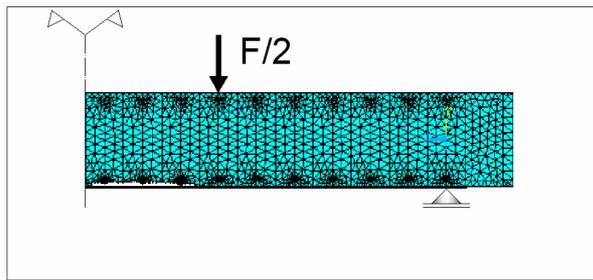
Dans ce paragraphe les résultats obtenus avec l'implantation de la procédure semi-analytique que nous avons proposé sont présentés.

IV.5.4.1 Prédiction de la propagation de la fissuration distribuée et de la fissuration macroscopique

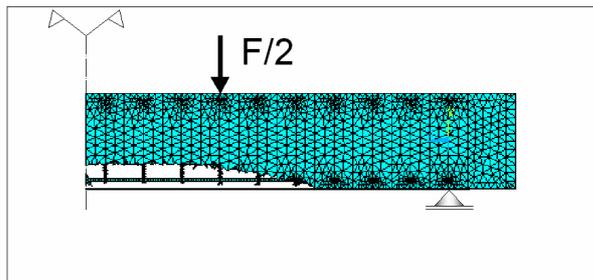
La variable d'endommagement est une variable interne qui mesure le taux de la fissuration distribuée dans le cadre d'un élément fini. A la base de notre analyse numérique nous pouvons visualiser les éléments finis, dans lesquels la variable d'endommagement ne dépasse pas quelque valeur donnée pour le niveau courant de la charge. Nous pouvons suivre ainsi la propagation de la zone endommagée avec l'augmentation de la charge appliquée. Sur la (*Fig. 4.18.*) la propagation de la zone endommagée, dans laquelle la valeur de la variable d'endommagement est plus grande que 0,2 est présentée.

La rupture locale dans le cadre d'un élément fini a lieu lorsque la variable d'endommagement atteint sa valeur critique. Nous pouvons faire une visualisation des éléments finis, dans lesquels la variable d'endommagement est inférieure à la valeur critique D_{crit} . Nous pouvons ainsi observer la zone, dans laquelle nous avons une rupture dans le cadre de l'élément fini, c'est-à-dire la zone dans laquelle la fissure macroscopique est initiée. Nous pouvons simuler la propagation de la fissure macroscopique (*Fig. 4.19.*) et estimer la charge correspondante à son initiation.

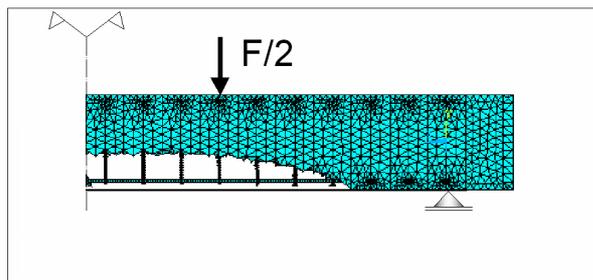
Nous observons aussi (*Fig. 4.18., Fig. 4.19*) que la propagation de la zone endommagée occupe un plus grand intervalle dans l'histoire du chargement de la structure considérée, tandis que l'intervalle situé entre le moment de l'amorçage de la fissure et la manifestation de la rupture globale est plus courte. Si on accepte une vitesse de chargement égale à 100N/seconde, l'intervalle amorçage-propagation de la fissure va durer 60 secondes, tandis que pour toute l'histoire de chargement nous aurons 700 secondes.



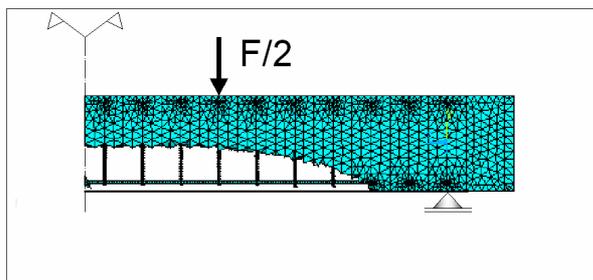
a) $\frac{F}{2} = 7kN$



b) $\frac{F}{2} = 13kN$

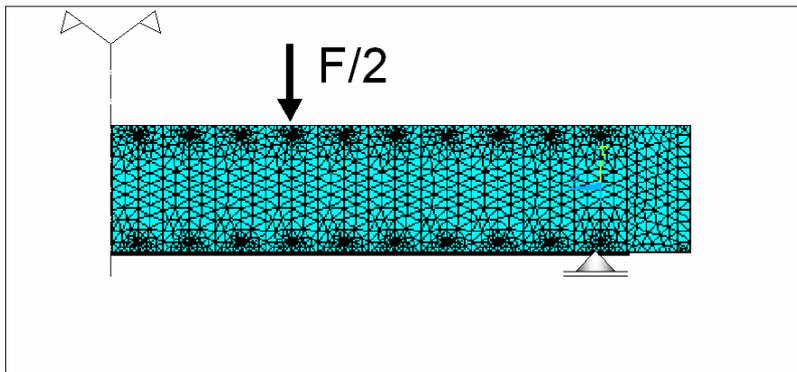


c) $\frac{F}{2} = 19kN$

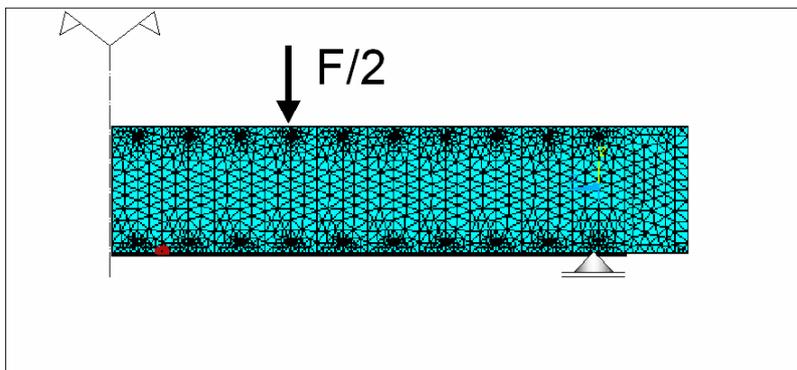


d) $\frac{F}{2} = 25kN$

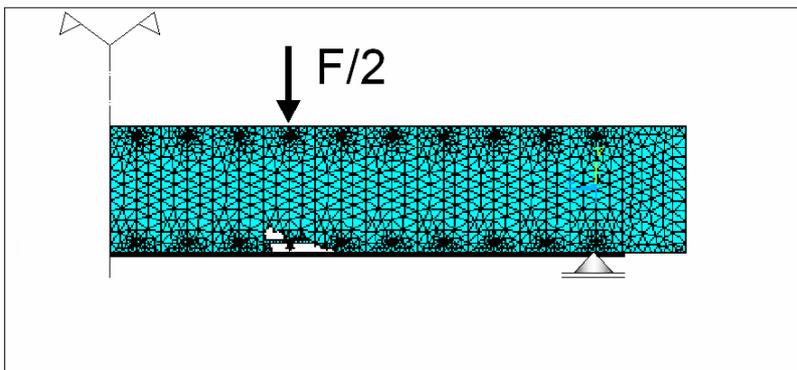
Fig. 4.18. : Propagation de l'endommagement avec l'évolution de la charge appliquée.



a) $\frac{F}{2} = 33kN$



b) $\frac{F}{2} = 34kN$



c) $\frac{F}{2} = 35kN$

Fig. 4.19. : Visualisation de la propagation de la fissure.

IV.5.4.2 Comportement global de la structure

Dans cette section nous présentons les résultats de nos simulations qui donnent une information sur le comportement globale de la structure renforcée. Etant donné que le champ des déplacements est déterminé pour tous les incréments de la procédure incrémentale nous pouvons stocker dans un tableau prédéfini le déplacement dans la direction « z » d'un point choisi. A la fin de la procédure incrémentale nous avons l'évolution de la flèche avec l'évolution du paramètre pilote. Sur les figures suivantes nous présentons les courbes charge-flèche pour des quantités différentes de renforcement extérieur en matériau composite.

