

Université Claude Bernard – Lyon 1

Rapport de Stage

Présentée par

PEÑA TORRES Pablo

Formation:

Master 2 Recherche MEGA – Génie Civil

Pour obtenir le Grade de

MASTER Recherche en Génie Civil

2012

« Contribution à l'étude de composites TRC (Textile Reinforced Concrete) dans le cadre de la réparation ou le renforcement de structures en béton armé »

Tuteurs

SI LARBI Amir

HAMELIN Patrice

LGCIE – Site BOHR

Université Lyon 1

REMERCIEMENTS

Au terme de ce travail je tiens à remercier mes responsables : Monsieur Amir Si-Larbi, Maitre de Conférences à l'Université Claude Bernard – Lyon 1 et Monsieur Patrice Amelin, Professeur à l'Université Claude Bernard – Lyon 1.

Je tiens à remercier Angel Junes, Doctorant au Laboratoire LGCIE – Site Bohr.

Surtout à mes parents que m'aident à finir mes études en France et réaliser un objectif personnel et professionnel.

Merci à tous, qui m'ont aidé dans la réalisation de mes études en France :
Jean-Yves Marcoux, Isabel Napa, Jhonny Rodriguez, Cesar Alvarado,...

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION

CHAPITRE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE : ETAT DE L'ART.

I.1 Réparation des structures

I.1.1 Types de réparation et de renforcement des structures

I.1.2 Poutre de béton armé soumise à flexion

I.1.3 Renforcement à la flexion

I.1.4 Comportement mécanique de la poutre de béton armé fléchi après l'initiation de la fissuration

I.2 Renforcement des structures par collage des éléments de renforcement extérieur. Revue des travaux de recherche.

I.2.1 Etudes sur le collage structural

I.2.2 Renforcement des structures en béton armé par collage de plaques en acier

I.2.3 Le matériau composite comme une option alternative

I.2.3.1 Renforcement des structures en béton armé par collage de FRP

I.2.3.2 Renforcement des structures en béton armé par collage de TRC

I.3 Modélisation du comportement mécanique d'une structure en béton armé, renforcée par collage d'un matériau composite. Cadre théorique.

I.3.1 Notions de base de la théorie d'élasticité

I.3.2 Variable d'endommagement

I.3.3 Lois de comportement des matériaux et des interfaces

I.3.3.1 Modélisation du comportement du béton

I.3.3.2 Modélisation du comportement de l'acier

I.3.3.3 Loi de comportement du matériau composite. Critères de rupture

I.3.3.4 Interface acier-béton

I.3.3.5 Interface béton- matériau composite. Joint adhésif

CHAPITRE II : ETUDE EXPERIMENTALE

II.1 Modèle expérimental

II.2 Réalisation des poutres en béton armé

- II.2.1 Préparation des armatures
- II.2.2 Préparation de la surface
- II.2.3 Préparation de renforts
- II.2.4 Mise en place du renfort extérieur du matériau composite

II.3 Résultats expérimentaux

- II.3.1 Endommagement des Poutres
- II.3.2 Essais sur les poutres renforcées
 - II.3.2.1 Comportement global de la structure
 - II.3.2.1.1 Charge ultime
 - II.3.2.1.2 Déplacement vertical (flèche)
 - II.3.2.2 Modes de rupture globale observée
 - II.3.2.3 Comportement locale de la structure
 - II.3.2.3.1 Déformation dans la barre d'acier et du béton
 - II.3.2.3.2 Variation de l'axe neutre
 - II.3.2.3.3 Espacement des fissurées

CHAPITRE III : ANALYSE DES RESULTATS

- III.1 Modélisation « Classique » du comportement d'une poutre en béton arme
- III.2 Modélisation du comportement d'une poutre en béton arme renforcée par collage des matériaux composite
- III.3 Utilisation de logiciel d'aide au dimensionnement des poutres de BA repérées ou renforcée par matériau composite.
- III.4 Confrontation avec les résultats expérimentaux
 - III.4.1 Charge - Fleche
 - III.4.2 Espacement des fissures

CONCLUSION

REFERENCES BIBLIOGRAPHIES

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Fig.1.1. Renforcement par ajout d'armature (chemisage)

Fig.1.2. Diagrammes des efforts internes dans une poutre sollicitée en flexion 4 points

Fig.1.3. Mécanismes de résistance dans une poutre sollicitée en flexion 4 points.

Fig.1.4. Configuration d'une poutre en béton armé soumise à la flexion

Fig.1.5. Mécanismes de résistance au moment fléchissant dans une poutre en béton armé renforcée par collage de matériau composite [TEN- 00].

Fig.1.6. Déformations et contraintes dans la section d'un élément en béton armé soumis à l'action d'un moment fléchissant.

Fig.1.7. Modification de la réponse de la structure en termes de distribution des déformations dans une section observée avec l'évolution de la fissuration.

Fig.1.8. : Comportement contrainte – déformation de plaques en fibres de verre, de kevlar, de carbone et d'acier sous une sollicitation de traction uni-axiale.

Fig.1.9. Courbe Contrainte-Déformation

Fig.1.10. Types de rupture de sections renforcées avec CFRP

Fig.1.11. Diagramme de rupture en fonction des pourcentages de plaques composites et d'acier d'après [TRI- 92]

Fig.1.12. Différents types de poutre et différents mécanismes de rupture.

Fig.1.13. Chargement de flexion d'un textile renforcé d'un élément en forme de U; $\sigma - \varepsilon$ rapport à la compression.

Fig.1.14. Loi de comportement contrainte-déformation des fils susceptibles d'être utilisés dans les TRC (à caractère indicatif)

Fig.1.15. Principales technologies de mise en œuvre de renforts textiles

Fig.1.16. Déformations des filaments internes et externes d'un fil le long de l'éprouvette ainsi que du mortier [HEGGER_05B]

Fig. 1.17. Définition de la contrainte effective d'après Murakami [MUR- 85]

Fig.1.18. Diagramme contrainte-déformation du béton

Fig.1.19. Loi de comportement du béton.

Fig.1.20. loi de comportement de l'acier

Fig.1.21. Comportement typique des composites à renfort unidirectionnel

Fig. 1.22. Comportement typique moyenne contrainte-déformation de TRC à traction unidirectionnel

Fig.1.23. Confrontation entre le comportement expérimental, celui modélisé (paramètres de Weibull provenant de la matrice pure) et enfin celui modélisé par recalage (paramètre de Weibull provenant d'un recalage de la courbe contrainte/déformation) [CUYPERS_05]

Fig. 1.24. : Interface Acier béton

Fig. 1.25. : La fissure verticale due à la flexion qui provoque le décollement à l'interface béton acier

Fig. 1.26. : Efforts internes induites dans la plaque avec l'augmentation de la courbature de la poutre.

Chapitre II

Fig. 2.1. Modèle expérimental.

Fig. 2.2. Equilibre de la section de béton armé

Fig. 2.3. Localisation des déformations au Pivot A et au Pivot B

Fig. 2.4. Ferrailage de la poutre

Fig. 2.5. Géométrie et section de la poutre

Fig. 2.6. Illustration des fissures avant renforcement

Fig. 2.7. Comparaison de toutes les poutres endommagées

Fig. 2.8. Illustration des fissures après renforcement

Fig. 2.9. Comparaison des courbes Charge-Flèche des solutions de réparation

Fig. 2.10. Flèche de la poutre.

Fig. 2.11. Comparaison Charge Vs. Déformation de l'acier

Fig. 2.12. Comparaison Charge Vs. Déformation du béton

Fig. 2.13. Variation de l'axe neutre de la Poutre 1 (Hauteur Vs. Déformation)

Fig. 2.14. Variation de l'axe neutre de la Poutre 1 par rapport à la charge

Fig. 2.15. Variation de l'axe neutre de la Poutre 2 (Hauteur Vs. Déformation)

Fig. 2.16. Variation de l'axe neutre de la Poutre 2 par rapport à la charge

Fig. 2.17. Variation de l'axe neutre de la Poutre 3 (Hauteur Vs. Déformation)

Fig. 2.18. Variation de l'axe neutre de la Poutre 2 par rapport à la charge

Fig. 2.19. Distribution des fissures

Fig. 2.20. Comparaison des courbes Charge-Flèche des solutions de réparation

Chapitre III

Fig. 3.1. Poutre soumise à une flexion 4 points

Fig. 3.2. Propriétés mécaniques des matériaux de la section de la poutre

Fig. 3.3. Distribution des contraintes et déformations longitudinaux

Fig. 3.4. Axe Neutre de la section de la poutre non fissurée

Fig. 3.5. Axe Neutre de la section de la poutre fissurée

Fig. 3.6. Organigramme de calcul

Fig. 3.7. Diagramme des déformations et contraintes : Elastique EC2 et Sargin et Plastique Sargin

Fig. 3.8. Diagramme des déformations et contraintes : Plastique EC2

Fig. 3.9. Tableau des résultats du logiciel

Fig. 3.10. Graphiques que donne le logiciel utilisons le tableau des résultats

Fig. 3.11. Graphique comparative Charge vs. Fleche

Fig. 3.12. Graphique comparative Moment vs. Courbure

Fig. 3.13. Graphique comparative des poutres à la rupture Expérimentale -Théorique

Fig. 3.14. Graphique comparative de la poutre P1 à la rupture (Expérimentale –Théorique)

Fig. 3.15. Graphique comparative de la poutre P2 à la rupture (Expérimentale –Théorique)

Fig. 3.16. Graphique comparative de la poutre P3 à la rupture (Expérimentale –Théorique)

Fig. 3.17. Graphique comparative de la poutre P4 à la rupture (Expérimentale –Théorique)

LISTE DES PHOTOS

Chapitre I

Photo 1.1. Renforcement par tôles collées

Photo 1.2. Réparation par béton projeté

Photo 1.3. Précontrainte additionnelle (Freyssinet)

Photos 1.4. Précontrainte additionnelle (Freyssinet)

Chapitre II

Photo 2.1. Ferrailage des poutres.

Photo 2.2. Sablage des poutres

Photo 2.3. Dimensions des mailles du tissu AR utilisés

Photo 2.4. Roulage dans le sable après imprégnation

Photo 2.5. Tissage des joncs dans le tissu

Photo 2.6. Mise en place du renfort composite sur la poutre

Photo 2.7. Mode fissuration de la poutre avant renforcement

Photo 2.8. Chargement de la poutre renforcée par TRC avec joncs de carbone

Photo 2.9. Mode fissuration de la poutre après renforcement

Photo. 2.10. Comparatif de Mode de Rupture des 4 poutres

Photo. 2.11. Emplacement des jauges sur le béton pour mesurer sa déformation

Photo. 2.12. Connexion des jauges pour mesurer la déformation

Photo. 2.13. Distribution des fissures de la Poutre Pas Renforce (P4)

Photo. 2.14. Distribution des fissures de la Poutre renforce par 1 Couche de TRC + Joncs (P2)

Photo. 2.15. Distribution des fissures de la Poutre renforce par 2 Couches de TRC (P1)

Photo. 2.16. *Distribution des fissures de la Poutre renforce par 3 Couches de TRC (P3)*

LISTE DES TABLEUX

Chapitre I

Tableau 1.1. Evaluation des différentes techniques de réparation/renforcement.

Tableau 1.2. Caractéristiques mécaniques des différents matériaux.

Tableau 1.3. Classification des fibres (les plus utilisées) selon leur nature chimique

Chapitre II

Tableau 2.1. Désignation des poutres.

Tableau 2.2. Résultats expérimentales de ELS et ELU

Tableau 2.3. Charge ultime.

Tableau 2.4. : Charge correspondante à la flèche limite.

Tableau 2.5. Mesures de gauges sur le béton

Tableau 2.6. Distribution des fissures de la Poutre Pas Renforce (P4)

Tableau 2.7. Distribution des fissures de la Poutre renforce par 1 Couche de TRC + Joncs (P2)

Tableau 2.8. Distribution des fissures de la Poutre renforce par 2 Couches de TRC (P1)

Tableau 2.9. Distribution des fissures de la Poutre renforce par 3 Couches de TRC (P3)

Tableau 2.10. Espacement moyen des fissures

Tableau 2.11. Espacement moyen des fissures par rapport à EA

Chapitre III

Tableau 3.1. Calcul Théorique des Poutres

Tableau 3.2. Comparaison des flèches

Tableau 3.3. Comparaison des charges

Tableau 3.4. Comparaison des fissures

INTRODUCTION

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'un 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.

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.

Dans les matériaux composites le CFRP a pris un grand intérêt par l'avantage de résistance et poids en face aux méthodes conventionnels utilisés pour le renforcement des structures. La raison en incombe aux très bonnes performances que ces matériaux sont susceptibles d'offrir notamment en termes de résistance et de rigidité spécifiques. Pour autant, le procédé de renforcement par CFRP s'accompagne de limites parfois très handicapantes notamment du fait d'une tenue au feu très limitée, d'une forte incompatibilité avec les critères de développement durable, liée à l'emploi du carbone, le CFRP n'est pas un matériau ductile, et enfin à cause du coût de la fibre de carbone qui peut se révéler rédhibitoire. Ce constat justifie dès lors l'opportunité de recourir à des procédures de nature à contrebalancer les inconvénients susmentionnés tout en offrant des performances en accord avec les exigences de la réparation.

Le TRC est un matériau composite avec l'avantage d'être d'un matériau de fibre naturel non-corrosif telle que le verre alcali-résistant, de carbone ou d'aramide pour la conception d'éléments structurels minces. Le TRC a une rupture ductile de multi fissuration que permet libérer énergie pendant la rupture. Ces propriétés fait que le matériau de construction TRC soit prometteur et convient pour une vaste gamme des applications structures de revêtement. C'est pour cela qu'il faut faire des recherches sur ce matériau et mieux connaître les propriétés mécaniques pour sa meilleure utilisation et performance.

CHAPITRE I :

**ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE : ETAT
DE L'ART.**

I.1 Réparation des structures

I.1.1 Types de réparation et de renforcement des structures

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

Selon les cas étudiés, il est nécessaire de faire intervenir la notion de **PROTECTION** de l'ouvrage visant à assurer par exemple des fonctions d'étanchéité ou à limiter les phénomènes de corrosion, la notion de **REPARATION** visant à restituer les caractéristiques initiales de portance, la notion de **RENFORCEMENT** ayant pour objectif d'améliorer les performances de la structure vis-à-vis de conditions d'exploitations modifiées ou d'augmenter la durée de vie de l'ouvrage.

Différentes technologies de réparation et de maintenance des ouvrages sont couramment utilisées depuis de nombreuses années.

I.1.1.1. Tôles collées

Le renforcement des structures par plats métalliques, mieux connue sous le nom de procédé d'Hermite, consiste à coller des plats en acier sur les faces tendues des structures en béton armé. Ainsi, Hermite [Hermite R.L. et al. 1967] s'est intéressé, dès le début des années soixante, à l'utilisation de ces composés adhésifs de type époxy polymérisant à froid pour associer béton et acier.

Selon [Theillout J. N. 1997], trois problèmes mécaniques se posent lors de l'utilisation de tôles extérieures collées au béton pour le renforcement des structures :

- La mise en flexion locale de la tôle au voisinage des fissures qu'elle recouvre ;
- La répartition des efforts repris par les tôles dans le cas d'utilisation d'empilement ;
- La répartition des déformations entre les aciers internes au béton et les aciers collés extérieurement.

Toutefois, le collage de tôles métalliques présente aussi quelques difficultés :

- Sensibilité de l'acier à l'oxydation (il demande donc une protection et un entretien quotidien) ;
- Impossibilité de mobilisation de toute la résistance en traction des tôles, même sous faible épaisseur ;

- Nécessité d'un collage sous pression (vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine ;
- Impossibilité de généraliser cette technique à des surfaces importantes (masses manipulées trop importantes), ce qui limite d'autant les possibilités de réparation.



Photo 1.1. Renforcement par tôles collées

1.1.1.2. Ajout d'armatures complémentaires

Des armatures complémentaires sont à prévoir lorsqu'il s'agit de remplacer des aciers corrodés ou coupés accidentellement ou lorsqu'il s'agit de renforcer une structure. Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration, et participer à la résistance des sections renforcées.

La protection de ces armatures est assurée par un béton coulé ou projeté et leurs jonctions avec les armatures existantes peuvent se faire par des procédés classiques (recouvrement, soudure, manchonnage).

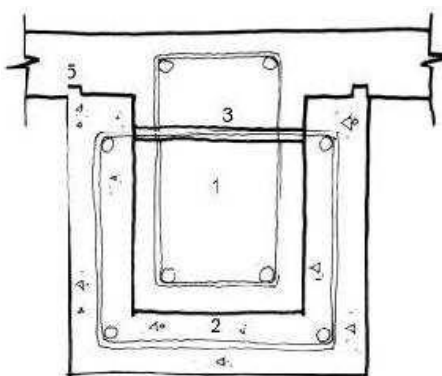


Fig.1.1. Renforcement par ajout d'armature (chemisage)

I.1.1.3. Réparation par béton projeté

Cette technique, très au point, utilisée tant pour le renforcement de structures insuffisantes ou défailtantes que pour la réparation d'ouvrage endommagé, exige pour sa mise en œuvre un personnel spécialisé. Le béton projeté peut être, ou non, combiné avec l'adjonction d'armatures complémentaires. La projection est réalisée soit par voie sèche, soit par voie mouillée.

Dans le premier cas, la grande vitesse de projection (80 à 100 m/s) fait que le procédé par voie sèche est particulièrement recommandé pour la réparation des ouvrages car il permet d'obtenir un béton très compact.

Dans le second cas, la faible vitesse de projection (10 à 40 m/s) rend indispensable l'exécution préalable d'une couche d'accrochage.

Après durcissement, le béton projeté possède les propriétés d'un béton coulé, puis vibré. La projection est possible dans toutes les directions, en particulier en plafond.



Photo 1.2. Réparation par béton projeté

1.1.1.4. Précontrainte additionnelle

Contrairement aux techniques présentées ci-dessus et qui consistent en l'ajout de matières (béton ou acier), la précontrainte additionnelle consiste en un ajout de forces dans des ouvrages existants en vue soit de leur redonner leur état de service initial, soit de leur donner un nouvel état de service. Elle permet, en effet, d'appliquer des efforts d'une intensité connue, en des points et suivant des directions bien définies, capables de s'opposer aux efforts générateurs des désordres. Elle est réalisée le plus souvent par la mise en œuvre d'armatures de précontrainte (câbles ou barres).

La précontrainte additionnelle peut être employée pour traiter une grande variété d'ouvrage (ponts, barrages, réservoirs, bâtiment). Cette méthode est particulièrement adaptée au renforcement en flexion et vis-à-vis de l'effort tranchant par l'emploi d'étriers actifs.

En revanche, la mise en œuvre de tout ce qui concerne la protection définitive des armatures nécessite un niveau particulier de qualité. De plus, le recours à des unités de plus en plus puissantes pour en limiter le nombre de câbles implique une étude particulièrement soignée des zones d'ancrage, très fortement sollicitées [Calgaro J. et LacroixR., 1997].



Photo 1.3. Précontrainte additionnelle (Freysinet)

1.1.1.5. Réparation par matériaux composites

Depuis quelques années les techniques traditionnelles utilisées pour le renforcement et la réparation des structures ont montré leurs limites au comportement à long terme (oxydation des tôles d'acier, durabilité du béton projeté, etc). En même temps, la rentabilité d'une opération de maintenance est

conditionnée par sa durabilité, et donc, par la baisse des fréquences d'intervention. L'utilisation des matériaux composites répondent considérablement aux différents critères exigés par les opérations de la maintenance des ouvrages. L'un des problèmes majeur de l'utilisation des matériaux composites est leur prix très élevé.

Mais en tenant compte des coûts de main d'œuvre très élevés lors de la réparation, le prix de la matière première ne joue plus le rôle de "critère économique primordial".

Ceci implique que le prix des composites ne peut plus être considéré comme un handicap, surtout aux applications de réparation et de renforcement [Hamelin P. 1998].

Il existe plusieurs types de renforcement par composite. Les plus répandus sont le renforcement par **carbone époxy** ou par **verre époxy**. Ces méthodes permettent d'avoir de bonnes caractéristiques mécaniques, ce sont des composites très légers et l'adhérence entre les interfaces est très bonne. Ceci est dû à une très bonne imprégnation de la colle. Cependant, sa tenue au feu n'est pas optimale.



Photos 1.4. Réparation par matériaux composite

Pour pallier aux problèmes de feu liés à l'utilisation des renforts composites, une nouvelle technique de renfort a été mise en œuvre au sein de LGCIE initié par Monsieur SI-LARBI et Monsieur HAMELIN en utilisant des matrices cimentaires. Cette méthode de renforcement est couramment appelé **TRC**.

1.1.1.6. Récapitulatif

Après avoir examiné les différents procédés de renforcement, nous avons établi le tableau comparatif ci-après :

Tableau 1.1. Evaluation des différentes techniques de réparation/renforcement.

	<i>Mise en ouvre</i>	<i>Corrosion</i>	<i>Durabilité</i>	<i>Résistance</i>	<i>Attaques Chimiques</i>	<i>Poids</i>	<i>Limite</i>	<i>Cout</i>
<i>Béton projeté Fibre</i>	<i>Rapide</i>	<i>Bonne</i>	<i>Moyenne</i>	<i>Moyenne</i>	<i>Moyen</i>		<i>Ouvrage d'art</i>	<i>+++</i>
<i>Précontrainte</i>	<i>Difficile</i>	<i>Mauvaise</i>	<i>Mauvaise</i>	<i>Bonne</i>	<i>Mauvaise</i>	<i>Lourd</i>	<i>Ouvrage d'art</i>	<i>++++</i>
<i>Injection de résine</i>	<i>Facile</i>	<i>Bonne</i>	<i>Longue</i>	<i>Moyen</i>	<i>Bonne</i>		<i>Profondeur de pénétration</i>	<i>+++</i>
<i>Plaque d'acier</i>	<i>Difficile</i>	<i>Mauvaise</i>	<i>Mauvaise</i>	<i>Bonne</i>	<i>Mauvaise</i>	<i>Lourd</i>	<i>Chocs et mise en ouvre</i>	<i>+++</i>
<i>Composite polymère</i>	<i>Facile</i>	<i>Très bonne</i>	<i>Longue</i>	<i>Très bonne</i>	<i>Très bonne</i>	<i>Très léger</i>	<i>Inflammable</i>	<i>++</i>
<i>Composite fibres-ciment</i>	<i>Facile</i>	<i>Très bonne</i>	<i>Longue</i>	<i>Très bonne</i>	<i>Très bonne</i>	<i>Très léger</i>		<i>+</i>

I.1.2 Poutre de béton arme soumis à 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. 1.2). 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 :

$$\sigma = \frac{M \cdot z}{I} \quad \dots \quad (1.1)$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b} \quad \dots \quad (1.2)$$

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.

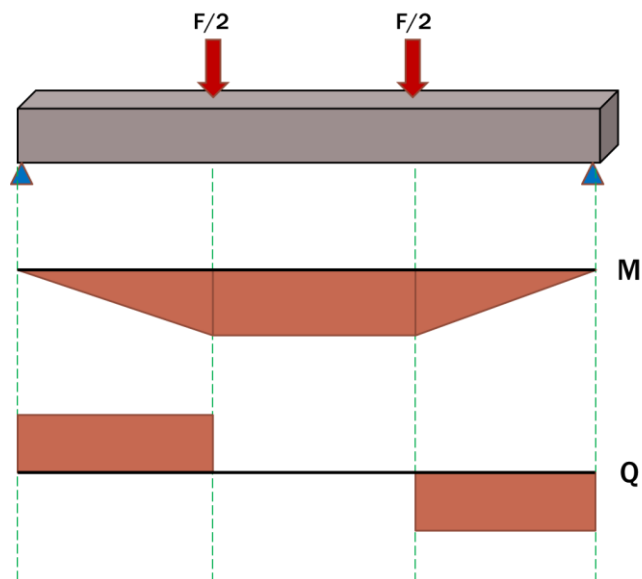


Fig.1.2. Diagrammes des efforts internes dans une poutre sollicitée en flexion 4 points

La figure (Fig. 1.2) 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. 1.3) :

- 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.

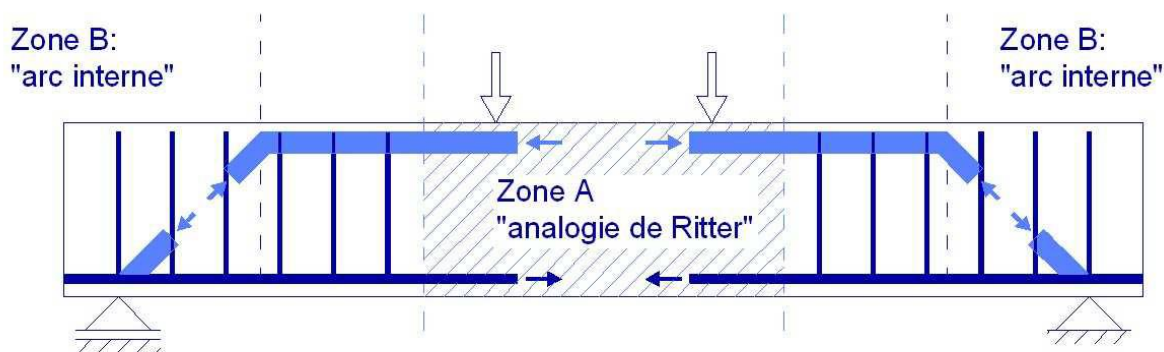


Fig.1.3. Mécanismes de résistance dans une poutre sollicitée en flexion 4 points.

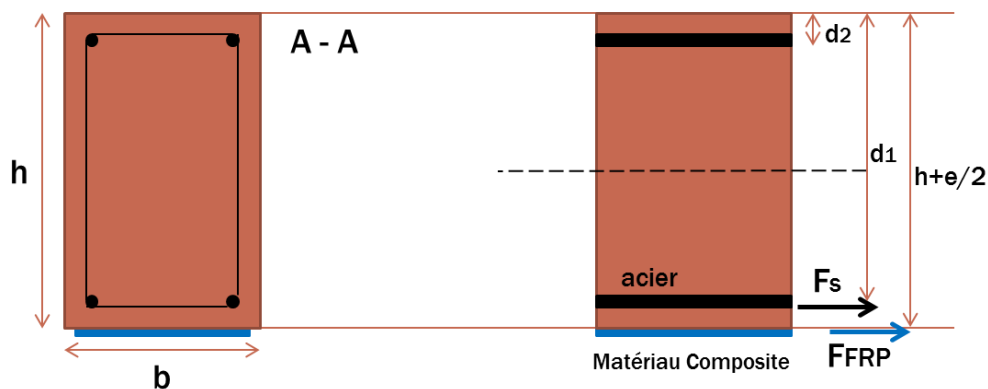
Avec la mise en place du renforcement extérieur en matériau composite nous pouvons assurer une contribution soit au mécanisme de résistance à la flexion, soit au mécanisme de résistance à l'effort tranchant. Nous pouvons ainsi distinguer deux types de renforcement par collage de matériau composite :

- Renforcement à la flexion (Fig. 1.4)- le renforcement en matériau composite est collé sur la face tendue de la poutre.
- Renforcement à l'effort tranchant (Fig. 1.5)- 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.1.3 Renforcement à 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:



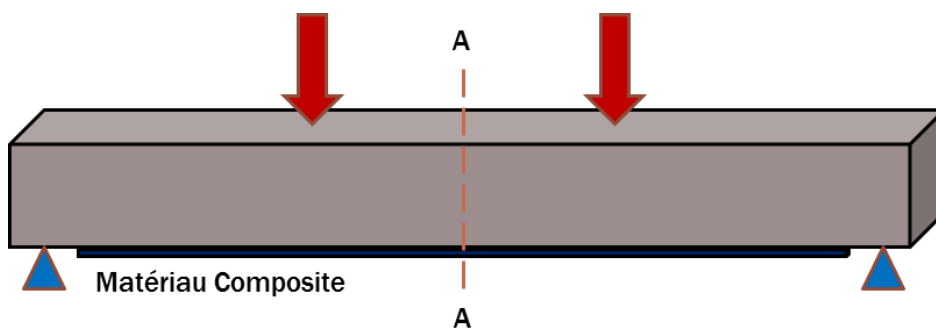


Fig. 1.4. : Configuration d'une poutre en béton armé soumise à la flexion

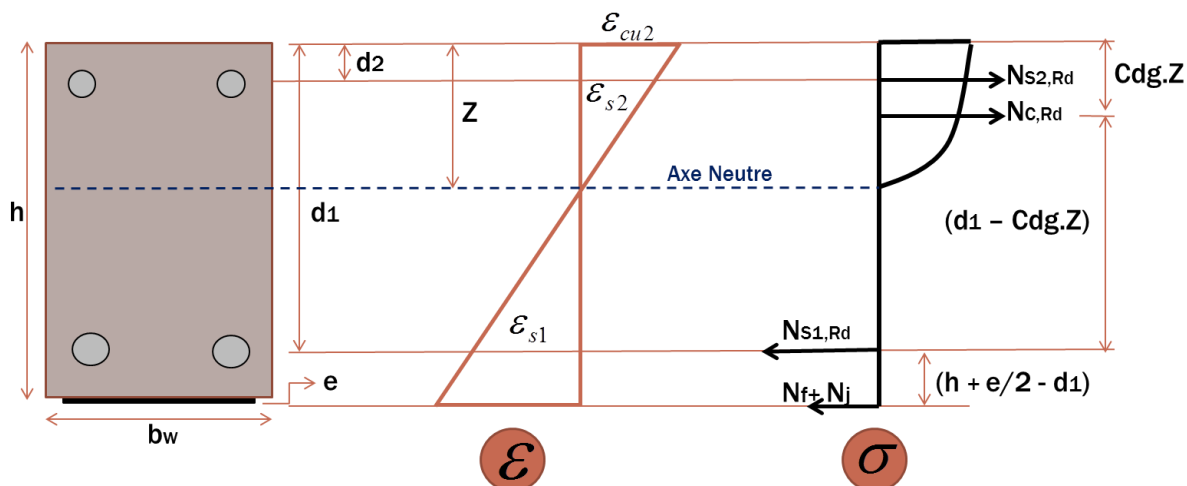


Fig. 1.5. Mécanismes de résistance au moment fléchissant dans une poutre en béton armé renforcée par collage de matériau composite [TEN- 00].

Dans un modèle proposé par Teng [TEN- 00] la capacité portante de la poutre est évaluée par (Fig. 1.5):

$$M_{Ed,ELU} = Re mp.Z.b_w.f_{ck} (d_1 - Cdg.Z) + A_{s2}.f_{yk}(d_1 - d_2) + A_c.f_c.(h - d_1 + \frac{e}{2}) \quad \dots \quad (1.3)$$

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 :

$$N_{c,Rd} = Re mp.Z.b_w.f_{ck} \quad \dots \quad (1.4)$$

De l'équilibre des forces on peut trouver l'axe neutre :

$$Z = \frac{f_{yk} \cdot (A_{s1} - A_{s2}) + A_f \cdot f_f}{Re mp.f_{ck} \cdot b_w}$$

Où :

Remp : Coefficient

Cdg : Coefficient

h : hauteur de la poutre

bw : longueur de la base de la poutre

e : épaisseur du renforce

d1 : est la distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues.

d2 : est la distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures comprimée.

fck : limite élastique du béton

fyk : limite élastique de l'acier

As1 : Aire d'acier tendue

As2 : Aire d'acier comprimée

Ac : Aire de composite

I.1.4 Comportement mécanique de la poutre de béton armé fléchi après 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.

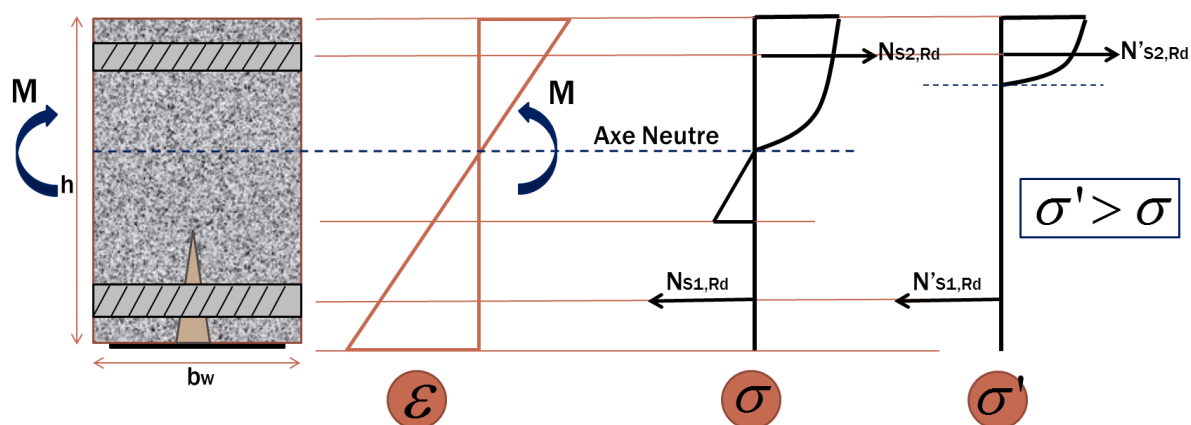


Fig. 1.6. Déformations et contraintes dans la section d'un élément en béton armé soumis à l'action d'un moment fléchissant.

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).

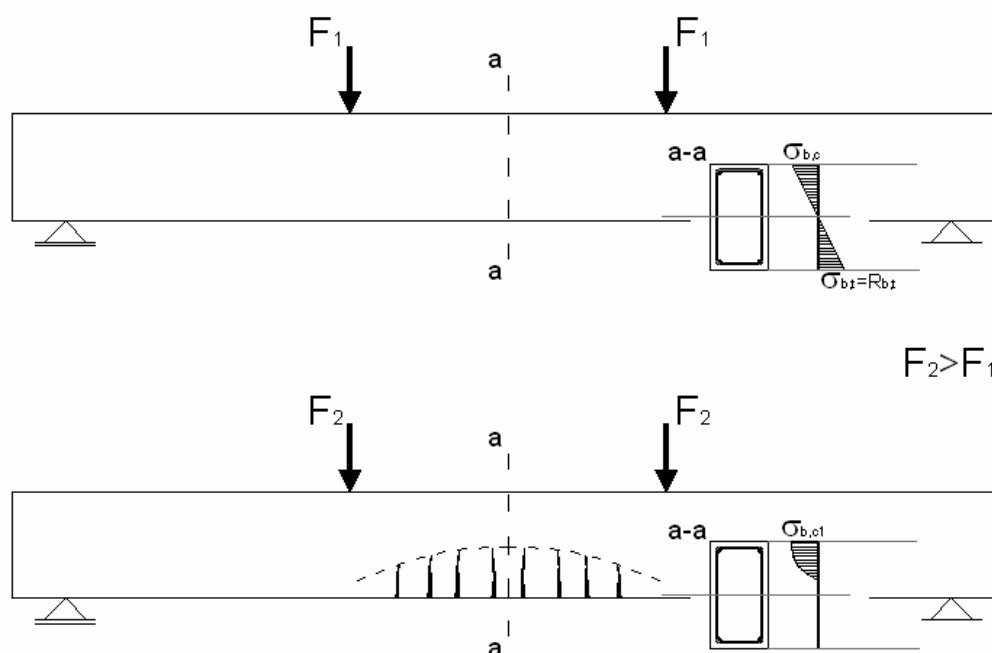


Fig. 1.7. Modification de la réponse de la structure en termes de distribution des déformations dans une section observée avec l'évolution de la fissuration.