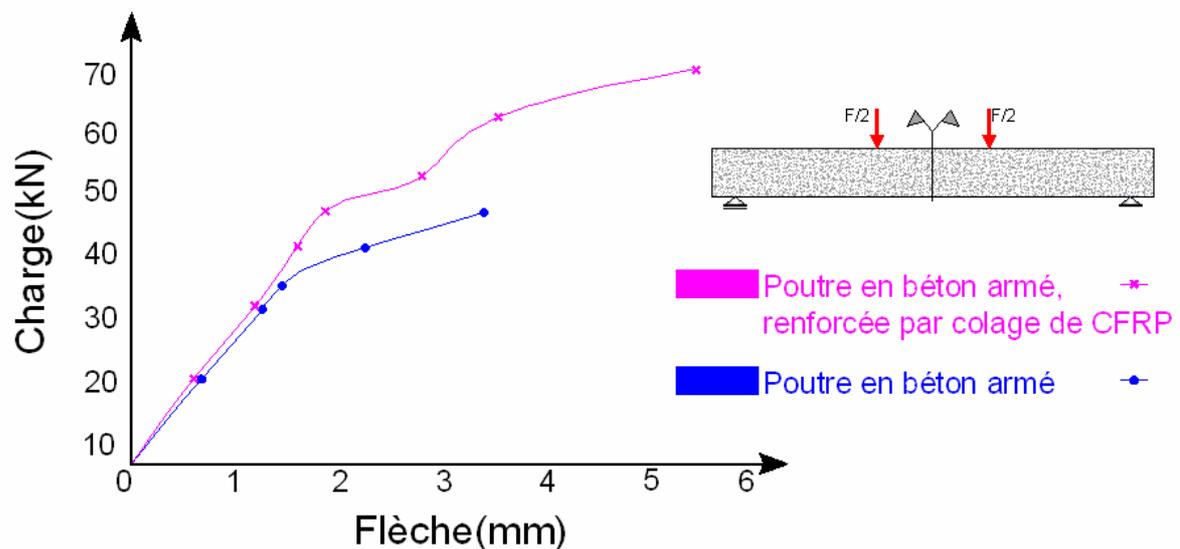


Fig. 4.20. : Graphes « Charge-flèche » pour une poutre en béton armé non renforcée et une poutre renforcée par la mise en place du matériau composite.

Sur la figure 4.20 on peut observer l'effet de l'augmentation de la capacité portante d'une poutre en béton armé avec la mise en place du renforcement en matériau composite.

IV.5.4.3 Comportement local de la structure

Nous exploitons aussi la possibilité d'utiliser la procédure semi-analytique pour simuler le comportement local de la structure en terme de contraintes ou en terme de

déformation. Il faut noter que la visualisation de la propagation de la zone endommagée ainsi que la visualisation de la propagation de la fissure, sont obtenues à partir des champs tensoriels des contraintes et des déformations générées par la charge appliquée. Sous cette optique les résultats que nous présentons ici peuvent être traités comme une étape qui précède l'étape dans laquelle la variable d'endommagement est calculée. En même temps ils donnent un point de repère additionnel sur le comportement de la structure et une base de comparaison avec les résultats obtenus dans l'étude expérimentale. Nous présentons ici l'évolution des contraintes dans certains endroits de la barre de l'armature tendue.

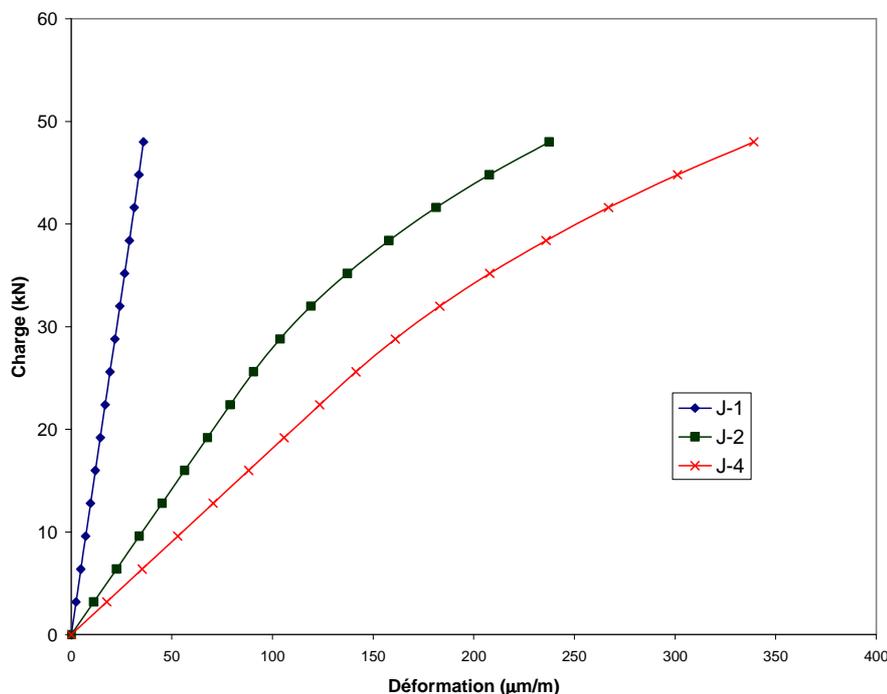


Fig. 4.21. : Courbes Charge-Déformation dans 3 points observés dans la barre de l'armature tendue.

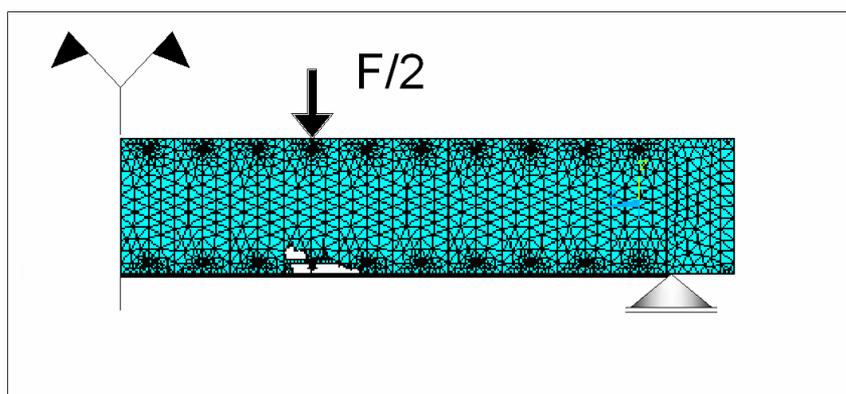
IV.5.5 CONFRONTATION AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX.

Étant donné que notre modèle expérimental et notre modèle numérique ont la même géométrie et sont constitués de matériaux possédant les mêmes propriétés physiques, nous nous permettons de faire une comparaison entre nos résultats numériques et expérimentaux. Afin de vérifier la fiabilité de la procédure semi-analytique nous confrontons nos prévisions

qualitatives et quantitatives sur le comportement de la structure avec nos observations expérimentales.



a) Rupture dans l'enrobage en béton accompagnée par rupture du matériau composite.



b) Visualisation de la rupture.

Fig. 4.22. : Comparaison du mode de rupture par le modèle théorique (b) et expérimental (a)

L'aspect qualitatif de la confrontation comprend la visualisation des zones endommagées et la visualisation de la rupture dans le béton. En ce qui concerne l'aspect quantitatif de la confrontation nous avons choisi de suivre et de comparer l'évolution des paramètres que nous avons observés expérimentalement : déplacement vertical et évolution des déformations dans la barre d'acier tendue.

Sur la figure 4.22 nous pouvons comparer la rupture observée dans l'essai de flexion quatre points, sur une poutre renforcée de trois couches de FRP (*Fig. 4.22. a*) avec la visualisation de la rupture obtenue avec la procédure semi-analytique que nous proposons (*Fig. 4.22. b*). Sur la photo de la poutre cassée et sur la visualisation de la rupture prévue par notre analyse, la rupture dans le béton est située au dessous du point d'application de la charge.

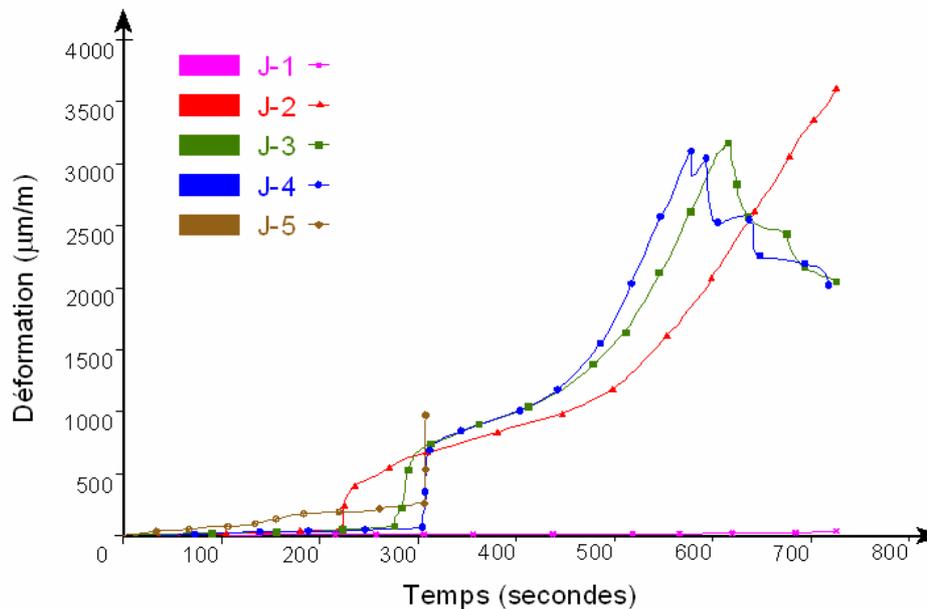


Fig. 4.23. Variation des déformations dans la barre d'acier. (Poutre Juin 3).

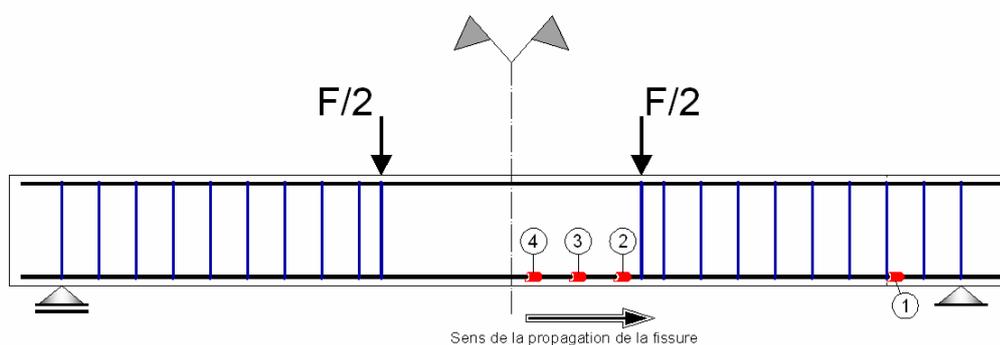


Fig. 4.24. : Position des jauges de déformation sur la barre d'acier tendue.

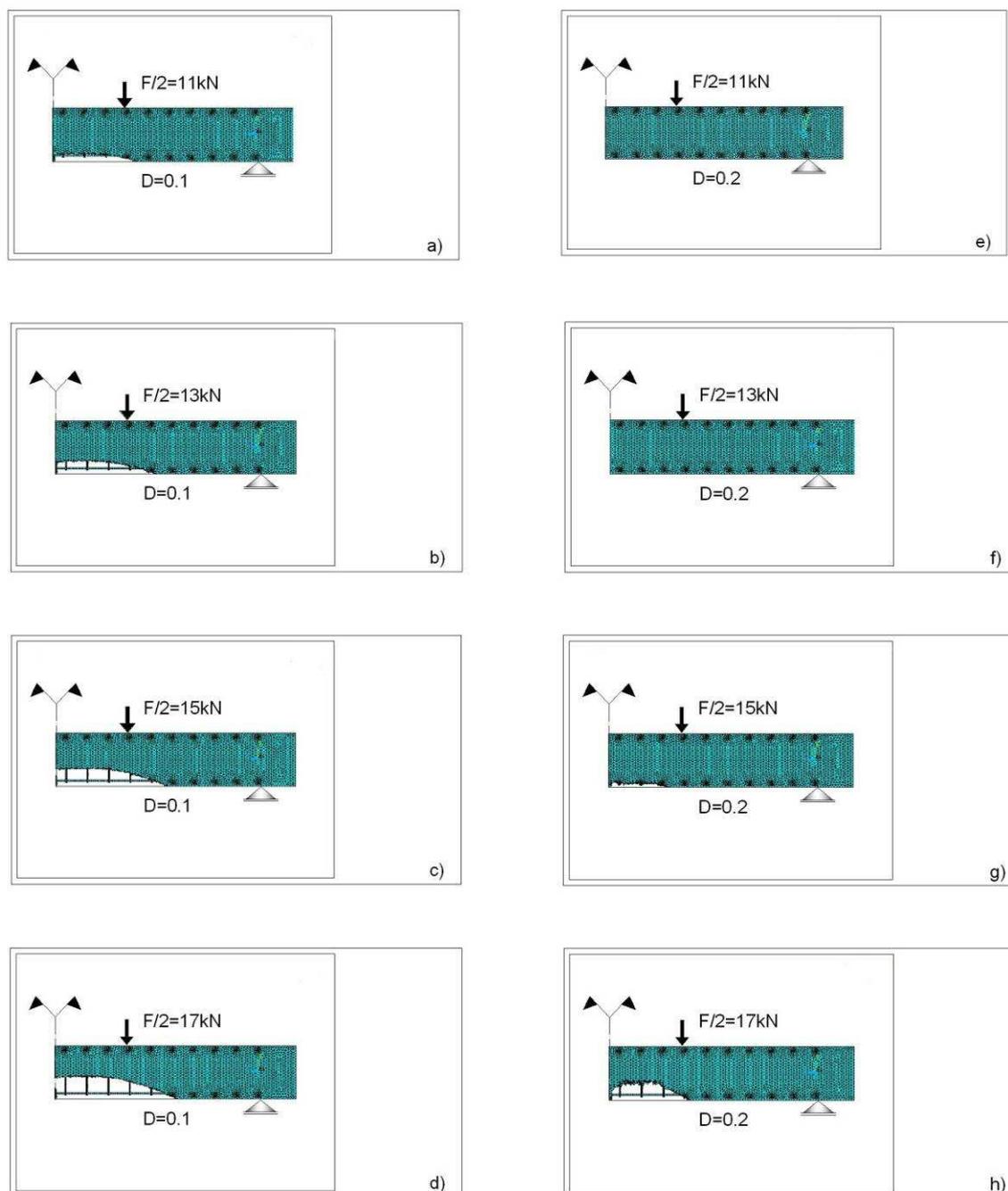


Fig. 4.25.: Visualisation de l'endommagement généré dans la poutre renforcée par collage de matériau composite pour différents niveaux de la charge appliquée.

L'hypothèse que la rupture locale coïncide avec les extremums des courbes « déformation-temps » nous permet de repérer l'axe temporel les moments où la rupture locale surgit (*Fig. 4.23.*).

Tenant compte de la disposition des jauges de déformation (*Fig. 4.24.*) nous pouvons conclure que la rupture est initiée dans la section médiane de la poutre et se propage vers le support. La rupture locale est liée avec la variable d'endommagement : elle surgit lorsque l'endommagement dans l'endroit considéré atteint une valeur limite. Sur la (*Fig. 4.25.*) nous présentons une visualisation de la zone d'un certains niveau de la variable d'endommagement générée par la charge appliquée. Il est visible que ces zones se propagent avec l'augmentation de la charge appliquée. Le sens de la propagation des zones endommagées est de la section médiane de la poutre vers le support. La visualisation de la zone endommagée, obtenue par notre modèle est en cohérence avec les données expérimentales présentées sur la (*Fig. 4.23.*).

La flèche mesurée pour la poutre de référence est comparée avec la flèche estimée dans notre analyse. Les deux courbes présentent la réponse de la poutre de référence. La courbe obtenue expérimentalement a un caractère bi-linéaire, tandis que la courbe obtenue comme résultat de notre analyse numérique est plus « régulière ». La rigidité de la poutre de référence est initialement sous-estimée par notre modèle. Après le changement de la pente de la courbe phénoménologique, les déplacements mesurés expérimentalement deviennent graduellement plus grands que les valeurs pronostiques correspondantes.