I.2 Renforcement des structures par collage des éléments de renforcement extérieur. Revue des travaux de recherche.

I.2.1 Etudes sur le collage structural

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 béton armé 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 matériau 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 1.2, Fig. 1.8*).

Tableau 1.2. 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 - 1370	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.

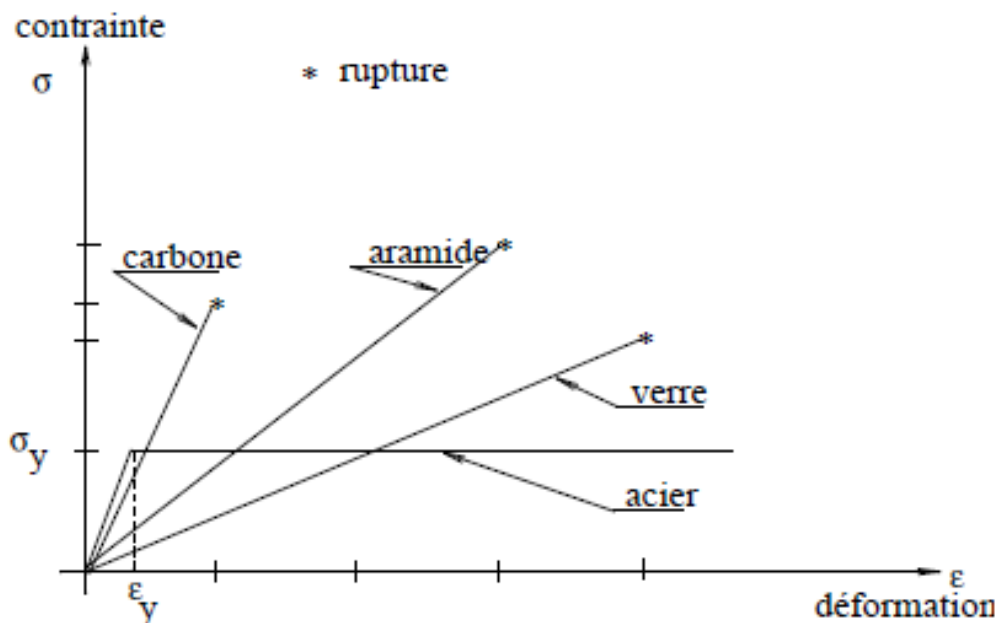


Fig. 1.8. : Comportement contrainte – déformation de plaques en fibres de verre, de kevlar, de carbone et d'acier sous une sollicitation de traction uni-axiale.

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.2.3.1 Renforcement des structures en béton armé par collage de CFRP

Ce polymère s'obtient de réchauffer successivement à haut températures (jusqu'à 1500 °C) un autre polymère appelé « Poliacrilonitrilo ». Ce processus de réchauffer produit la formation de bandes parfaitement alignées de quasi carbone pure en forme de graphite, c'est par cela le nom de fibre de Carbone.

La fibre de Carbone donne d'avantage en face aux méthodes conventionnelles, la fibre de Carbone est un polymère 10 fois plus résistant à la traction que l'acier (35,500 kg/cm² vs. 4,200 kg/cm²) et beaucoup plus légère.

Les fibres de carbone ne sont pas un matériau ductile, montrent un comportement de contrainte/déformation quasi linéaire quand est chargée à la fracture à tension, cependant les sections de béton armé avec acier et avec FRP montrent un comportement ductile quand est chargée à la fracture.

On peut observer que les courbes de moment – rotation des poutres de béton armé renforcées avec CFRP sont bilinéaires. Dans les courbes se peut observer le suivant :

- La première partie de la courbe présentée a une légère augmentation de la pente par rapport à la courbe qui correspond à la section non renforcée.
- Le point de fluage expérimenté a une augmentation de la pente due au renforcement avec les fibres.
- La partie de la courbe comprise entre le fluage et la rupture a une pente ascendante à la place d'être horizontale comme est le cas des courbes élasto-plastiques.

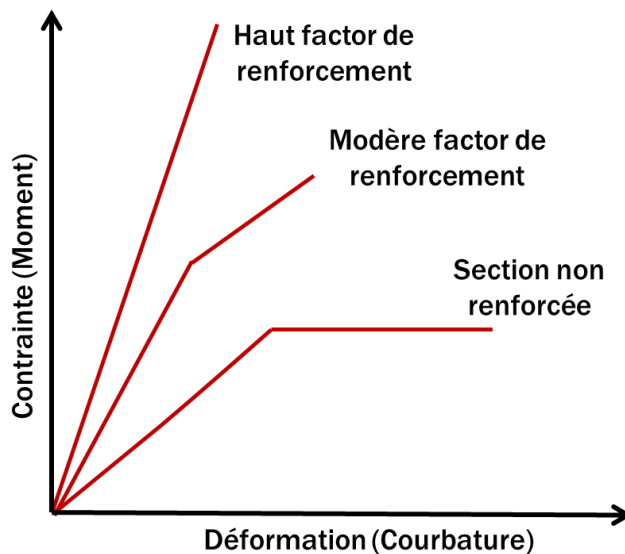


Fig. 1.9. Courbe Contrainte-Déformation

C'est important comprendre le comportement de la section renforcée dans la fracture. Cet exige non seulement des évaluations traditionnelles aux limites associées avec la rupture du béton, acier et la fibre de carbone sinon aussi les modes de rupture referees avec l'adhérence du système CFRP, ces modes sont associées avec la perdre subite d'adhérence ou la subite délaminacion dû à l'incompatibilité des déformations du substrat de béton renforce et le composite CFRP.

La fig. 1.10, montre la section de une poutre soumis à flexion que a été renforcée extérieurement avec CFRP à la zone en traction pour observer les plusieurs types de rupture trouves de mode expérimental.

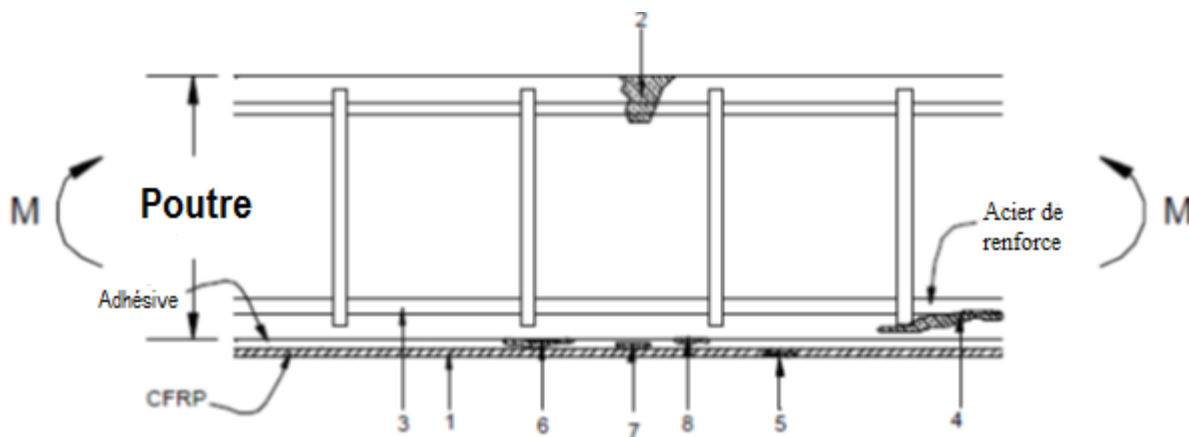


Fig. 1.10. Types de rupture de sections renforcées avec CFRP

1. Rupture par tension de fibre. Quand il arrive la résistance de tension de la lamine.
2. Aplanissement du béton dans la zone a compression. Quand il arrive la déformation maximal au béton ($\epsilon=0.0035$).

3. Fluage de l'acier ou roture de l'acier. Quand il dépasse la déformation de fluage au quand il arrive la résistance a la fatigue.
4. Détachement du béton dans la zone de traction. Car un déplacement vertical de la superficie inferieure de la poutre par des irrégularités locales dues à la séparation insuffisante de la surface et/ou le déplacement relatif des parois des fissures par des forces de cisaillement (peuvent provoquer déflexion locale de la platine de fibre de carbone).
5. La rupture inter laminaire. En cas de dépasser la résistance au cisaillement de la platine CFRP produit rupture au long de la fibre.
6. Rupture cohésive dans la couche adhésive. Si les efforts de coupe dans ce domaine sont très grands. Il est également due à la pression perpendiculaire au plan entre le béton et la fibre de carbone (CFRP) à cet effet est connu sous le nom "boulochage". Aussi en raison de l'échec de l'adhésif peut se produire la présence de bulles d'air dans la pâte après le placement de la platine.
7. Rupture cohésive (surface de platine de CFRP). Par rupture d'adhérence de la plaque de CFRP ou une mauvaise préparation superficielle de la platine ou de la fibre de carbone.
8. Rupture cohésive (surface de béton). Pour la même raison que ci-dessus et aussi par une mauvaise préparation de la surface du béton.

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. 1.11*).

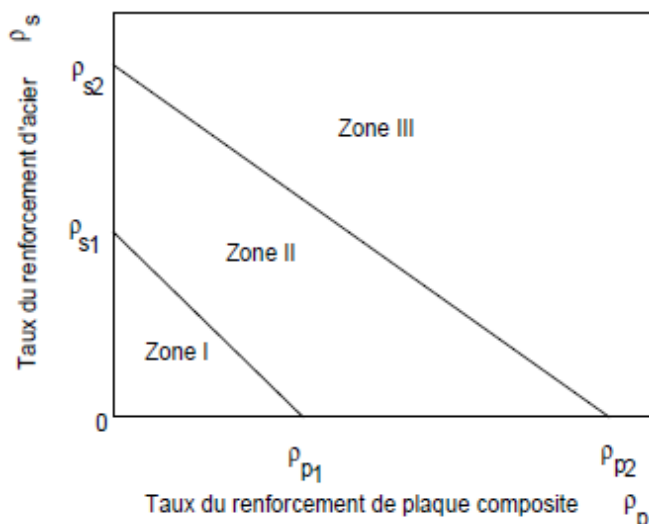


Fig. 1.11. Diagramme de rupture en fonction des pourcentages de plaques composites et d'acier d'après [TRI- 92]

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. 1.12.) 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.

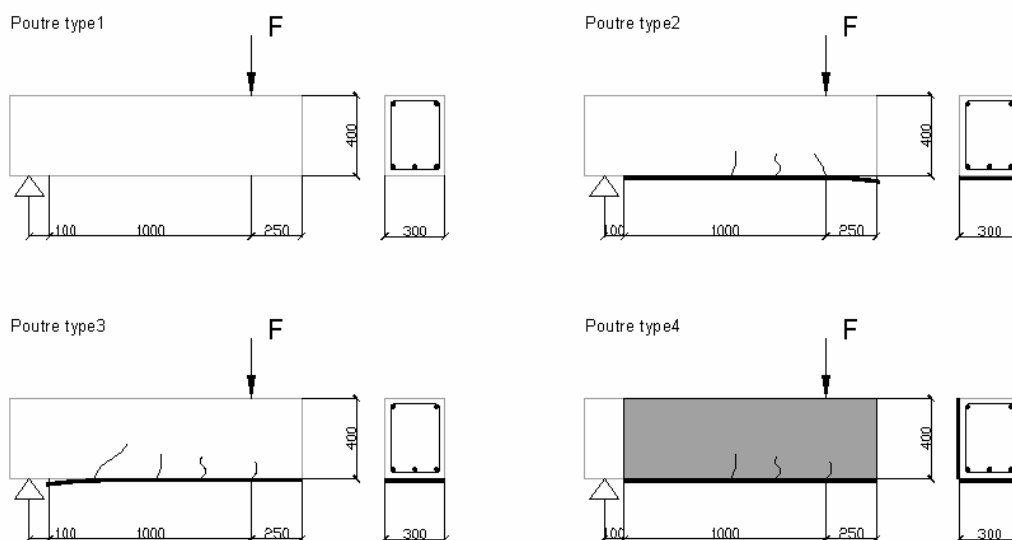


Fig. 1.12. Différents types de poutre et différents mécanismes de rupture.

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.

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 observées 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.

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.

Comme on peut voir la réparation et/ou le renforcement d'éléments de structure en béton armé est un marché en plein essor qui a vu les matériaux composites de type CFRP s'imposer depuis quelques décennies. La raison en incombe aux très bonnes performances que ces matériaux sont susceptibles d'offrir notamment en termes de résistance et de rigidité spécifiques. Pour autant, le procédé de renforcement par CFRP s'accompagne de limites parfois très handicapantes notamment du fait d'une tenue au feu très limitée, d'une forte incompatibilité avec les critères de développement durable, liée à l'emploi du carbone, et enfin à cause du coût de la fibre de carbone qui peut se révéler rédhibitoire. Ce constat justifie dès lors l'opportunité de recourir à des procédures de nature à contrebalancer les inconvénients susmentionnés tout en offrant des performances en accord avec les exigences de la réparation.

I.2.3.2 Renforcement des structures en béton armé par collage de TRC

Textile Reinforced Concrete (TRC) est un matériau composite avec l'avantage d'être d'un matériau de fibre naturel non-corrosif telle que le verre alcali-résistant (AR-verre), de carbone ou d'aramide pour la conception d'éléments structurels minces. Par rapport aux petites fibres courtes, le textile de renfort fournit un degré plus élevé d'efficacité parce que les fibres sont disposées dans la direction des contraintes principales de traction. Ces propriétés font que le matériau de construction TRC soit prometteur et convient pour une vaste gamme des applications structures de revêtement. Les matériaux peuvent être produits sous forme de plaque ou un panneau ou comme une structure en treillis. Chaque une de ces formes de production nécessitant différentes techniques de connexion.

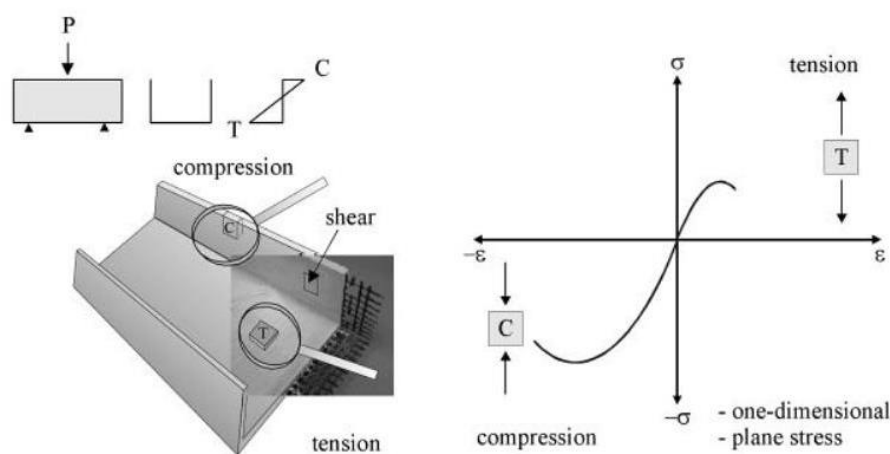


Fig.1.13. Chargement de flexion d'un textile renforcé d'un élément en forme de U; $\sigma - \epsilon$ rapport à la compression.

Il semblerait aussi que la naissance du terme « textile-mortier » soit associée à l'utilisation de mortier de nouvelle génération. En effet, comme cela a été décrit précédemment, les mortiers ont particulièrement évolué au cours des années 1990 et 2000 améliorant ainsi significativement les caractéristiques mécaniques des composites ferrociment, d'où l'utilisation d'un nouveau terme plus moderne « textile-mortier » afin de souligner le fossé présent entre les caractéristiques des ferrociments utilisés dans les années 70 et les textile-mortier utilisés de nos jours.

Concernant la rentabilité des TRC à renfort non métallique, déjà en 2005 [NAAMAN_05] a montré que ces composites textile-mortier se montraient compétitifs d'un point de vue performances mécaniques/prix de revient par rapport aux composites TRC au renfort textile métallique.

Les renforts textiles, dans le cadre des TRC, doivent présenter des propriétés (mécaniques, géométriques et physico-chimiques) compatibles avec le type de matrice utilisée dans le but de permettre leur mise en œuvre et leur imprégnation.