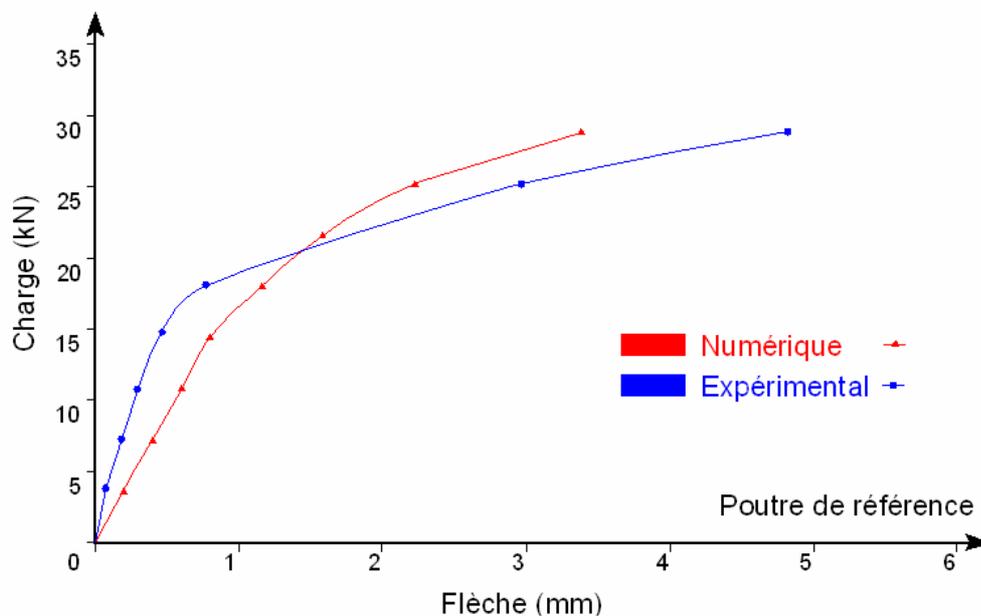


Fig. 4.26.: Comparaison entre le comportement « Charge-flèche » de la poutre de référence obtenu expérimentalement et suite à l'analyse numérique.

Une comparaison entre courbes « Charge-Déformation » obtenues expérimentalement et numériquement pour les jauges de déformation J-2 et J- 4 est présentée sur la (Fig. 4.27.) et (Fig. 4.28.).

Il faut noter que nos prévisions sont plus ou moins approximatives, sauf erreurs possibles qui peuvent accompagner l'étude expérimentale.

La loi constitutive adoptée pour modéliser le comportement du béton ne prend pas en considération l'anisotropie induite par l'accumulation de l'endommagement. Il donne des résultats satisfaisant jusqu'à un certains niveau des contraintes. Le modèle adopté pour décrire le comportement de l'acier l'érouissage cinématique isotrope est aussi assez approximatif. La phase d'écoulement plastique et la phase d'érouissage sont remplacées par une relation linéaire dans la loi constitutive de l'acier.

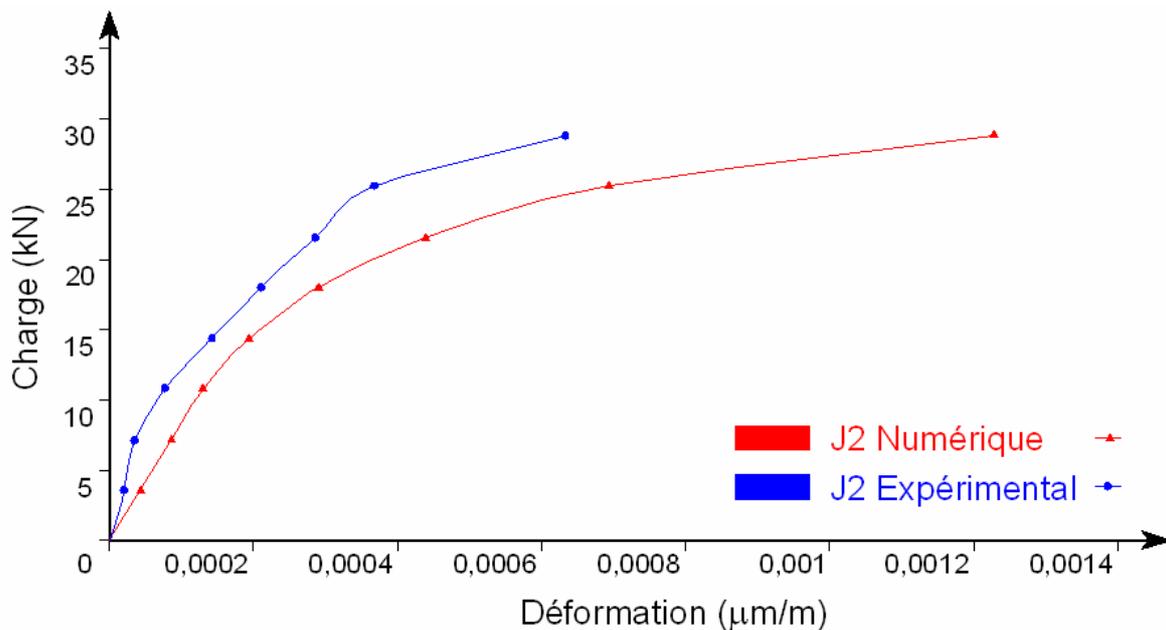


Fig. 4.27.: Comparaison entre l'évolution de la déformation détectée par la jauge de déformation et la déformation simulée dans l'analyse numérique (J-2).

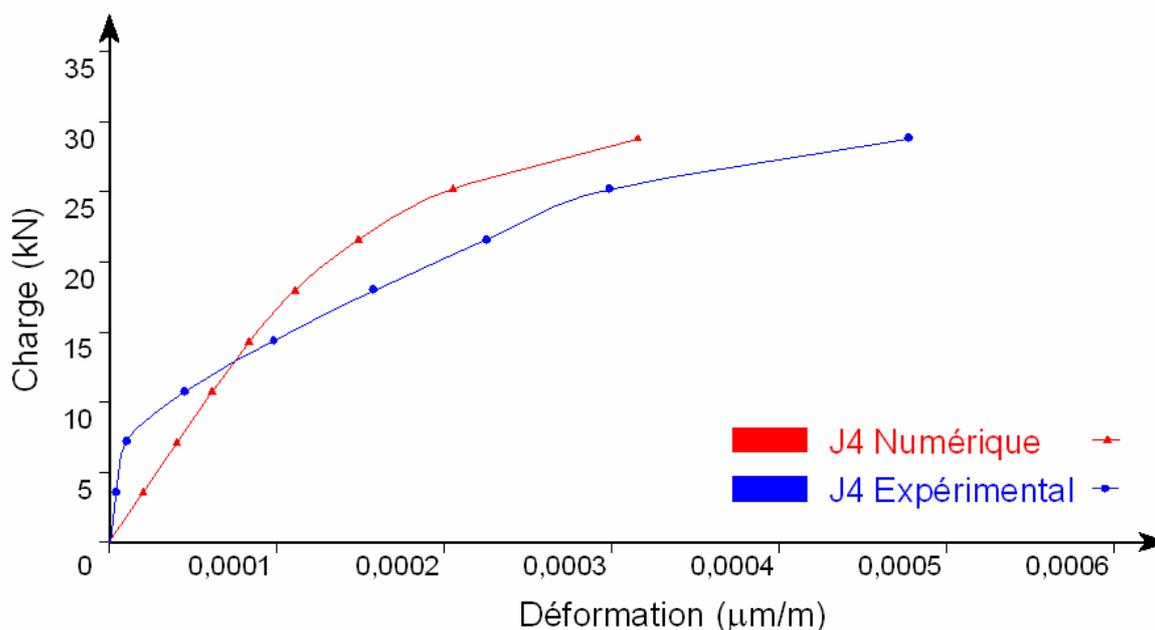


Fig. 4.28. : Comparaison entre l'évolution de la déformation détectée par la jauge de déformation et la déformation simulée dans l'analyse numérique (J-4).

IV.6 REMARQUES CONCLUANTES SUR LA PROCEDURE SEMI-ANALYTIQUE PROPOSEE

Dans ce chapitre nous présentons la procédure semi-analytique, qui nous permet de simuler le comportement mécanique d'une structure en béton armé, renforcée par collage de matériaux composites.

Plusieurs mécanismes de résistance sont pris en considération dans la solution proposée.

La complexité du modèle, en terme de géométrie et de lois de comportement formulées impose l'utilisation d'une solution numérique. Dans le cadre de la solution numérique, une procédure incrémentale est introduite. Elle nous permet de tenir compte de l'histoire du chargement. Ainsi les propriétés mécaniques des matériaux dans un incrément donné sont modifiées en fonction des résultats (distribution des déformations et des contraintes dans la structure) obtenus dans l'incrément précédent.

La définition des lois de comportement sur une échelle mésoscopique sous-entend l'applicabilité du modèle à une géométrie arbitraire. Cependant, afin de valider notre modèle, nous proposons une simulation du comportement des corps d'épreuve, que nous avons testé dans la partie expérimentale de notre étude. La confrontation « résultats théoriques- résultats expérimentaux » montre que :

- Notre procédure semi-analytique permet le pronostique qualitatif de la réponse de la structure renforcée en fonction de la sollicitation mécanique : nous pouvons visualiser le mode de rupture ;
- Notre procédure semi-analytique nous permet de quantifier la réponse locale et la réponse globale de la structure. Nous pouvons suivre l'évolution des déplacements, des déformations et des contraintes en fonction de l'évolution de la charge appliquée avec une adéquation satisfaisante.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Cette étude a porté sur le comportement mécanique de structures, renforcées par collage de matériaux composites en fibres de carbone. Nous nous sommes intéressés particulièrement aux cas de poutres en béton armé, présentant un défaut, tel qu'un sous dimensionnement des aciers tendus. Nous avons utilisé les matériaux composites pour restaurer et augmenter la capacité portante des poutres à la flexion.

L'étude bibliographique montre que pour le renforcement de nos poutres, ce sont les fibres de carbone qui possèdent les meilleures propriétés mécaniques, physiques et chimiques.

Nous avons décrit la préparation des poutres en béton armé, et de leurs surfaces destinées à recevoir l'adhésif et le matériau composite. Le corps d'épreuve a été instrumenté par des capteurs à jauges électriques, ce qui nous a permis de suivre les déformations en divers points judicieusement choisis. Nous avons mesuré l'évolution de la flèche en fonction de l'évolution de la charge appliquée, ainsi que le glissement relatif entre le béton et le matériau composite, révélateur d'une rupture possible à l'interface béton-matériau composite.

L'extensiométrie par jauges électriques qui nous a permis d'observer le comportement local de la structure étudiée, constitue une méthode de référence par rapport aux autres techniques de mesure telles que l'émission acoustique. Elle permet, à partir des valeurs des déformations superficielles du matériau composite, du béton et des armatures passives, d'accéder par une méthode indirecte à l'étude des paramètres qui influencent la tenue mécanique des poutres renforcées.

Dans nos expériences, sur nos poutres en béton armé courant, renforcées à la flexion par des matériaux composites en fibres de carbone, nous avons constaté, comme d'autres études antérieures, une amélioration nette de la charge ultime, pouvant atteindre le double de la valeur obtenue pour une poutre non renforcée et possédant la même géométrie et la même quantité de renforcement intérieur en acier. Nous avons aussi constaté, toujours en accord avec les études antérieures, une réduction du tiers de la flèche mesurée.

En général, dans une poutre en béton armé, renforcée par collage de matériaux composites, plusieurs types de rupture peuvent être observés :

- Rupture par flexion
- Rupture par flexion-cisaillement
- Rupture par cisaillement
- Rupture par compression du béton
- Rupture par cisaillement arrachement du béton à l'extrémité de la plaque collée.

Les essais, que nous avons réalisés, dans notre cas particulier de sous dimensionnement des poutres en béton armé, avec le tissu en fibres de carbone appliqué directement sur la surface du béton à l'aide de l'adhésif, nous ont permis de mettre en évidence principalement deux modes de rupture. Nous avons observé :

- La rupture par flexion de la poutre en béton armé, suivie par la rupture du matériau composite au voisinage de la fissure.
- La rupture globale de la poutre renforcée, entraînée par la rupture à l'interface béton matériau composite et en particulier la rupture dans l'enrobage en béton.

Après avoir caractérisé mécaniquement les différents composants de notre corps d'épreuve (béton, acier, adhésif, matériau composite) en définissant leurs lois de comportement, après avoir étudié expérimentalement le comportement des poutres en béton armé, qui présentent toutes un sous dimensionnement des armatures tendues, nous avons procédé à une modélisation du cas des poutres, le plus usuellement rencontrées dans les bâtiments courants, à savoir le cas des poutres en béton armé courant.

Nous proposons un modèle théorique pour simuler le comportement mécanique sous chargement d'une structure en béton armé, renforcée par collage de matériau composite. Nous avons formulé des lois constitutives pour tous les composants de la structure renforcée, ainsi que des lois d'interaction entre eux. Nous avons aussi défini des critères de rupture locale.

Nous avons modélisé la géométrie de la structure explicitement en 3-D : nous avons prévu des volumes pour le béton, l'acier, le matériau composite, l'adhésif.

Le problème ainsi formulé, exige dans sa complexité une solution numérique. Nous avons adopté une approche fondée sur la méthode des éléments finis. La réponse mécanique de la structure à une charge appliquée est obtenue dans une procédure incrémentale. Avec la croissance de la variable pilote –le chargement extérieur, un champ de déformations est généré dans la structure. Les lois constitutives, définies pour les différents matériaux nous donnent une relation entre le tenseur des déformations et le tenseur des contraintes. Ainsi le champ des contraintes est connu dans la structure. Les critères de rupture locale peuvent être vérifiés à la base des composants des tenseurs des déformations et des contraintes. Dans le modèle, que nous proposons, la manifestation de la rupture locale est traduite par la désactivation des éléments finis, dans lesquels elle est détectée.

Pour valider notre modèle théorique, nous avons recherché une confrontation avec les résultats que nous avons obtenu de façon expérimentale. Nous avons fait des simulations avec la géométrie de nos corps d'épreuve et nous avons simulé l'évolution des valeurs, que nous avons mesurées dans notre campagne expérimentale. Nous avons obtenu des graphes de l'évolution du renforcement intérieur en acier et de la flèche, qui peuvent être comparés avec les graphes, obtenus expérimentalement.

La désactivation consécutive des éléments finis, dans lesquels la rupture locale est manifestée nous donne la possibilité de simuler la propagation de la fissuration dans la structure et de pronostiquer le mode de la rupture globale.

Les résultats obtenus par notre modèle numérique montrent une bonne adéquation à ceux obtenus expérimentalement. L'application de notre modèle numérique donne de bons résultats au niveau de la simulation qualitative. La visualisation de la propagation des zones endommagées et de la fissuration dans le béton reste cohérente aux vues des résultats obtenus dans la partie expérimentale de notre étude.

Même remarque en ce qui concerne la comparaison quantitative entre nos résultats numériques et expérimentaux qui sont pratiquement identiques. Cependant, notons une différence entre les déplacements et les déformations calculés et expérimentaux, liée

probablement à plusieurs facteurs : l'utilisation des hypothèses simplificatrices faites dans le modèle théorique. Quelques remarques qui auraient pu améliorer notre modèle :

- Prise en considération de l'anisotropie dans le béton, résultante de l'accumulation de l'endommagement ; délocalisation de la variable d'endommagement,
- Utilisation d'une loi de comportement type « écouissage multilinéaire » pour l'acier, dans laquelle la « relation contraintes déformations » est décrite par plusieurs points ($\sigma - \varepsilon$) dans l'espace ($\sigma - \varepsilon$), ou une modélisation basée sur la mécanique d'endommagement,
- Préciser les critères de rupture pour le matériau composite à l'échelle du matériau (délaminage entre les couches dans le cadre de renforcement multi couche, rupture dans le cadre d'une couche).

RERERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[AN- 91] AN W., SAADATMANESH, H., EHSAMI, M. R.,

“RC Beams Strengthened With FRP Plates II: Analysis and Parametric Study”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 11, pp.: 3434-3455, 1991.

[ARD- 97] ARDUINI, M., DI TOMASO, A., NANNI, A.,

“Brittle Failure in FRP Plated and Sheet Bonded Beams.”, ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 4, pp.: 363-370, 1997

[ASS- 98] ASSIH, J.