Les propriétés mécaniques, physiques et chimiques ainsi que la proportion, la disposition et l'interaction des fibres utilisées comme renfort au sein du composite, ont une influence considérable sur le comportement mécanique du TRC. Le module d'Young des filaments ainsi que les conditions d'adhérence textile-matrice doivent être suffisamment élevés afin de contrôler l'ouverture des fissures du composite textile-mortier et contribuer à la rigidité du composite. Aussi, afin d'assurer la durabilité du TRC, la nature des fibres utilisées doit être chimiquement compatible avec le mortier (sensibilité limitée à l'alcali réaction et la corrosion).

Les propriétés mécaniques, physiques et chimiques ainsi que la proportion, la disposition et l'interaction des fibres utilisées comme renfort au sein du composite, ont une influence considérable sur le comportement mécanique du TRC. Le module d'Young des filaments ainsi que les conditions d'adhérence textile-matrice doivent être suffisamment élevés afin de contrôler l'ouverture des fissures du composite textile-mortier et contribuer à la rigidité du composite. Aussi, afin d'assurer la durabilité du TRC, la nature des fibres utilisées doit être chimiquement compatible avec le mortier (sensibilité limitée à l'alcali réaction et la corrosion).

Tableau 1.3. Classification des fibres (les plus utilisées) selon leur nature chimique

Organiques		Inorganiques		
Naturelles	Synthétiques	Naturelles	Synthétiques	Métalliques
Cellulose	Acryliques	Amiante *	Bore	Aciers
Chanvre	Aramide	Basalte	Carbone	Aciers inoxydables
Coton	Polyamides		Carbure de Silicium	
Lin	Polyesters		Verre	
	Polypropylène			
	Polyuréthane			

. * L'amiante est très règlementé car il présente de forts risques sanitaires (cause de pathologies mortelles)

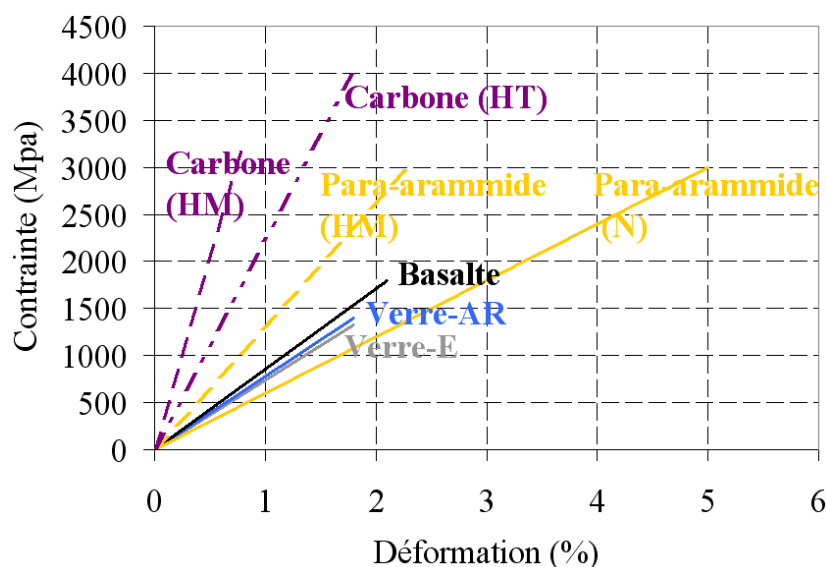


Fig.1.14. Loi de comportement contrainte-déformation des fils susceptibles d'être utilisés dans les TRC (à caractère indicatif)

L'objectif premier des textiles est généralement de garantir une position relative des fils entre eux. Le textile doit ainsi posséder sa propre stabilité géométrique : il doit être en mesure de conserver sa géométrie initiale lors des manipulations diverses y compris lors de sa mise en œuvre dans le cadre des TRC (manipulation, découpe, enrobage dans le mortier au rouleau debulleur...)

Les technologies de textile peuvent être divisées en 2 familles : bidimensionnelle et tridimensionnelle. La figure 1.15 (qui reprend et complète une figure issue de [EL HAGE_06]), classifie les technologies de textile les plus répandues dans le domaine des composites destinées à des applications structurales. Les renforts textiles bidimensionnels permettent uniquement de reprendre des efforts dans les 2 directions du plan. Les préformes bidimensionnelles incluent les unidirectionnelles qui sont, en fait,

des préformes bidirectionnelles dans lesquels l'ensemble des fils, à l'exception des fils nécessaires au maintien du textile, sont orientés dans la même direction.

Les principales technologies de textile utilisées comme armature dans les composites textile-mortier sont le canevas, le tricotage à maille jetée, le tricotage à maille jetée en 3 dimensions ainsi que le tissage.

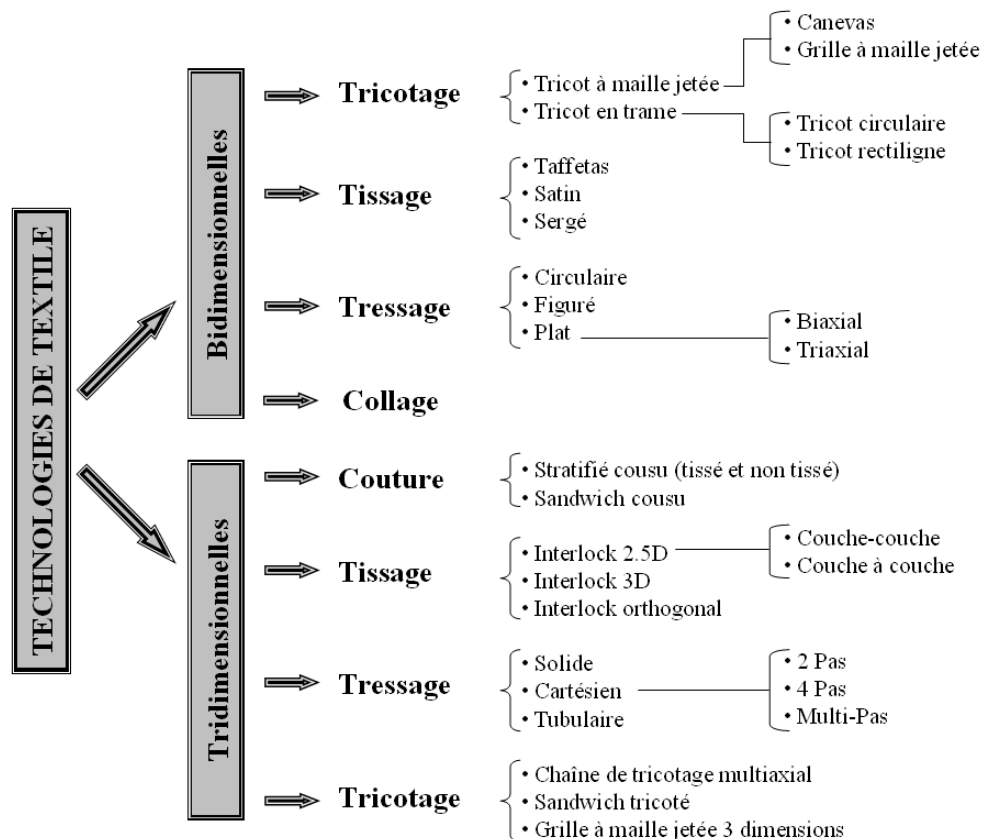


Fig.1.15. Principales technologies de mise en œuvre de renforts textiles

Modes de Rupture du TRC

Renfort Non Preimprègne

Peu d'auteurs décrivent les modes de rupture observés lors des essais de traction directe menés sur les composites TRC. Selon [HEGGER_05B], une augmentation plus prononcée de l'ouverture entre les lèvres des fissures situées à proximité des talons par rapport aux fissures situées au centre de l'éprouvette apparaît pour des charges avoisinant la charge de rupture (fig. 1.16). La rupture de l'éprouvette intervient ensuite dans la région avoisinant les mors où l'ouverture de fissure est plus prononcée. Selon l'auteur, cela est dû à 2 phénomènes liés : l'effet d'arrachement (pull-out) et la différence d'imprégnation entre les filaments internes et externes des fils.

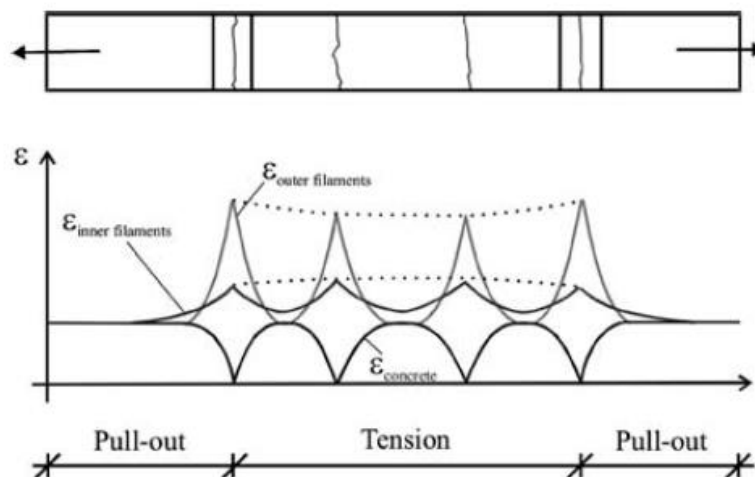


Fig.1.16. Déformations des filaments internes et externes d'un fil le long de l'éprouvette ainsi que du mortier [HEGGER_05B]

Renfort Preimprègne

La pre imprégnation du renfort influe largement sur l'adhérence fil-mortier. Ainsi, pour un composite TRC dont le renfort (Textile tricote, Verre AR) a été pre imprègne par époxy et « durci » [HEGGER_08], [HEGGER_05B] le composite rompt par délaminage. Ce mode de rupture est engendré par des efforts de traction perpendiculaires au plan du textile provenant des bielles de compressions formées à l'ancrage du textile « hoop tension ». Ces efforts sont d'autant plus importants que l'adhérence textile-mortier est élevée. Effectivement, une forte adhérence engendre une diminution de la longueur d'ancrage et donc une augmentation de la contrainte dans les bielles de compression.

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 Modélisation du comportement mécanique d'une structure en béton armé, renforcée par collage d'un matériau composite. Cadre théorique.

I.3.1 Notions de base de la théorie d'élasticité

Pour une sollicitation générale, la loi de Hooke est représentée par les équations (1.5), (1.6), (1.7) 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 .

$$\varepsilon_{11} = \frac{\sigma_{11}}{E} \quad \varepsilon_{21} = -\nu \cdot \varepsilon_{11} \quad \varepsilon_{31} = -\nu \cdot \varepsilon_{11} \quad (1.5)$$

Pour une sollicitation dans la direction « 1 ».

$$\varepsilon_{12} = -\nu \cdot \varepsilon_{22} \quad \varepsilon_{22} = \frac{\sigma_{22}}{E} \quad \varepsilon_{32} = -\nu \cdot \varepsilon_{22} \quad (1.6)$$

Pour une sollicitation dans la direction « 2 ».

$$\varepsilon_{13} = -\nu \cdot \varepsilon_{33} \quad \varepsilon_{32} = -\nu \cdot \varepsilon_{33} \quad \varepsilon_{33} = \frac{\sigma_{33}}{E} \quad (1.7)$$

Pour une sollicitation dans la direction « 3 ».

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

$$\varepsilon_{1,tot} = \varepsilon_1 = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{12} + \varepsilon_{13} = \frac{\sigma_{11}}{E} - \frac{\nu}{E} \cdot (\sigma_{22} + \sigma_{33}) \quad (1.8)$$

Avec la définition de la contrainte hydrostatique

$$\sigma^H = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3} \quad (1.9)$$

et la déformation hydrostatique

$$\varepsilon^H = \frac{\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}}{3} \quad (1.10)$$

Par analogie et après transformations on arrive à:

$$\sigma_{ii} = \varepsilon_{ii} \cdot \frac{E}{(1+\nu)} + \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot 3\varepsilon^H, \quad i=1..3 \quad (1.11)$$

$$\text{et } \sigma_{ij} = \varepsilon_{ij} \cdot \lambda + \mu \cdot 3\varepsilon^H, \quad i=1..3 \quad (1.12)$$

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

$$\lambda = \frac{E}{(1+\nu)} \quad \text{et} \quad \mu = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (1.13)$$

Les relations (1.12) sont complétées par:

$$\sigma_{ij} = \frac{\gamma}{G}, \quad i=1..3, i \neq j \quad (1.14)$$

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

$$\sigma_{ij} = \bar{E} \cdot \varepsilon_{ij} \quad (1.15)$$

Où :

$$\begin{aligned} \sigma_{ij} &= [\sigma_{11} \quad \sigma_{22} \quad \sigma_{33} \quad \sigma_{23} \quad \sigma_{31} \quad \sigma_{12}]^T \\ \varepsilon_{ij} &= [\varepsilon_{11} \quad \varepsilon_{22} \quad \varepsilon_{33} \quad \varepsilon_{23} \quad \varepsilon_{31} \quad \varepsilon_{12}]^T \\ \bar{E} &= \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-2\nu \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (1.16)$$

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

$\sigma^H = \frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3}$ 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 $[\sigma]$:

$$[\sigma] = \begin{bmatrix} \sigma_I & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{II} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{III} \end{bmatrix} \quad (1.17)$$

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

$$[\sigma^H] = \begin{bmatrix} \frac{\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}}{3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\sigma_I + \sigma_{II} + \sigma_{III}}{3} \end{bmatrix} \quad (1.18)$$

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

$$[\sigma^D] = [\sigma] - [\sigma^H] = \begin{bmatrix} \frac{2\sigma_I - \sigma_{II} - \sigma_{III}}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2\sigma_{II} - \sigma_{III} - \sigma_I}{3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2\sigma_{III} - \sigma_I - \sigma_{II}}{3} \end{bmatrix} \quad (1.19)$$

1.3.2 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).

$$1 - D = \frac{A'}{A}$$

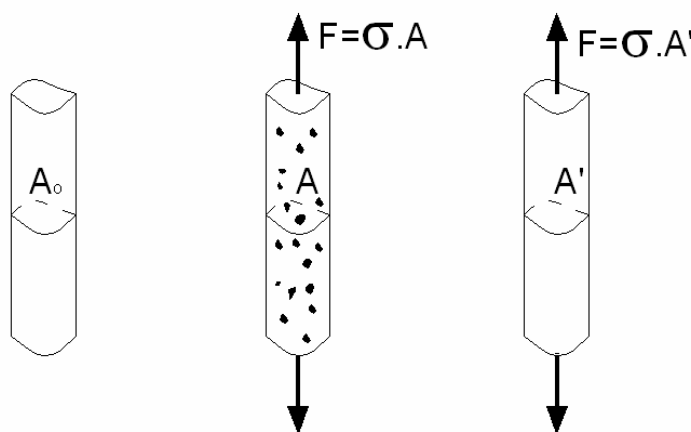


Fig. 1.17. Définition de la contrainte effective d'après Murakami [MUR- 85]

I.3.3 Lois de comportement des matériaux et des interfaces

Dans cette section là on va montrer 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 présente un comportement différent en traction et en compression. Une représentation de ce comportement est donnée par la courbe contrainte-déformation ci-dessous :

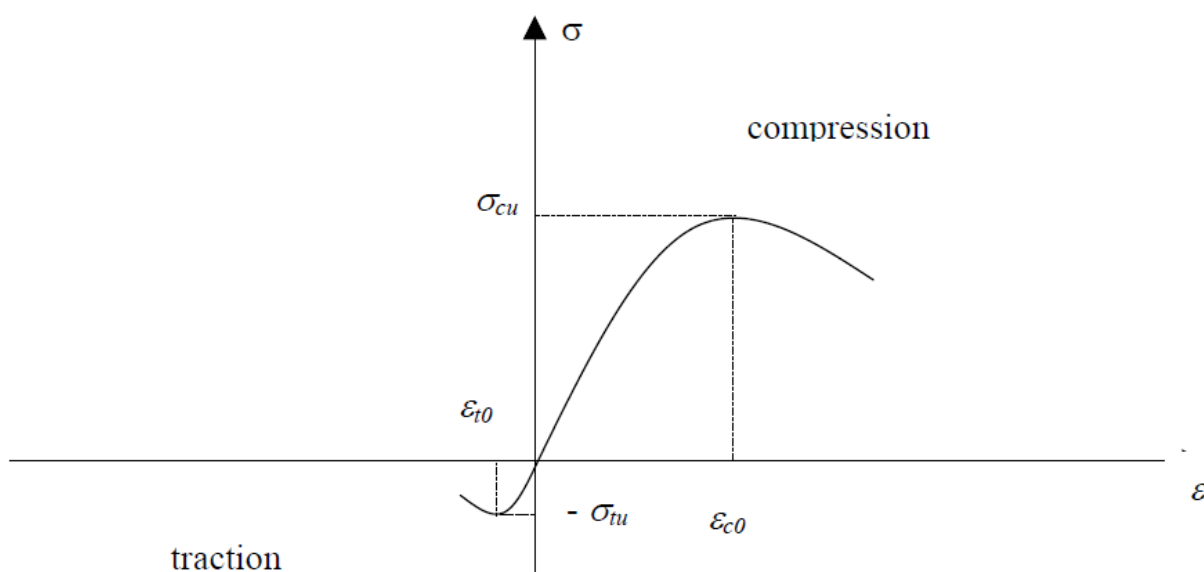


Fig.1.18. Diagramme contrainte-déformation du béton

Cette courbe se caractérise par un maximum de contrainte de compression σ_{cu} mesurée pour une déformation ϵ_{c0} , ainsi qu'une faible résistance à la traction dont le pic note σ_{tu} est mesuré pour une déformation ϵ_{t0} .

Différents modèles existent pour représenter le comportement du béton [NAI90 ROB99]. Nous adoptons ici la loi parabole-rectangle retenue par le règlement français BAEL 91 [PER92]. Elle modélise le comportement en compression du béton, le comportement en traction étant négligeable. Cette loi admet une partie parabolique pour les déformations inférieures à la déformation ϵ_{c0} correspondant au pic de contrainte σ_{cu} . Au-delà de ce pic la contrainte est supposée constante jusqu'à une déformation ultime ϵ_{cu} .

La résistance à la compression de calcul du béton est définie par une résistance caractéristique obtenue à partir d'un cylindre f_{ck} .

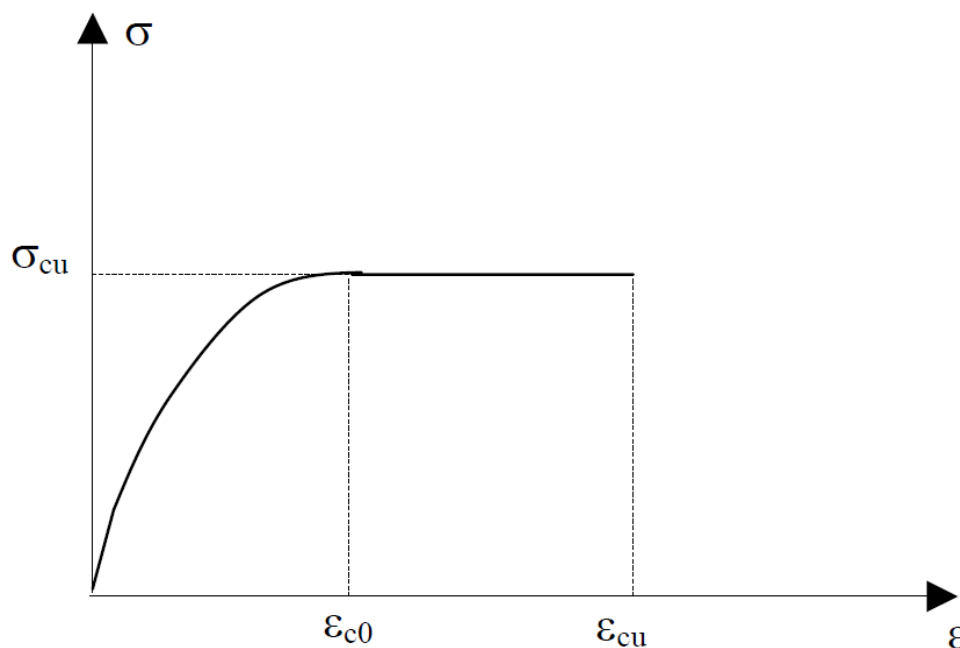


Fig.1.19. Loi de comportement du béton.

$$\frac{\sigma_{cu}}{f_{cd}} = \begin{cases} 1 - \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_{c0}}\right) & \text{pour } \epsilon \leq \epsilon_{c0} \\ 1 & \text{pour } \epsilon_{c0} \leq \epsilon \leq \epsilon_{cu} \end{cases}$$

Avec :

$$n = \begin{cases} 2 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.4 + 23.4 \left(\frac{90 - f_{ck}}{100}\right)^4 & \text{pour } 50 \text{ MPa} < f_{ck} < 90 \text{ MPa} \end{cases}$$

I.3.3.2 Modélisation du comportement de l'acier

Le diagramme contraintes-déformation de l'acier est représenté ci-dessous, son comportement est identique en traction et en compression, la courbe reste linéaire dans la phase élastique jusqu'à la contrainte limite d'écoulement $f_s = f_y$; au-delà de ce point la contrainte est constante avec un accroissement des déformations.

A l'état limite ultime, la loi du comportement de calcul se déduit par affinité oblique (pénalisation), de rapport γ_s .

Où γ_s est le coefficient de sécurité, et prend une valeur égale à 1.15

Dans la phase élastique, la relation est définie entre les contraintes et ses déformations relatives par la loi de "HOOKE": $\sigma = E_s \cdot \epsilon$

Notations :

- f_{yk} : Limite élastique
- f_{yd} : Contrainte de calcul en ELU : $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$
- γ_s : Coefficient de sécurité des aciers à l'ELU ; $\gamma_s = 1.15$ (sauf en combinaisons accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1.0$),
- $\epsilon_{s0} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s}$: allongement de l'acier à la limite d'élasticité,
- E_s : module de Young de l'acier : $E_s = 200\,000\text{MPa}$
- ρ_s : masse volumique de l'acier : $\rho_s = 7850\text{ kg/m}^3 = 78,50\text{ kN/m}^3$

Les deux diagrammes autorisés par les EC2

L'une des grandes nouveautés des EC2 est d'autoriser l'utilisation de deux diagrammes contraintes-déformations pour décrire le comportement mécanique de l'acier.

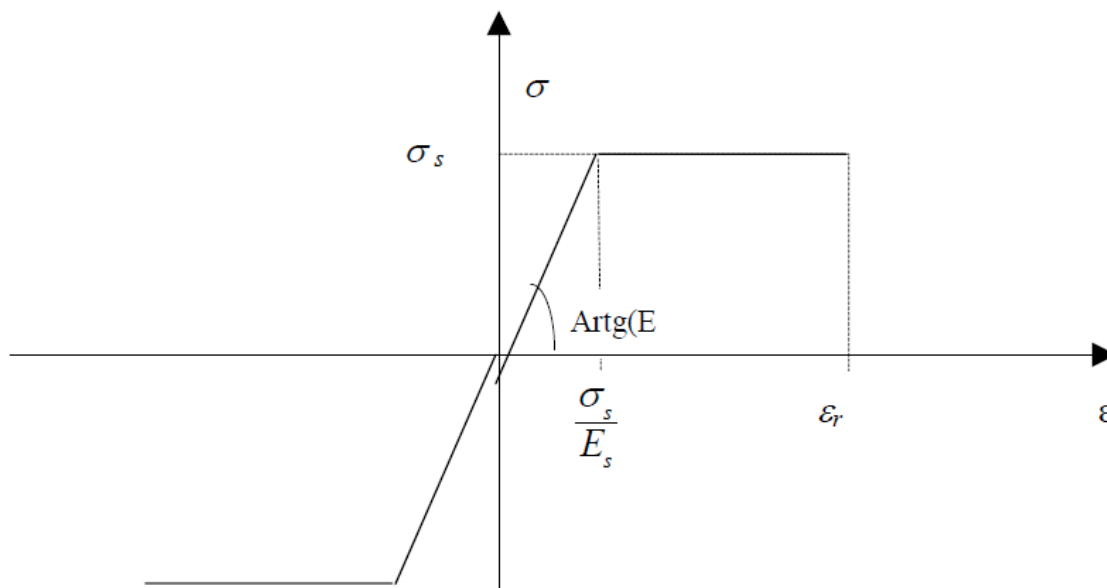


Fig.1.20. loi de comportement de l'acier

Diagramme avec palier de plasticité, sans limitation d'allongement de l'acier

Ce premier diagramme est assez classique ; il considère le fonctionnement de l'acier comme élasto-plastique parfait avec :

- Une partie élastique linéaire pour des déformations $\epsilon_s \leq \epsilon_{s0}$ conduisant à des contraintes inférieures à f_{yd} .
- Une partie en plasticité pour des déformations $\epsilon_s > \epsilon_{s0}$ avec des contraintes constantes à f_{yd} .

Ce qui se traduit par :

$$\sigma_s(\epsilon_s) = \begin{cases} E_s \epsilon_s & \text{pour } \epsilon_s \leq \epsilon_{s0} \\ f_{yd} & \text{pour } \epsilon_s > \epsilon_{s0} \end{cases}$$

Contrairement au BAEL, aucune limitation d'allongement n'est imposée lorsque l'acier est plastifié. Dans la pratique, en flexion simple, les déformations de l'acier sont proportionnelles aux déformations du béton comprimé. Ainsi, les déformations dans l'acier sont limitées par la flexion globale de la section.

Diagramme avec écrouissage en plasticité, et limitation de l'allongement de l'acier

Ce deuxième diagramme prend en compte l'écrouissage linéaire de l'acier en plasticité. Il est composé de deux droites et c'est pourquoi il est souvent nommé comme le diagramme bilinéaire. Afin de ne pas induire de confusion avec le diagramme bilinéaire du béton (triangle-rectangle), nous utiliserons l'appellation « plasticité avec écrouissage » dans cet ouvrage. Il est donc composé :

- D'une partie élastique linéaire pour des déformations $\epsilon_s \leq \epsilon_{s0}$ conduisant à des contraintes inférieures à f_{yd} .
- D'une partie plastique avec écrouissage linéaire. La limite d'élasticité augmente donc dans la zone plasticité. Sa valeur maximale normative est obtenue pour une déformation de ϵ_{ud} avec $\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk}$. La déformation ϵ_{uk} est le taux de déformation à la rupture.

Ce qui se traduit par :

$$\sigma_s(\epsilon_s) = \begin{cases} E_s \epsilon_s & \text{pour } \epsilon_s \leq \epsilon_{s0} \\ \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \left(1 + \frac{(k-1)(\epsilon_s - \epsilon_{s0})}{(\epsilon_{uk} - \epsilon_{s0})} \right) & \text{pour } \epsilon_{s0} < \epsilon_s \leq \epsilon_{ud} \end{cases}$$

Le coefficient k de la pente et les valeurs de ϵ_{s0} et ϵ_{ud} sont données dans l'annexe C des EC2, que nous pouvons résumer dans le tableau suivant.

Classe d'acier pour $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Classe d'acier			A	B	C
Rapport de la contrainte pour $\epsilon_s = \epsilon_{uk}$ et la limite d'élasticité.		k	≥ 1.05	≥ 1.08	≥ 1.15 < 1.35
Allongement sous charge maximale	%	ϵ_{uk}	≥ 2.5	≥ 5.0	≥ 7.5
Allongement maximal de calcul (AN)	%	ϵ_{ud}	≥ 2.25	≥ 4.5	≥ 6.75
Limite élastique	MPa	f_{yk}	500	500	500
f_{yd} maximal avec $\gamma_s = 1.15$ et plasticité parfaite	MPa	f_{yd}	435	435	435
f_{yd} maximal avec $\gamma_s = 1.15$ et écrouissage plastique	MPa	$\sigma_s(\epsilon_{ud})$	454	456	493

I.3.3.3 Loi de comportement du matériau composite. Critères de rupture

Dans la littérature, il semblerait qu'un seul modèle analytique [CUYPERS_05] permette la mise en place de recommandations de calculs pour les ingénieurs dans le champ des TRC. En revanche, des modèles ont été précédemment développés dans le cadre de composites à matrice céramique au comportement voisin des TRC.

Deux familles de ces modèles sont ainsi décrites dans ce travail de recherche, les modèles déterministes du type ACK [AVESTON_71] et modèles semi probabilistes.

Le modèle ACK, admet que la courbe contrainte/déformation du composite à matrice fragile est divisée en 3 zones linéaires, la deuxième étant de contrainte constante (pre-fissuration, multi-fissuration et post fissuration, figure 1.21) :

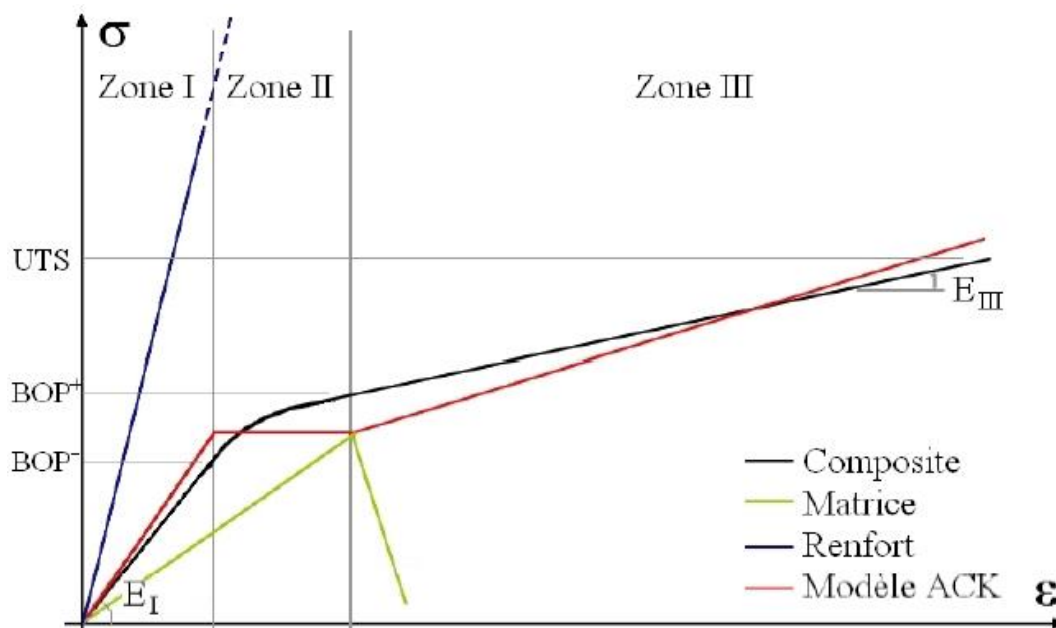


Fig.1.21. Comportement typique des composites à renfort unidirectionnel

Zone I : zone linéaire élastique, état non fissuré

Dans cette première zone, le comportement est linéaire élastique. On considère généralement une adhérence parfaite entre la matrice et les fibres.

L'interface est supposée élastique. Sous ses hypothèses, le module d'élasticité du composite CPI est déterminé grâce à un calcul d'homogénéisation minoré par les coefficients η_θ et η_l :

$$E_{c1} = E_m \cdot V_m + \eta_\theta \cdot \eta_l \cdot E_f \cdot V_f$$

Avec :

E_{c1} le module élastique du composite dans la zone I

E_f le module élastique des fibres

E_m le module élastique de la matrice

V_f le pourcentage volumique de fibres

V_m le pourcentage volumique de matrice

η_θ le coefficient d'orientation des fibres

η_l le coefficient de longueur des fibres

Zone II : zone de transition - début de la fissuration

Cette deuxième phase est définie par les points BOP- et BOP+ (Bend Over Point), et caractérisée par l'apparition des fissures et leur propagation.

Les caractéristiques de liaison entre la fibre et la matrice sont à l'origine de cette dégradation. La fissuration commence dès que la contrainte σ_{mu} est atteinte, contrainte correspondante à la contrainte ultime de la matrice. La contrainte atteinte par le composite est donnée par l'équation suivante.

$$\sigma_{mc} = \frac{E_{c1} \cdot \sigma_{mu}}{E_m}$$

Zone III : zone de post - fissuration

Durant cette dernière étape, aucune nouvelle fissure n'apparaît. Les fissures existantes peuvent néanmoins s'accroître (Bolster, 2007). La défaillance de la matrice est désormais complète et seules les fibres vont pouvoir reprendre les efforts appliqués. On se rend compte sur la figure 28 d'un changement de module élastique du composite. Celui-ci est dorénavant induit uniquement par les fibres. En supposant le module élastique des fibres constant, l'évolution du module du composite peut s'expliquer par une variation du volume des fibres, due à la rupture précoce des filaments.

$$E_{c3} = \eta_{03} \cdot \eta_{13} \cdot E_f \cdot V_f$$

La ruine du système composite, définie par le point UTS (Ultimate Tensile Strength), est atteinte lorsque les fibres de pontage d'une fissure sont coupées ou arrachées.

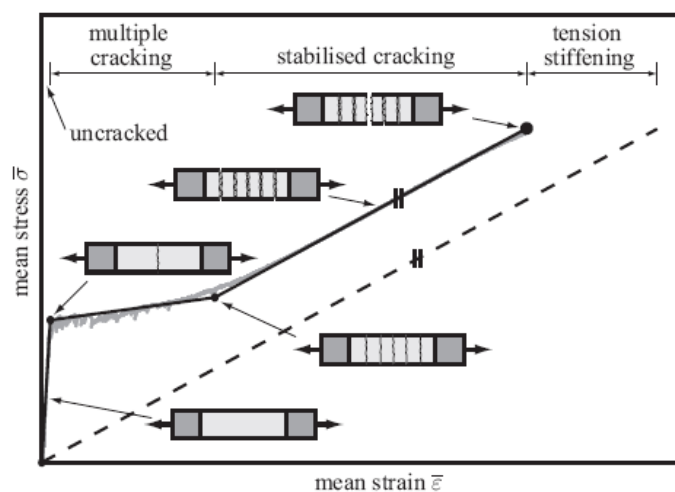


Fig. 1.22. Comportement typique moyenne contrainte-déformation de TRC à traction unidirectionnel

Cependant, de par son caractère déterministe, le modèle ACK ne permet pas de déterminer l'évolution du schéma de fissuration au cours du chargement. En effet, selon les hypothèses de ce modèle, le composite passe d'un état non fissuré à entièrement fissuré pour une contrainte constante.