« Contribution à l'étude du Renforcement et de la Réparation de Poutres en Béton Armé par Collage de Plaques Composites en Fibres de Carbone », Thèse de Doctorat, UFR Sciences de Reims, 1998

[ATK- 82] ATKINSON, C., AVILA, J., BETZ, E., SMELSER, R. E.,

“The Rod Pullout Problem, Theory and experiment”, J. Mech. Phys. Solids, 30[3], pp.:97-120, 1982.

[BAZ- 83] BAZANT Z. P., OH, B.

“Crack Band Theory for Fracture of Concrete, RILEM Material Structures” 16,155-177, 1983

[BER- 87] BERDAH C., GILIBERT Y. et RIGOLOTT A.

"Étude théorique et expérimentale de l'assemblage collé à simple recouvrement avec symétries axiale et transversale sollicité en traction", Rapport de recherche 216, E.N.S.T.A, 1987

[BER- 99] BERTHELOT J. M.

« Matériau composites- comportement mécanique et analyse des structures» Ed. Technique et documentation, pp.: 125, 1999.

[BOR- 85] de BORST R. , NAUTA P.

“Non-orthogonal Cracks in a smeared finite element model”, Engineering Computing 2, 35-46, 1985

[BUY-04] BUYLE-BODIN, et al

“Use of carbon fibre textile to control premature failure of reinforced concrete beams strengthened with bonded CFRP plates.” *Journal of Industrial Textiles*, volume33, Issue 3, January 2004, pages 145-157.

[BUY-03] BUYLE-BODIN, et al

“Experimental analysis of flexural behavior of externally bonded CFRP reinforced concrete structures”, *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 36 (258), pp.238-241.

[BUY-02] BUYLE-BODIN, et al

“Finite element modelling of flexural behaviour of externally bonded CFRP reinforced concrete Structures”, *Engineering Structures*, 24(11), pp.1423-1429.

[BUR- 75] BURKHARDT et al

"Expériences sur les poutres mixtes en acier - béton liées à l'aide d'adhésifs époxydes", *Bulletin de la RILEM, Matériaux et Constructions*, n°46, Juillet - Août 1975.

[BOU- 05] BOUZAOU, L.

« Contribution à l'Étude Expérimentale et Théorique de Structures Mixtes Acier-Béton Assemblées par collage. », Thèse de Doctorat, UFR Sciences de Reims, 2005.

[BOW- 79] BOWLING, J., GROVES, G. W.,

“The Debonding and Pullout of Ductile Wires from a Brittle Matrix”, *J. Mater., Sci.*, 14, pp.: 431-442, 1979.

[BUY- 98] BUYUKOZTURK, O., HEARING, B.,

“Failure Behaviour of Pre-cracked Concrete Beams Retrofitted with FRP”, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 2, No. 3, pp.: 138-144, 1998.

[BUY- 03] BUYUKOZTURK, O., GUNES, O., KARACA, E.,

“Progress in Understanding Debonding Problems in Reinforced Concrete and Steel Members Strengthened Using FRP Composites”,

Construction and Building Materials, 18, pp.: 9-19, 2004.

[CHA 79] CHABOCHE, J. L.

« Le concept de contrainte effective appliqué à l'élasticité et à viscoplasticité en présence d'un endommagement isotrope », Int. J. P. Boehler, ed., Colloque EUROMECH 115, Grenoble, pp.: 737- 760, Edition du CNRS, 1982, 1979.

[CHA- 94] CHAJES, M. J., THOMSON T. A. et JANUSZKA, T. F.

“Flexural Strengthening of Concrete Beams Using Externally Bonded Composite Materials”, Construction and Building Materials, Vol. 8, No. 3, pp.: 191-201, 1994.

[DEL-85] DELMAS Y.

"Contribution à l'étude théorique et expérimentale du collage de tubes métalliques par l'intermédiaire de résines époxydes"; Thèse de Doctorat 3^{ème} cycle, U.E.R. Sciences de Reims, 1985

[DES- 95] DESKOVIC N., MEIER U., TRIANTAFILLOU T.C.

Innovative Design of FRP Combined with Concrete: Long-term Behavior, Journal of Structural Engineering, vol. 121, n° 7, 1995.

[DUB-92] DUBOIS M., PICARD A. et BEAULIEU D.

“Renforcement de poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites: études théoriques et expérimentales”. Proceeding of the first International Conference on advanced Composite Materials in Bridges and Structures, Shearbrooke, Que., pp 265-355., October, 1992.

[DIA- 01] DIAGANA, C.

"Contribution à l'étude expérimentale et théorique de structures en béton armé renforcées à l'effort tranchant par collage de composites à matrice organique", Thèse de doctorat, Université de Reims Champagne-Ardenne, 2001.

[EN- 03] EUROCODE 2

Calcul des Structures en béton, Partie 1-1 : Règles Générales et Règles pour les bâtiments, Avril, 2003.

[GAC- 07] GACOIN, A.

« Étude Expérimentale et Numérique du Comportement Micromécanique des Liaisons Collées de type Sifflet et Double Sifflet », Thèse de doctorat, Université de Reims Champagne-Ardenne, 2007.

[GAR- 98] GARDEN, H. N., HOLLAWAY, L. C.,

“An Experimental Study of the Influence of Plate End Anchorage of Carbon Fiber Composite Plates Used to Strengthen Reinforced Concrete Beams”, Composite Structures, Vol. 42, pp.: 175-188, 1998

[GEY- 68] GEYMAYER H.G.,

“Static test of Reinforced Concrete Beams: Development of Iterative Analysis Procedure and Test of Beams Reinforced with Steel, aluminium and Fiber Glass”, Technical Report No. 6- 818, U. S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mar., 44 pp., 1968.

[GIL-90] Y. GILBERT, S. HALFAOUI, M. L. L. KLEIN

« Influence de la rugosité sur le comportement mécanique fin en traction statique et en fatigue par traction ondulée de l’assemblage collé en sifflet ».XX^{ème} Congrès FATIPEC, Nice 1990.

[GOP- 87] GOPALARATNAM,, V. S., SHAH, S. P.,

“Tensile Failure of Steel Fiber Reinforced Mortar”, ASCE J. Engng. Mec., 113[5], pp.: 632-652, 1987.

[GRE- 87] GRESZCZUK, L. B.,

“Theoretical Studies of the Mechanics of Fiber Matrix Interface in Composites”, ASTM STP 452, pp.:42- 58, 1968.

[GUR- 67] GURNEY, C., HUNT, J.,

« Quasi-Static Crack propagation » Phil. Trans., Roy. Soc., 299, Ser. A, pp. :508- 524, 1967.

[HAL-90] HALIOUI M.

"Contribution à l'évaluation du comportement mécanique non linéaire, d'assemblages collés de tôles minces d'acier, sous sollicitations monotones ou cycliques"; Thèse de Doctorat, UFR Sciences de Reims, 1990.

[HAM- 90] HAMOUSH S. A. , AHMAD S.H.

"Debonding of Steel Plate-Strengthened Concrete Beams", Journal of Structural Engineering, vol. 116, n° 2, February, 1990.

[HER-67] L'HERMITE R., BRESSON J.

"Béton armé d'armatures collées ", colloque RILEM, 4-6 sept., Paris, pp 175-203, 1967.

[HSU- 90¹] HSUEH, C. H.

“Interfacial Friction Analysis for Fiber- Reinforced Composites During Fiber Push- Down (indentation)”, J Mater. Sci., 25, pp.: 818-828, 1990.

[HSU- 90²] HSUEH, C. H.

“Fiber Pullout Against Fiber Pushdown for Fiber – Reinforced Composites with Frictional Interfaces” J. Mater. Sci., 25, pp.:811-817, 1990.

[HSU- 89] HSUEH, C. H.

“Some Considerations for Evaluation of Interfacial Stress from the Indentation Technique for Fiber- Reinforced Ceramic Composites”, J’ Mat. Sci., Lett. 8, pp.:739-742, 1989.

[HSU- 88] HSUEH, C. H.

“Elastic Load Transfer from Partially Embedded Axially Loaded Fiber to Matrix”, J. of Mat. Sci., Lett. 7, pp.: 497-500, 1988.

[HUT- 90] HUTCHINSON, J. W. JENSEN, H. M.,

“Models of Fiber Debonding and Pullout in Brittle Composites with Friction”, *Mech. Mater.* , 9, pp.: 139-163, 1990.

[JIA- 84] JIANG, D., H., SHAH, S. P. , ANDOMIAN, A. T.,

“Study of the Transfer of Tensile Forces by Bond”, *ACI J.* 81, 251- 259, 1984.

[JON-80] JONES R., SWAMY R.N., BLOXHAM J., BOUDERBALAH A.

"Composite behavior of concrete beams with epoxy bonded external reinforcement, the International" *Journal of Composites*, volume 2, number 2, may 1980.

[JU -89] JU, J. W.

“On Energy based Coupled Elasto-Damage theories: constitutive modelling and Computational Aspects”, *Int. J. Solid Structures*, 25(7), pp.: 803- 833, 1989.

[KAC- 58] KACHANOV, L. M.

“On rupture Time Under Condition of Creep”, *Izvestia Akademii Nauk SSSR, Otd Tekhn. Nauk*, No 8, pp.:26-31(en Russe), 1958.

[KAC 93] KACHANOV, M.

“Elastic Solids with Many Cracks and Related problems”,

In J. Hutchinson et T. Wu, eds., *Advances in Appl. Mech.*, volume 30, pp.: 259- 445, Academic Press, 1993.

[KAN- 69] KANI, N. J.

« A Rational Theory for the Web Reinforcement », *ACI Journal*, pp. :185-197, Mars 1969.

[KAP- 61] KAPLAN M. F.

“Crack propagation and Fracture of Concrete”, *A.C.I. Journal* 58, 591-610, 1961.

[KAW- 82] HAYASHI T., KAWABATA S. and UMEKAWA S.

“Strength of Epoxy Resin Under Multiaxial Stress Field”, Progress in Science and Engineering of Composites, Ed. ICCM- IV, Tokyo, 1982.

[KHA- 79] AI KHALAF, M. N., PAGE, C. L.,

“Steel/Mortar Interface: Microstructural Features and Mode of Failure.”, Cem. Concrete Research, 9, pp.: 197-208, 1979.

[KHA-94] M. F. S. Al- Khalil, P. D. Soden,

“Theoretical Through Thickness Elastic Constant For Filament Wound Composite Tubes”, International Journal of Mechanical Science, Vol. 36. No. 1, pp.: 49- 62, 1994.

[KRI-66] KRIEGH J.D., RICHARD R.M.

"Final report on epoxy bonded composite T-beams for highway bridges Arizona Transportation and Traffic Institute", Report n° 12,; The Arizona State Highway Department and the U.S Bureau of the Public Roads, October 1966.

[LAD- 83] LADEVEZE, P.

« Sur une théorie de l'endommagement anisotrope », Rapport interne 34. Laboratoire de Mécanique et Technologie, Cachan, 1983.

[LAW- 72] LAWRENCE P. J.

“Some theoretical Considerations of Fiber Pullout From an Elastic Matrix”, J. Mater. Sci., 7, pp.: 1-6, 1972.

[LEM- 96] LEMAITRE, J.

“A Course on Damage Mechanics”, Springer, Second rev. Enlarged ed. Edition, 1996.

[LI- 91] LI, Z., MOBASHER, B., SHAH, S. P.,

“Characterization of Interfacial Properties for Fiber- Reinforced Composites”, J. Ame. Cer. Soc., 74[9], pp.: 2156-2164, 1991

[LUH-85] LUHOWIAK W.

"Comportement mécanique d'assemblages métalliques collés par l'intermédiaire de résine époxyde",
Thèse de Doctorat 3^{ème} cycle, U.F.R. Sciences de Reims, 1985.

[MAC-821] Mac DONALD

"Flexural performance of 3.5 m concrete beams with various bonded external reinforcement",
Transport and road Research Laboratory, Crowthorne England, Report SR 728, 1982.

[MAR- 86] MARSHALL, D. B., OLIVER, W. C.,

"Measurement of Interfacial Mechanical Properties in Fiber Reinforced Ceramic Composites",
J. Am Ceram. Soc., 70[8], pp.: 542-548, 1986.

[MAZ- 77] MAZARS J.

"Existence of Critical Strain Energy Release Rate for Concrete", In Proc of I.C.F.4 (Taplin),
1205- 1209, University of Waterloo publishers, Waterloo, Canada, 1977.

[MAZ- 89] MAZARS J. , PIJAUDIER-CABOT G.

"Continuum Damage Theory- Application to Concrete", Journal of Engineering Mechanics
ASCE 115, 345- 365, 1989.

[MAZ 84] MAZARS, J.

« Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non- linéaire et à la
rupture du béton de structure »,

Thèse de Doctorat d'état, Université Paris 6, 1984.

[MEI-92] MEIER U., KAISER H.

"Bâtiment: renforcement des structures par des stratifiés en fibres de carbone", Composites (Paris),;
vol: 32; pp: 42-48, 1992

[MUR 80] MURAKAMI S., ONNO N.

« A Continuum theory of creep and creep Damage »,

In A.R.S. Ponter et D. R. Hayhurst eds., 3rd Creep in Structures Symposium, Leicester, pp.: 422- 443 IUTAM, Springer Verlag, 1980.

[NAA- 76] NAAMAN, A. E., SHAH, S. P.,

« Tensile Failure of Steel Fiber Reinforced Mortar» ASCE J. Structural Division, 102[8], pp.: 1537-1548, 1976.

[NAM- 89] NAMMUR, G., NAAMAN, A. E.,

„Bond Stress Model for Fibre Reinforced Concrete Model Based on Bond Stress- Slip Relationship”, ACI Material J., 86, pp.: 45- 57, 1989.

[OBJ- 98] OBJOIS, A.

Étude Théorique et Expérimentale du Comportement mécanique fin de la Structure Collée du Type « Sifflet », Thèse de Doctorat, UFR Sciences de Reims, 1998.

[ORI 85] ORITZ M.

“A Constitutive Theory for the Inelastic Behaviour of Concrete”, Mechanics of Materials, 4; pp. : 67- 93, 1985.

[OUT- 69] OUTWATER J. P., MURPHY, M. C.,

“On the Fracture Energy of Unidirectional Laminate”, in proceedings of 24th Annual Technical Conference of Reinforced Plastic/Composite Division, The Society of the Plastic Industry Inc., Composite Div., New York, (Paper No 11C), 1969.

[PER-88] PERRENOT G.

"Étude expérimentale et théorique d'assemblages métalliques en forme de sifflet collés avec une résine époxyde"; Thèse de Doctorat, UER, Sciences de Reims, 1988.

[PIN- 78] PINCHIN D. J. , TABOR D.,

“Interfacial Phenomena in Steel Fiber Reinforced Cement: Structure and Strength of Interfacial Regions”, *Cem. Concrete Research*, 8, pp.: 15-24, 1978.

[RAB- 58] RABOTNOV, Y. N.

“Creep Problems of Structural Members”, North- Holland Amsterdam, 1969.

[RAB-01] RABINOVICH, O., FROSTUG, Y.

“Nonlinear High- Order Analysis of Cracked RC Beams Strengthened with FRP Strips.”, *Journal of Structural Engineering*, pp.:381-389, April, 2001

[RAB-05] RABINOVICH, O., FROSTUG, Y.

« Fracture Mechanics Approach to Nonlinear Debonding Problems in RC Beams Strengthened with Composite Materials”, *Proceedings of the International Symposium of Bond Behaviour of FRP in Structures*, Chen and Teng (eds), 2005.

[RAB-07] RABINOVICH, O

“Piezoelectric Control of Edge Debonding in Beams Strengthened with Composite Material: Part I- Analytical Modelling”, *Journal of Composite Materials*, Vol. 41 No. 5, pp.:525-546, 2007.

[RAB-07] RABINOVICH, O

“Piezoelectric Control of Edge Debonding in Beams Strengthened with Composite Material: Part II- Failure Criteria and Optimization”, *Journal of Composite Materials*, Vol. 41 No. 5, pp.:657-677, 2007.

[RAH- 01] RAHINI, H., HUTCHINSON, A.,

“Concrete Beams Strengthened with Externally Bonded FRP Plates”, *Journal of Composites for Construction*, Vol. 5, No. 1, pp.:44-56, 2001

[RIG-76] RIGOLOTT A.

"Sur une théorie asymptotique des poutres droites", Thèse de doctorat d'Etat de Mathématiques, Université de Paris 6, 1976.

[RIG-80] RIGOLOTT A.