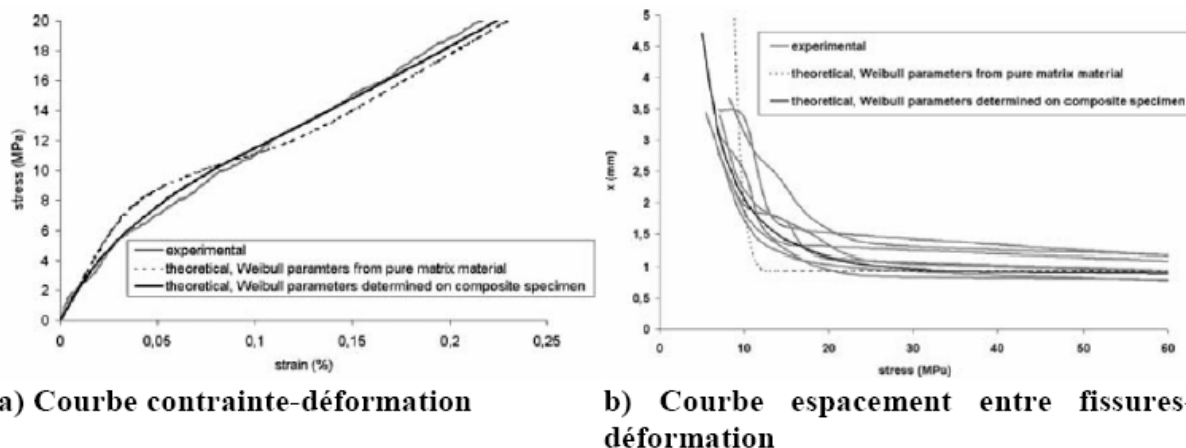
En revanche, l'utilisation de modèles semi-probabilistes faisant appel à des lois statistiques devrait permettre de déterminer l'évolution du schéma de fissuration au cours du chargement du TRC. Les modèles développés dans [CURTIN_91] et [AHN_97] visent à intégrer et affiner la modélisation de la zone 2 en considérant la distribution statistique des défauts de la matrice au calcul de l'évolution de la déformation du composite en fonction du chargement. Le modèle développé par [CURTIN_95] pour lequel la résistance des fibres est modélisée de manière stochastique, vise à ajuster la modélisation de la zone 3, notamment en termes de résistance et de déformation ultimes du composite. Enfin, [CURTIN_98] propose un modèle qui couple les modèles précédents permettant ainsi de reproduire par une approche stochastique la fissuration de la matrice et la rupture du composite.

Toutefois, la rupture des éprouvettes de TRC en traction est fortement liée à l'imprégnation hétérogène du renfort (et à l'essai de traction retenu), ce qui n'est pas considéré dans les modèles de [CURTIN_95] et [CURTIN_98]. Ainsi, ces modèles ne présentent pas un intérêt suffisant compte tenu de l'augmentation du nombre de paramètres et de la complexité des calculs comparativement au modèle d'Ahn [AHN_97]. Ce dernier est d'ailleurs le modèle qui a été choisi par [CUYPERS_05], à quelques simplifications près, pour rendre compte de l'évolution de la déformation ainsi que du schéma de fissuration d'un composite TRC en fonction de sa contrainte.

Cuypers et al. [CUYPERS_05] ont étudié ce modèle sur une structuration de composite TRC composée d'une matrice en Vubonite (matrice inorganique à ciment phosphatique) et d'une grille dont les fibres longitudinales sont en Verre-E (espacée de 5mm pour un taux de renfort volumique de 10.4 %). Cette étude a montré que l'utilisation des paramètres de Weibull obtenus sur une famille de 34 éprouvettes parallélépipédiques (30 x 15 x 160 mm³) de Vubonite pure (non renforcée) testées en flexion 3 points ne permettait pas la modélisation précise du comportement contrainte-déformation de ce TRC et encore moins de l'évolution de la propagation des fissures en fonction du chargement de ce TRC (figure 1.23, courbe en traits discontinus noirs). En revanche, en recalant les paramètres Weibull sur la courbe contrainte-déformation moyenne expérimentale du TRC, l'évolution de l'espacement entre fissures en fonction du chargement peut être estimée (fig. 1.23, courbe en trait noir continu).

Il apparaît dès lors que le module de Weibull caractérisant la dispersion de résistance de la matrice recalée « ρ » (premier paramètre de Weibull) est plus faible que celui de la matrice pure (1.4 au lieu de 9.3). L'auteur attribue cela au retrait gène du mortier par le renfort, à des concentrations de contrainte

dans le mortier liées au renfort textile, notamment au fils transversaux et à l'imprégnation partielle des fils par la matrice qui auraient pour effet d'élargir la distribution des défauts au sein de la matrice. En revanche, la résistance caractéristique de la matrice recalée « σ_R » (second paramètre de Weibull) est plus élevée que celui du mortier pur (14.8 MPa au lieu de 10.5 MPa). Ce phénomène serait dû à une stabilisation de la propagation des fissures existantes.



a) Courbe contrainte-déformation **b) Courbe espacement entre fissures-déformation**

Fig.1.23. Confrontation entre le comportement expérimental, celui modélisé (paramètres de Weibull provenant de la matrice pure) et enfin celui modélisé par recalage (paramètre de Weibull provenant d'un recalage de la courbe contrainte/déformation) [CUYPERS_05]

Le modèle de Ahn pour des composites à matrice céramique semble ainsi être approprié aux TRC et permet la détermination de l'espacement des fissures en fonction du chargement grâce à un recalage de la courbe contrainte-déformation.

Mais ce modèle a uniquement été valide sur une structuration de TRC dont les propriétés mécaniques restent assez éloignées de la plupart des structurations de TRC-ISRS. Il serait intéressant de vérifier la validité de ce modèle pour diverses structurations de TRC-ISRS.

La fig. 1.23-b met en lumière une dispersion significative des courbes espacements de fissures en fonction de la contrainte dans le TRC. Il apparaît dès lors utile de confronter la dispersion de ces courbes à celles établies en contrainte-déformation afin se prononcer sur la précision de ce recalage. Aussi, l'intégration d'un renfort au sein de la matrice ayant une influence sur les paramètres de Weibull, il n'est alors pas anodin de s'interroger sur l'influence de la variation de la configuration de renfort du TRC sur les paramètres de Weibull de la matrice. Enfin, il serait intéressant de réaliser une confrontation théorico-expérimentale en termes d'ouverture de fissure moyenne.

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. 1.24).

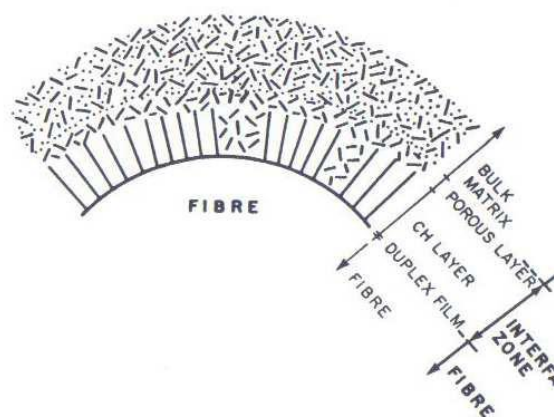


Fig. 1.24. : Interface Acier béton

On distingue :

- Un film d'épaisseur 1-2 μ m autour de la barre d'acier
- Une couche d'épaisseur 10- 30 μ m 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.

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, 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. 1.26). L'élargissement de la fissure peut être provoqué par l'augmentation du moment fléchissant ou de l'effort tranchant.

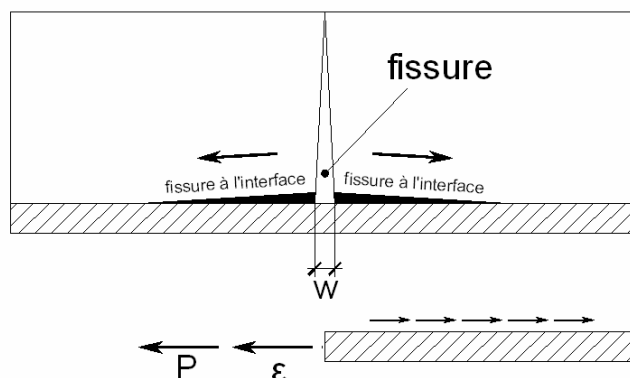


Fig. 1.25. : La fissure verticale due à la flexion qui provoque le décollement à l'interface béton acier

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. 1.26)

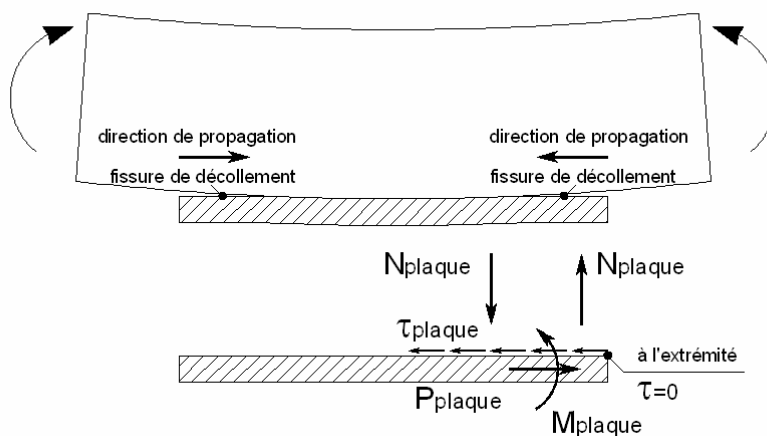


Fig. 1.26. : Efforts internes induites dans la plaque avec l'augmentation de la courbure de la poutre.

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.

CHAPITRE II :

ETUDE EXPERIMENTALE

II.1 Modèle expérimental

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. 2.1). 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.

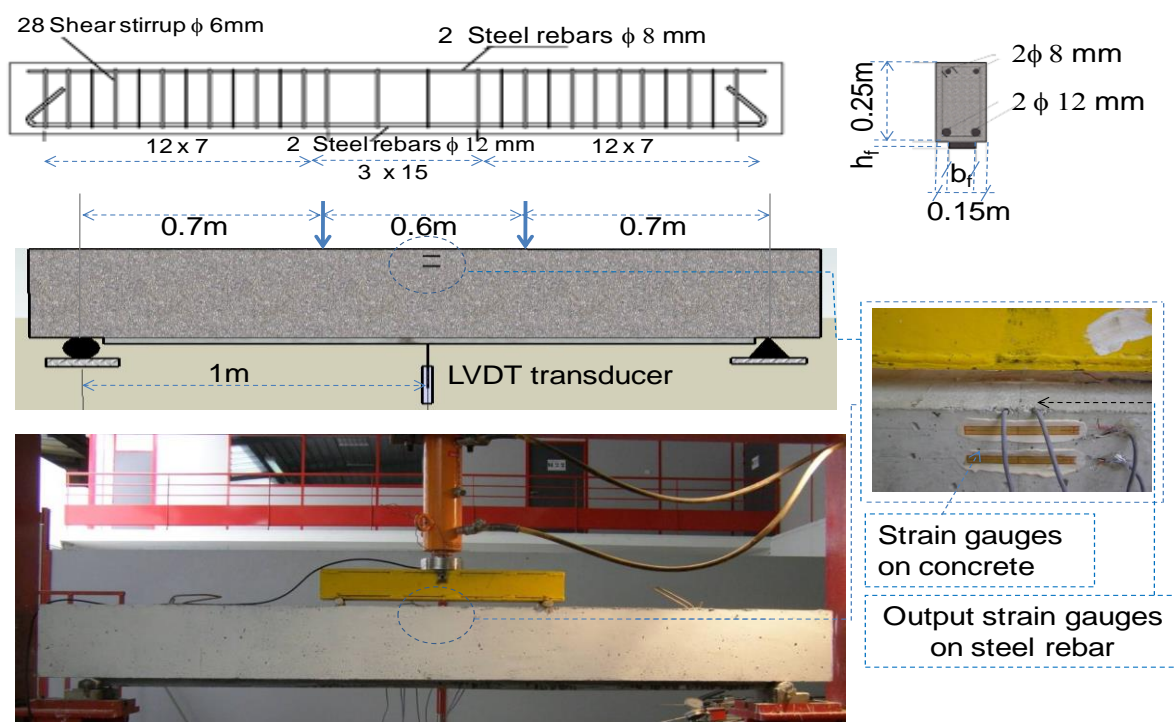


Fig. 2.1. Modèle expérimental.

Nous faisons la vérification de la pertinence du calcul d'équilibre des sections

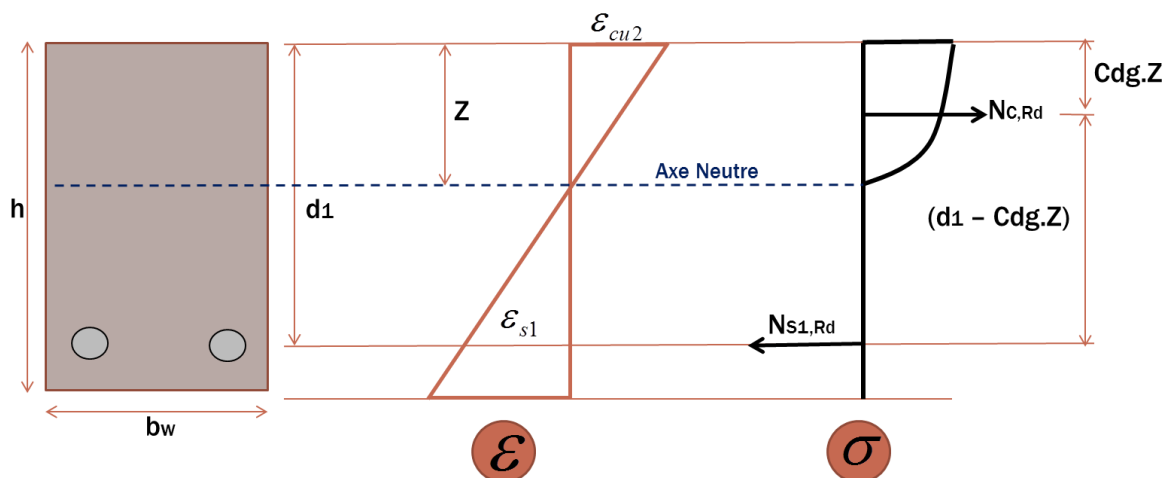


Fig. 2.2. Equilibre de la section de béton armé

$$N_{c,Rd} = \text{Re mp} \cdot f_{ck} \cdot Z \cdot b_w$$

$$N_{s1,Rd} = f_{yk} \cdot A_{s1}$$

$$Z = d \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{s1} + \varepsilon_{cu}} \right) \dots (\alpha)$$

$$M_{Rd} = \text{Re mp} \cdot f_{ck} \cdot Z \cdot b_w \cdot (d - \text{Cdg} \cdot Z) \dots (\beta)$$

$$F = \frac{2 \cdot M_{Rd}}{0.7} \dots (\gamma)$$

Donnes

$$f_{yk} = 600 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 22.7 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0.15 \text{ m}$$

$$A_{s1} = 0.000226 \text{ m}^2$$

$$\text{Re mp} = 0.81$$

$$\text{Cdg} = 0.416$$

$$d = 0.228 \text{ m}$$

Pivot A

$$\varepsilon_{s1} = 10\text{‰} \rightarrow f_{yk} = 600 \text{ MPa}$$

$$\text{Et si on considéré que: } 2\text{‰} \leq \varepsilon_{cu} \leq 3.5\text{‰} \rightarrow f_{ck} = 22.7 \text{ MPa}$$

$$Z = \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \cdot \left(\frac{A_{s1}}{\text{Re mp} \cdot b_w} \right) \quad \text{Si on remplacé s'obtient } Z = 0.04921 \text{ m.}$$

De (α) :

$$0.04921 = 0.228 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{10 + \varepsilon_{cu}} \right) \dots \dots \varepsilon_{cu} = 2.752 \text{ ‰}$$

Pivot B

$$\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰} \rightarrow f_{yk} = 22.7 \text{ MPa}$$

$$\text{Et si on considéré que: } 2.1\text{‰} \leq \varepsilon_{cu} \leq 10\text{‰} \rightarrow f_{yk} = 600 \text{ MPa}$$

$$Z = \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \cdot \left(\frac{A_{s1}}{\text{Re mp} \cdot b_w} \right) \quad \text{Si on remplacé s'obtient } Z = 0.04921 \text{ m.}$$

De (α) :

$$0.04921 = 0.228 \cdot \left(\frac{3.5}{\varepsilon_{s1} + 3.5} \right) \dots \dots \varepsilon_{s1} = 12.716 \text{ ‰}$$

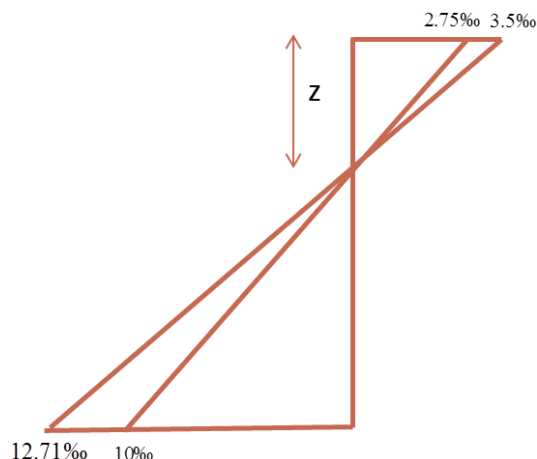


Fig. 2.3. Localisation des déformations au Pivot A et au Pivot B

Selon le résultat on peut vérifier la pertinence de l'équilibre de la section

Finalement :

$$\text{De } (\beta) : M_{rd} = 28.165 \text{ kN.m}$$

$$\text{De } (\gamma) : F_{max} = 80.472 \text{ kN}$$

II.2 Réalisation des poutres en béton armé

Cinq poutres ont été préparées et ont toutes les mêmes dimensions : 2300x250x150mm et le même taux de renforcement en armature longitudinale (Fig. 2.1).

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.

II.2.1 Préparation 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 $\varnothing 6\text{mm}$ ont été utilisées. La distance entre les cadres a été fixée à 70mm (24) aux extrêmes et à 150mm (3) au centre. (*Photo 2.1.*).

La présence des cadres exclut le mode de rupture due à l'effort tranchant.

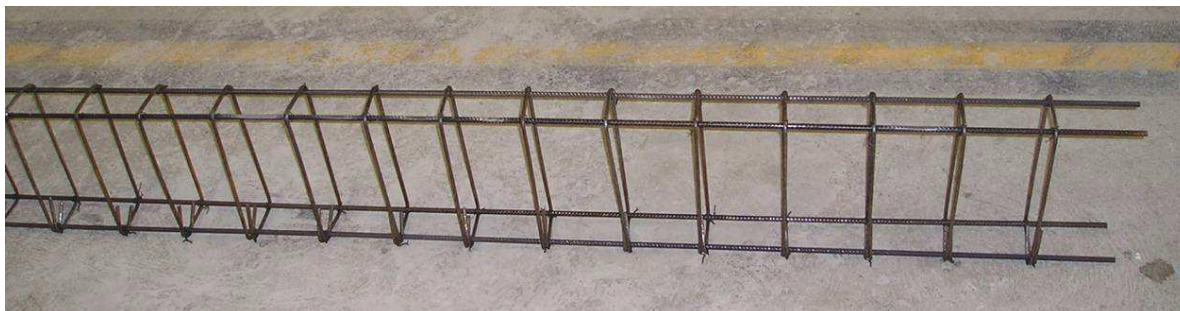


Photo 2.1. Ferrailage des poutres.

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. Les 2 jauges ont été collées au centre de la poutre.

II.2.2 Préparation de la surface

Avant de procéder aux expérimentations sur les poutres, il est nécessaire d'opérer un traitement des surfaces de contact avec le renfort afin d'améliorer l'adhérence. Pour cela, on sable la face inférieure de la poutre que sera en contact avec le TRC et le CFRP à l'aide d'un Karcher afin d'augmenter la rugosité.

Pour les sablages des 4 poutres nous avons utilisé le sablage humide, qui permet d'obtenir une surface de contact rugueuse. Cependant, il faut laisser un temps de séchage aux supports avant les expériences.



Photo 2.2. Sablage des poutres

II.2.3 Préparation de renforts

Les renforts ont un rôle essentiel dans la reprise des efforts dans le TRC. Une attention particulière est donc nécessaire dans leur préparation.

Textile

Le renfort principal du composite est le tissu. Nous avons utilisé du tissu de verre de type AR (alcali résistant) avec des mailles 5x3 mm.



Photo 2.3. Dimensions des mailles du tissu AR utilisés

Les dimensions prises en compte suivent sensiblement celles des coffrages avec une marge inférieure pour éviter que le tissu ne dépasse le coffrage lors de la mise en place.

L'utilisation de verre de type AR est indispensable. En effet, nous allons utiliser une matrice ciment. Comme il existe un problème de compatibilité entre le verre et les matrice de cette famille, le verre AR est le seul verre à résister aux agressions des bases (alcali-réactions).

Joncs

Comme nous l'avons vu précédemment, les joncs jouent le rôle d'armature complémentaire et sont incorporé directement dans le tissu.

Nous utilisons 2 types de joncs de diamètres identiques (2mm) :

- o Verres
- o Carbones

Les joncs de carbone et de verre utilisés sont lisses à l'origine, ce qui peut poser des problèmes pour l'adhérence avec le mortier. Pour pallier à ce problème, nous avons décidé de sabler ces joncs afin d'augmenter la rugosité et donc l'adhérence. Il existe des joncs déjà sablés à l'achat, ce qui était le cas pour les joncs de verre qu'on a utilisé.

Le sablage a été réalisé à l'aide de colle époxy avec un mélange de 30% de durcisseur (EPONAL TFC DURCISSEUR) et 70% de résines (EPONAL TFC RESINE).

On imprègne d'abord les joncs avec la résine avant de les rouler dans du sable et de les laisser sécher. Le séchage est relativement long.



Photo 2.4. Roulage dans le sable après imprégnation

Les joncs doivent être manipulés avec précaution et il ne faut pas les plier car les zones pliées sont des zones de faiblesse.

Tissage des joncs

Une fois les joncs préparés, il faut les intégrer dans le tissu. Notre objectif était de les tisser dans les couches de verre mais il s'est avéré impossible de réaliser un tissage régulier. En effet, le diamètre important des joncs et la rugosité endommagent les mailles du tissu. Si les fibres longitudinales sont endommagées ou coupées, alors le tissu ne participe plus de façon efficace au renfort.

Néanmoins, il reste quand même nécessaire de fixer les joncs au tissu. Les joncs ont donc été fixés en les faisant rentrer avec précaution à l'intérieur des mailles aux extrémités et au milieu des bandes de tissus.



Photo 2.5. Tissage des joncs dans le tissu

A chaque fixation, nous avons épinglé les joncs à travers 2 mailles toujours distants du même nombre de mailles. Nous avons épinglé de façon symétrique pour équilibrer au mieux le renfort. Nous avons aussi épinglé en quinconce pour éviter que tous les joncs tirent sur les mêmes lignes de trame.

II.2.4 Mise en place du renfort extérieur du matériau composite

Nous allons mettre en place les renforts composites TRC directement sur les poutres sans la colle. La technique consiste à poser une première couche de mortier sur la sous face de la poutre à réparer. On pose ensuite la première couche de renfort composée du tissu en verre, des joncs de carbones et des joncs de verre. On utilise le débouleur pour que le renfort s'imprègne bien dans le mortier. Ce procédé est répété pour la mise en place des deux couches de renforts. Il faut faire attention à poser les couches les plus uniformément possible.

Le renforcement extérieur en tissu de fibres unidirectionnelles a été collé sur la surface inférieure de la poutre en béton armé.

En ce qui concerne les poutres renforcées de TRC une poutre a été renforcée d'une couche de tissu + 5 joncs.

Tableau 2.1. Désignation des poutres.

Série	Poutre	Nombre de couches de matériau composite
TRC	P1	2
TRC + Joncs	P2	1
TRC	P3	3
Pas Renforce	P4	-



Photo 2.6. Mise en place du renfort composite sur la poutre

II.3 Résultats expérimentaux

II.3.1 Endommagement des Poutres

Pour réparer une structure, il faut au préalable qu'elle soit endommagée. Nous allons dans un premier temps endommager les poutres jusqu'à obtention des fissures. Les poutres béton armé utilisées, ont été réalisées de la façon suivante :

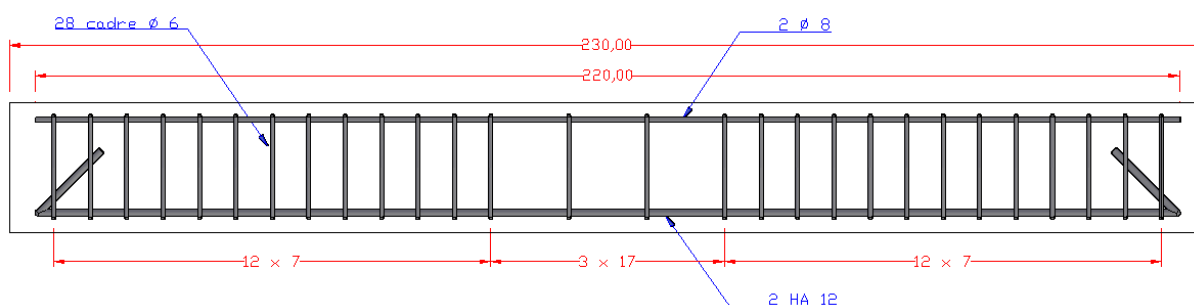


Fig. 2.4. Ferrailage de la poutre

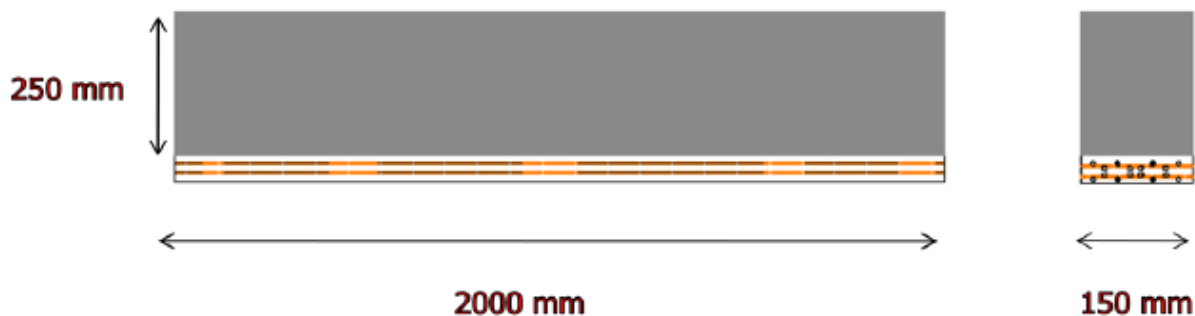


Fig. 2.5. Géométrie et section de la poutre

Les poutres expérimentales étudiées font 150 mm de largeur, 250 mm de hauteur et 2 m de portée. Les poutres sont renforcées par des aciers longitudinaux : 2HA12 en fibre inférieure avec 2 cm

d'enrobage, 2HA8 en fibre supérieure avec 2 cm d'enrobage, et par des aciers transversaux : 2HA6 tous les 10 cm.

Caractéristiques du béton : $f_{ck} = 22.7$ MPa et $E_c = 30\,000$ MPa.

Caractéristiques de l'acier : $f_{yk} = 600$ MPa et $E_s = 210\,000$ MPa.

Dans l'optique de se rapprocher au mieux d'un cas réel, la poutre est soumise à un chargement préalable. Ce qui induit une première ouverture de fissures. La poutre est ensuite déchargée, ce qui a pour conséquence la fermeture des fissures sous l'effet de la contrainte de traction dans les aciers. Cette poutre est retournée par la suite, juste avant la réparation. Cette dernière opération tend à refermer d'avantage les fissures. En somme, les fissures se retrouvent presque entièrement refermées au moment de la réparation, marquant ainsi l'état initial avant renforcement. (Voir le mode de fissuration réel de la poutre seule sur les images ci-dessous).

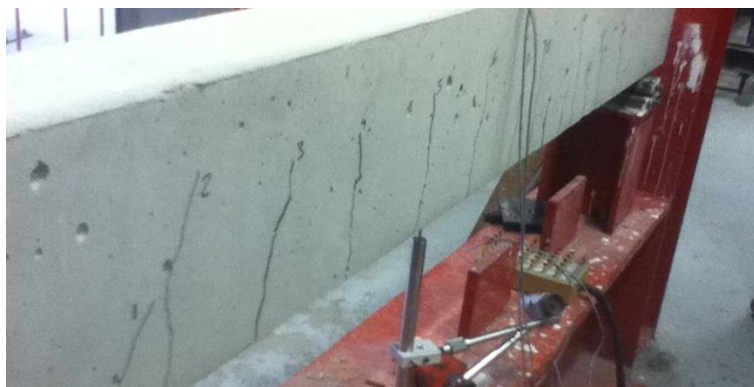


Photo 2.7. Mode fissuration de la poutre avant renforcement

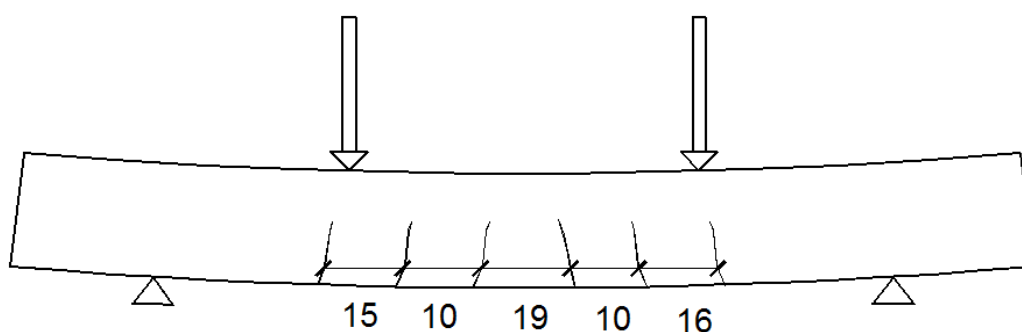






Fig. 2.6. Illustration des fissures avant renforcement

Suite à cette première expérimentation, l'espacement réel des fissures au moment de la réparation résulte de la moyenne arithmétique des espacements respectifs de chaque fissure constatée sur la poutre. Les résultats des 4 poutres endommagées par rapport à l'ouverture de fissure sont :





Poutre 1

Point	Espacement (cm)		
1 à 2	9		
2 à 3	7		
3 à 4	5,5		
4 à 5	9		
5 à 6	13		
6 à 7	14,5		
7 à 7,1	4		
7,1 à 8	16,5		
8 à 9	10		
9 à 10	6		
10 à 11	13,3		
11 à 11,1	9,5		
11,1 à 12	3,7		

$$Sr, moy = (9+7+5.5+9+13+14.5+4+16.5+10+6+13.3+9.5+3.7)/13 = 9.31 \text{ cm.}$$

L'espacement maximal étant de 14.5 cm.





Poutre 2

Point	Espacement (cm)		
1 à 2	6		
2 à 3	12		
3 à 4	15,5		
4 à 5	15,2		
5 à 6	15,7		
6 à 7	14,2		
7 à 8	8		
8 à 9	6,5		
9 à 10	7,5		
10 à 11	6,5		
11 à 12	7		
12 à 13	6,8		
13 à 14	12,4		

$$Sr_{moy} = (6+12+15.5+15.2+15.7+14.2+8+6.5+7.5+6.5+7+6.8+12.4)/13 = 10.25 \text{ cm.}$$

L'espace maximal étant de 15.7 cm.



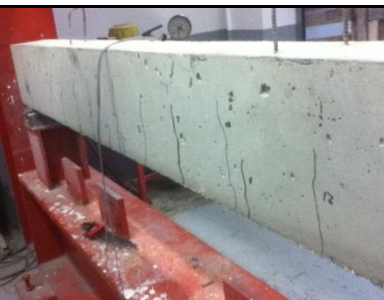

Poutre 3

Point	Espacement (cm)		
1 à 2	6,5		
2 à 3	14		
3 à 4	15,5		
4 à 5	12,5		
5 à 6	16		
6 à 7	3		
7 à 8	11,5		
8 à 9	20,8		
9 à 10	10,5		
Photos de la poutre 3 après l'endommagement			

$$Sr_{moy} = (6.5+14+15.5+12.5+16+3+11.5+20.8+10.5)/9 = 12.26 \text{ cm.}$$

L'espace maximal étant de 20.8 cm.

Poutre 4

Point	Espacement (cm)		
1 à 2	14,7		
2 à 3	15		
3 à 4	11,5		
4 à 5	10,5		
5 à 6	6,5		
6 à 7	2,2		
7 à 8	11,5		
8 à 9	16,5		
9 à 10	16,5		
10 à 11	3		
11 à 12	15		
Photos de la poutre 4 après l'endommagement			

$$Sr_{moy} = (14.7+15+11.5+10.5+6.5+2.2+11.5+16.5+16.5+3+15)/11 = 11.17 \text{ cm.}$$

L'espace maximal étant de 16.5 cm.