"Application de la méthode des développements asymptotiques raccordés au calcul des effets d'extrémités dans un composite plan collé", 2^{ème} C.I. du GAMNI, pp. 245-259., 1980

[RIT- 91] RITCHIE, P. A., THOMAS, D. A., LU, L. W., CONNELLY, G. M.,

"External Reinforcement of Concrete Beams Using Fiber Reinforced Plastics", ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 4, pp.:490-500, 1991.

[ROB- 89] ROBERTS T.M. HAJI - KAZEMI H.

"Theoretical study of the behavior of reinforced concrete beams strengthened by externally bonded steel plates"; Structural Engineering Group;, Mars, pp 39 – 55. 1989.

[SAA- 91] SAADATMANESH H., EHSANU, M.,

"RC Beams Strengthened with GFRP Plates I: Experimental Study", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123 No. 7, pp: 903-911, 1991

[SIM 87] SIMO J. C., JU J.W.

"Strain and Stress based Continuum Damage Models- I- Formulation », Int. J. Solid Structures, 23 (7), pp. : 821- 840, 1987.

[STA-86¹] STANG, H., SHAH, S. P.,

"Failure of Fiber- Reinforced Composite by Pullout Fracture", J. Mater. Sci., 21, pp.: 953-957, 1986.

[STA-86²] STANG, H., SHAH, S. P.,

"Fracture Mechanical Interpretation of the Fiber/Matrix Debonding Process in Cementitious Composites", (Wittmann, F. H. Eds.), Fracture Toughness and Fracture Energy of Composites, Elsevier, pp.: 513-523, 1986.

[SWA-80] SWAMY R. N. JONES R.

"Behavior of plated reinforced concrete beams subjected to cyclic loading during glue hardening",
International Journal of Cement Composites, 1, N° 4, pp.: 233-244, November 1980

[SWA-87] SWAMY and al

"Structural behavior of reinforced concrete beams strengthened by epoxy-bonded steel plates", the
Structural Engineer, 65A, N° 2, pp.: 59-68, February 1987.

[TAK- 73] TAKAKU, A. ARRIDGE, R. G. C.,

"The Effect of Interfacial Radial and Shear Stress on Fiber Pull- out in Composite Materials",
J. Phys. D: Applied Physics, 6 pp.: 2038- 2047, 1973.

[TEN 00] TENG, J. G., CHEN, J. F., SMITH, S. T., LAN, L.

"RC Structures Strengthened with CFRP Composite", Research Centre For Advanced
Technology in Structural Engineering , The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong,
China, 2000.

[THE- 90] THEILLOUT J.-N.

"Renforcement des structures par la Technique des tôles collées", Bull. Liaison Labo. P. et Ch. - 169 -
sept.- oct. 1990.

**[TOS-07] TOSHIO OGASAWARA, TOMOHIRO YOKOZEKI, KEIJI ONTA,
SHINJI OGIHARA**

"Linear and Nonlinear Torsional Behavior of Unidirectional CFRP and CFRP", Composite
Science and Technology 67 3457- 3464, 2007.

[TRI- 98] TRIANTAFILLOU, T. C.

"Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy- Bonded FRP
Composites", ACI Structural Journal, Vol., 95 No2, pp.: 107-115, 1998

[TRI- 92] TRIANTAFILLOU T.C. et PLEVRIS N.

"Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fiber-composite materials", *Materials and Structures*, 25, pp.: 201-211., 1992.

[VAN-86] VANEK T.

"Shear strengthening of old concrete beams", *Bâtiment International*, vol.19, pp: 311-316, 1986

[VAN-85] VANEK T.

"Strengthening old concrete beams", *Bâtiment Internation*, vol: 13, pp: 115-121, 1985

[WAN- 88] WANG, Y., Li, V. C., Backer, S.,

"Modeling of Fiber Pull- Out from a Cement Matrix", *Int. J. Cem. Comp.Ltw. Concr.* 10 [3], pp.: 143-149, 1988.

[WEI- 86] WEI, S., MANDEL J. A., SAID, S.,

„Study of Interface Strength in Steel- Fiber Reinforced Cement- Based Composites”. *ACI J.* 83, pp.: 597- 605, 1986.

Résumé

Dans ce mémoire nous présentons une étude théorique et expérimentale du comportement mécanique d'une poutre en béton armé, renforcée par collage de matériaux composites. Nos travaux de recherche sont focalisés sur le renforcement de structures sollicitées à la flexion par collage de matériaux composites en fibres de Carbone (CFRP). Dans la partie expérimentale de notre étude le comportement mécanique de la poutre en béton armé renforcée est obtenu dans un essai classique de flexion quatre points. La nécessité de renforcement en CFRP est créée artificiellement par la mise en place d'une quantité insuffisante de renforcement intérieur en acier. La réponse globale de la structure renforcée est obtenue dans des courbes Charge-Flèche pour les différents taux de renforcement extérieur et à travers l'observation du comportement de la zone comprimée. La réponse locale de la structure est étudiée dans la zone de l'interface béton- matériau composite pour mieux comprendre les mécanismes de rupture qui ont lieu dans le joint adhésif. L'évolution locale des déformations et le comportement local à la rupture sont étudiés par la mise en place de jauges de déformation. Des capteurs de déplacement sont installés le long du joint adhésif pour détecter l'apparition d'une discontinuité éventuelle à l'interface béton-matériau composite. Cette discontinuité est liée avec la manifestation d'un des modes de rupture, observés : la séparation de l'enrobage en béton. Dans notre programme expérimentale nous avons observé les modes de rupture suivants : rupture du renforcement extérieur en matériaux composites et ruine de la poutre suite à une propagation instable de la fissuration provoquée par le moment fléchissant. Une procédure semi-analytique est proposée pour simuler le comportement d'une structure en béton armé renforcée par collage de matériaux composites. Des lois constitutives et des critères de rupture sont définis pour les matériaux, constituant la structure : béton, acier, adhésif, matériau composite. Les paramètres mécaniques, intervenants dans les lois de comportement sont identifiés dans des essais mécaniques. Avec l'augmentation de la charge appliquée un champ de contraintes et un champ de déformations sont générés dans la structure renforcée. Pour chaque incrément de la solution les critères de rupture sont vérifiés dans le cadre de l'élément fini et les éléments finis dans lesquels les critères de rupture sont vérifiés sont désactivés. Les résultats de la simulation numérique en terme de réponse globale « Force- flèche » et en terme d'évolution locale des contraintes sont comparés avec les résultats expérimentaux. Nous observons une bonne cohérence entre les résultats, obtenus par notre modèle prédictif et nos observations expérimentales.

Mots clés : poutre en béton armé, renforcement à la flexion, CFRP, joint adhésif, modes de rupture, endommagement.

Abstract

In this work we present a theoretical and experimental study of the mechanical behavior of a reinforced concrete beam strengthened by composite material. Our research work is focused on the flexural beam strengthening by externally bonded Fiber Reinforced Polymers (CFRP). In the experimental part of our study, the mechanical behavior of the reinforced concrete beam is investigated in a classical four point bending test. The need of external flexural reinforcement is artificially created by the insufficient amount of flexural steel reinforcement. The global response of the reinforced structure is obtained in Load- Deflection curves for the different amounts of FRP and through observation of the compression zone behavior. The local response of the structure is studied in the zone of the concrete- CFRP interface in order to achieve a better understanding of the failure mechanisms which take place in the adhesive joint. The local strain evolution and the local failure behavior in the reinforced concrete beam are investigated using a strain gauge technique. LVDT are installed along the adhesive joint in order to capture an eventual discontinuity on the concrete- composite interface. The above- mentioned discontinuity is related with one of the observed failure modes: the concrete cover separation. In our test program the global failure was also provoked by rupture of composite material and flexural crack propagation in the reinforced concrete. The mechanical behavior of the reinforced concrete beam, strengthened by Fiber Reinforced Polymer is simulated in an incremental procedure. Constitutive laws and local failure criteria are defined for the different materials: concrete, steel, adhesive, composite material. The material parameters, taking place in the constitutive laws are identified in mechanical tests. With the increase of the applied load, a stress and a strain fields are induced in the reinforced structure. For each increment the local failure criteria are verified and strain field and the finite elements, in which the failure criteria are not satisfied are deactivated. The results of the numerical simulation in term of global load-deflection response and local strain evolution are compared with the experimental data. We observe a good agreement between the result of our predictive model and our experimental observations.

Key words: RC beam, Flexural strengthening, CFRP, adhesive joint, failure modes, damage.