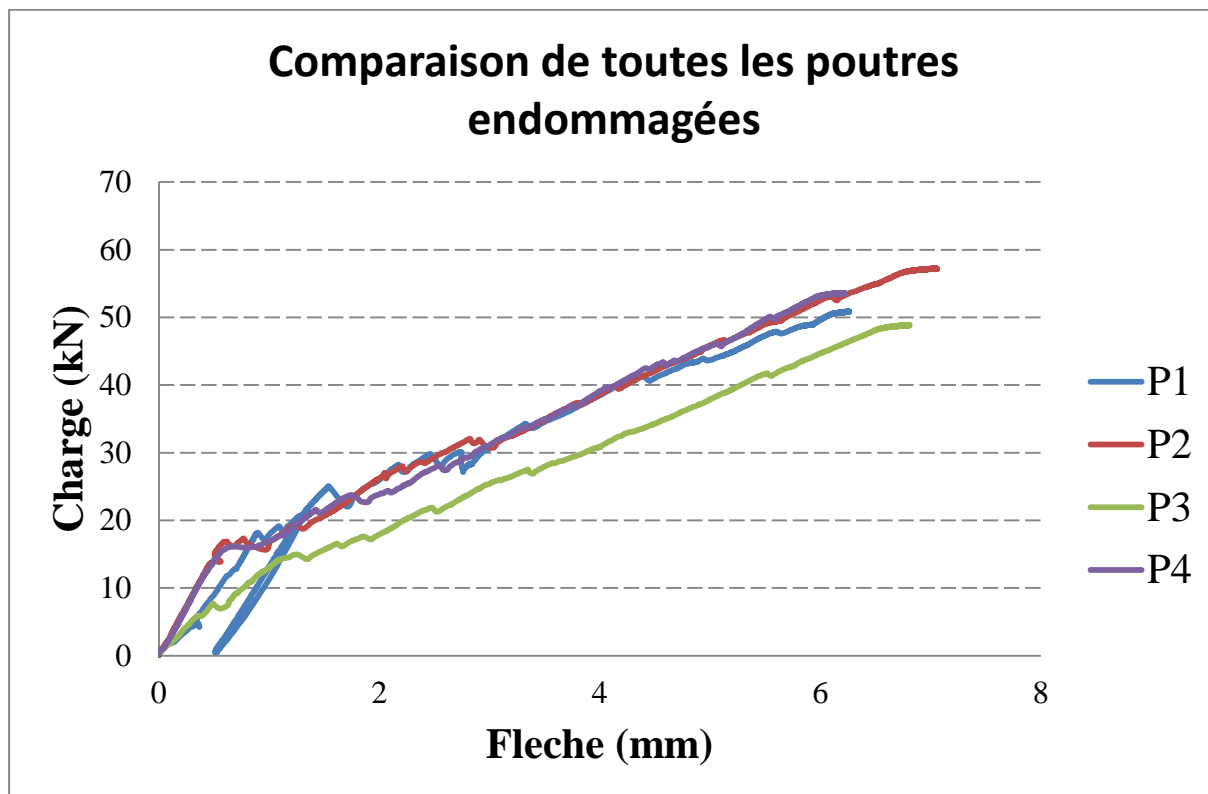


Fig. 2.7. Comparaison de toutes les poutres endommagées

II.3.2 Essais sur les poutres renforcées

Une fois l'endommagement préliminaire des poutres béton armé effectué, nous pouvons éprouver nos solutions de réparation. On met en place le composite. Cette étape sera conduite jusqu'à la rupture de la poutre réparée.



Photo 2.8. Chargement de la poutre renforcée par TRC avec joncs de carbone

Nous allons tester la poutre jusqu'à rupture tout en observant le mode de fissuration. La poutre une fois renforcée, est soumise à un chargement progressif. Au cours du chargement, le renfort a tendance à bloquer la réouverture des fissures existantes. De nouvelles fissures apparaissent mais leurs ouvertures sont également bloquées par le composite. Ainsi le comportement global du système vis-à-vis de la fissuration est amélioré.



Photo 2.9. Mode fissuration de la poutre après renforcement

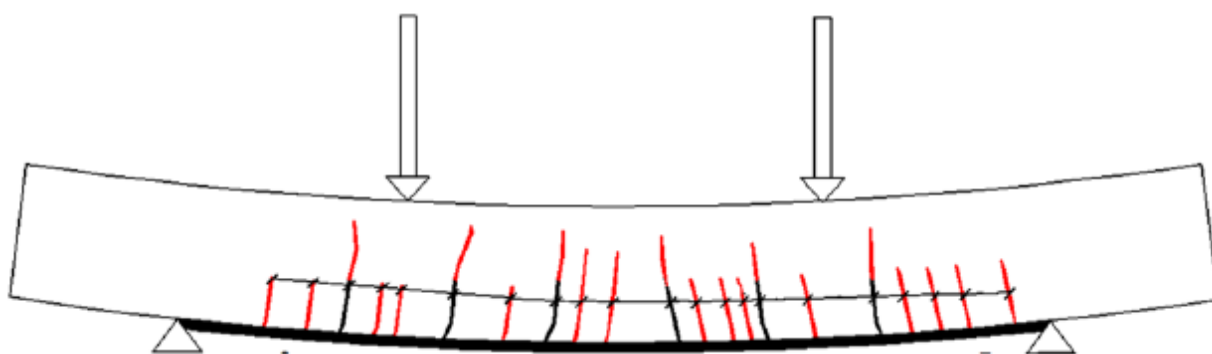


Fig. 2.8. Illustration des fissures après renforcement

Nous avons traité quatre poutres avec différents renforts. La procédure expérimentale est identique pour les quatre cas de renforcement à savoir, le cas de référence est une poutre sans renforce.

II.3.2.1 Comportement global de la structure

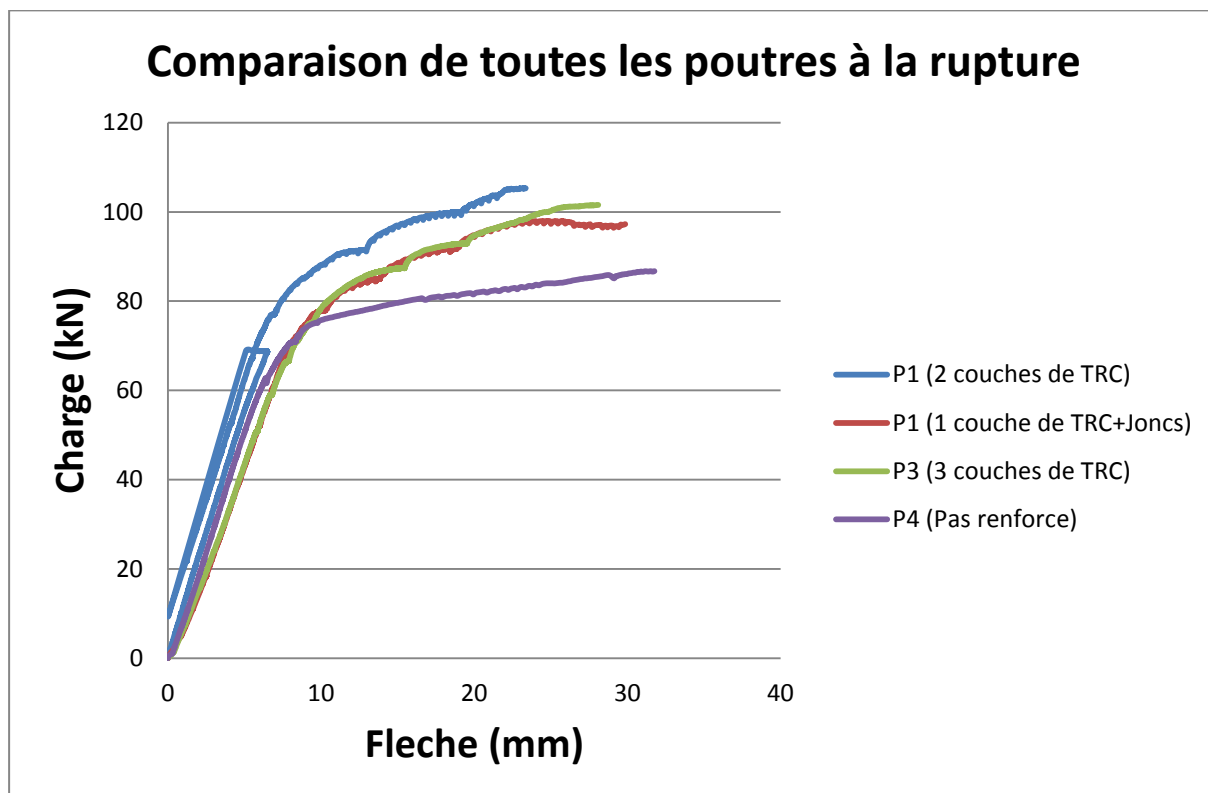


Fig. 2.9. Comparaison des courbes Charge-Flèche des solutions de réparation

La figure 2.9 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.

Tableau 2.2. Résultats expérimentales de ELS et ELU

		ELS	ELU	ELU/ELS
P1 (2TRC)	Charge (kN)	76,9	105,275	1,37
	Flèche (mm)	6,761	23,173	3,43
P2 (TRC+Joncs)	Charge (kN)	69,375	97,875	1,41
	Flèche (mm)	8,016	25,261	3,15
P3 (3TRC)	Charge (kN)	75,025	101,5	1,35
	Flèche (mm)	9,313	27,873	2,99
P4 (Pas renforcée)	Charge (kN)	70,775	86,6	1,22
	Flèche (mm)	8,071	31,643	3,92

II.3.2.1.1 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. 2.9.).

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

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 2.3. Charge ultime.

Poutre	Poutre de référence	TRC 1 couche + joncs	TRC 2 couches	TRC 3 couches
Charge Ultime (kN)	86.6	98.875	105.3	101.5
Augmentation en % de la charge	-	12%	22%	17%

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 2 couches de tissu en TRC, la résistance augmente de 22%.

II.3.2.1.2 Déplacement vertical (flèche)

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 $f_0 = 8,0\text{mm}$. (Fig. 2.10.).

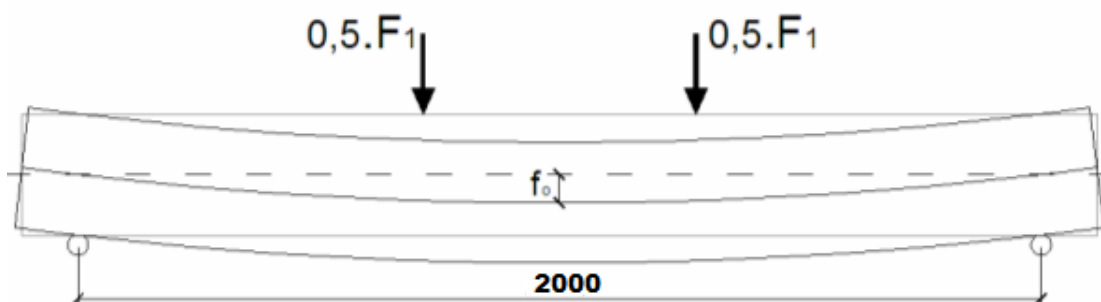


Fig. 2.10. Flèche de la poutre.

Le dispositif utilisé dans nos essais pour mesurer la flèche de la poutre est représenté sur la *Fig.2.9*.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de la charge enregistrée lorsque le déplacement vertical maximal f_0 atteint 8,0mm.

La flèche de la poutre augmente en fonction de la charge, plus la charge est grande plus la flèche est importante. On observe deux phases sur les deux courbes caractérisant le comportement des poutres renforcées ou non :

- Une première phase représentant un comportement linéaire, correspond à la sollicitation de la poutre dans son domaine élastique avant fissuration ;
- La deuxième phase est marquée par la fissuration et la plastification jusqu'à rupture de la poutre.

Tableau 2.4. : Charge correspondante à la flèche limite.

Poutre	Poutre de référence	TRC 1 couche + joncs	TRC 2 couches	TRC 3 couches
Charge Ultime (kN)	67.925	69.125	82.45	70.675
Augmentation en % de la charge	0	2%	21%	4%

II.3.2.2 Modes de rupture globale observés

L'analyse des modes de ruptures permet de se donner une idée du comportement du composite et de déterminer l'efficacité du travail de ce dernier. La charge correspondante à la rupture permet de comparer les résultats théoriques aux résultats expérimentaux.

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.

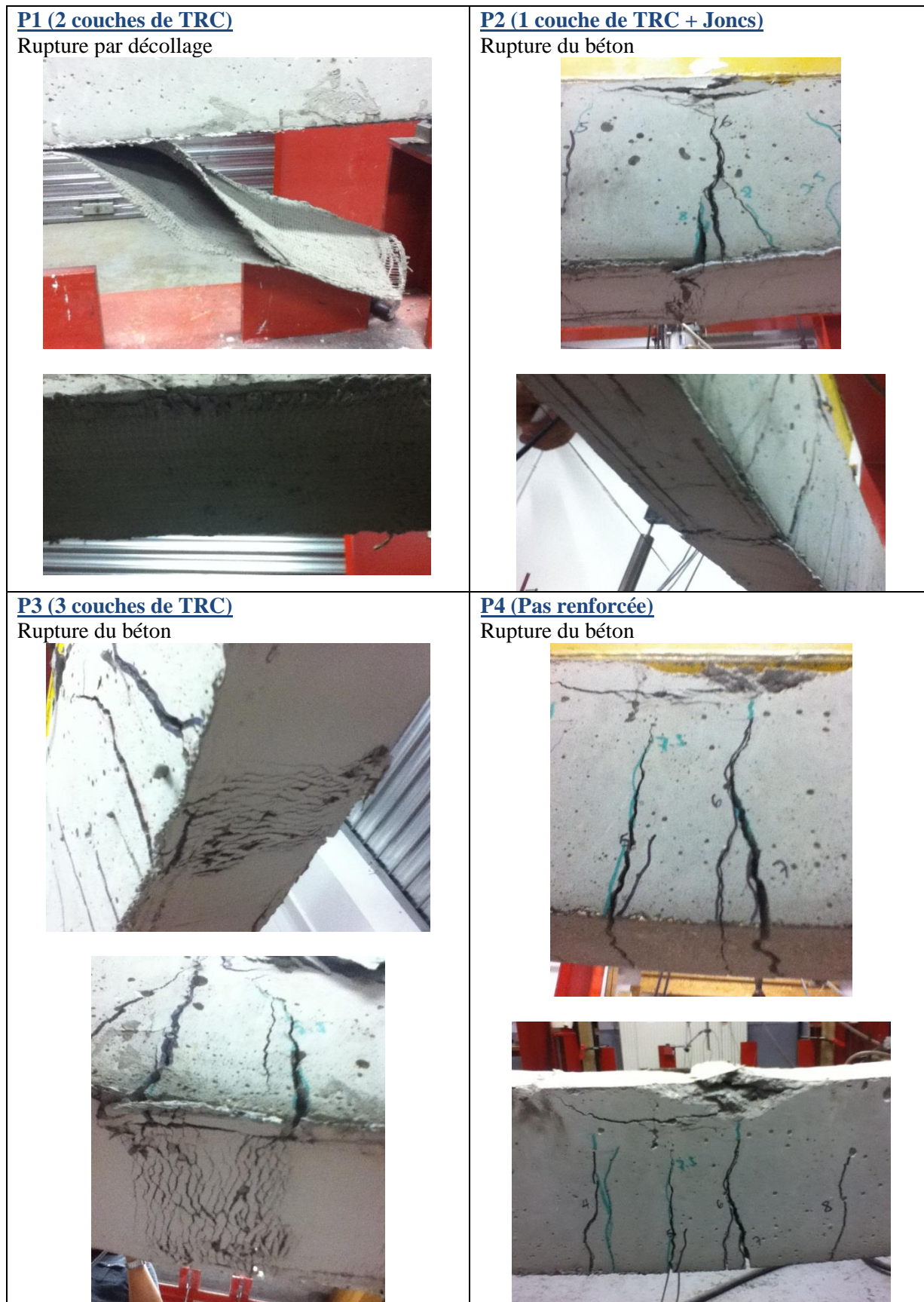


Photo. 2.10. Comparatif de Mode de Rupture des 4 poutres

II.3.2.3 Comportement locale de la structure

II.3.2.3.1 Déformation dans la barre d'acier et du béton

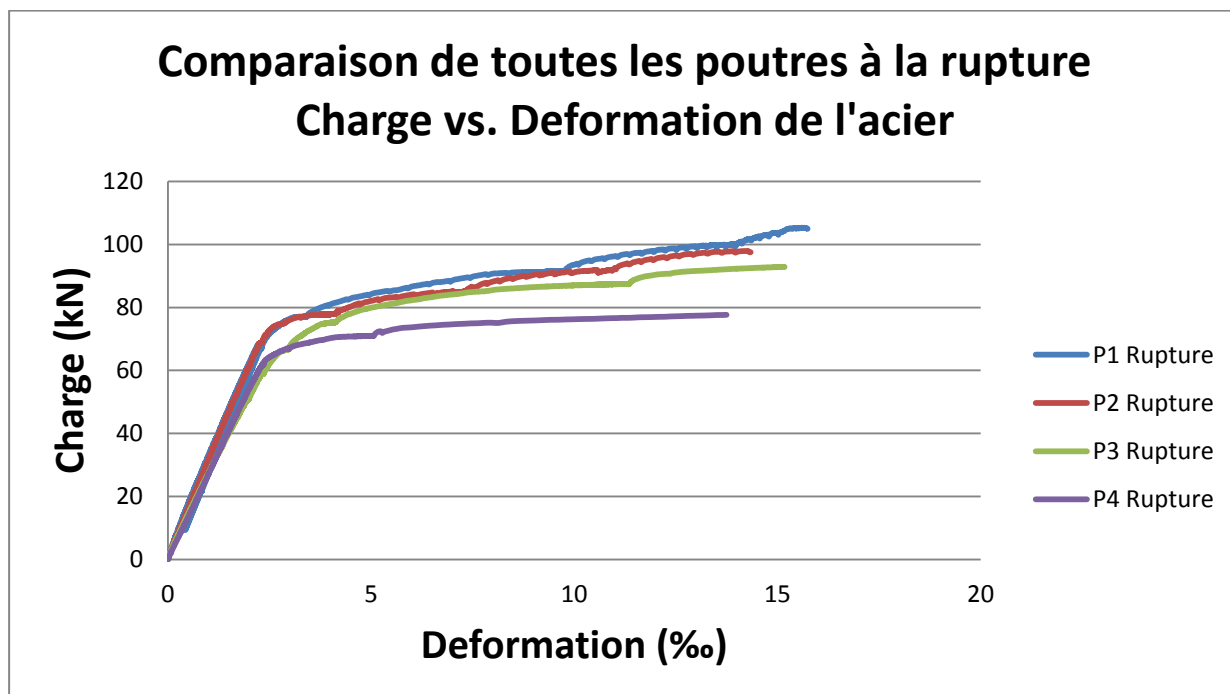


Fig. 2.11. Comparaison Charge Vs. Déformation de l'acier

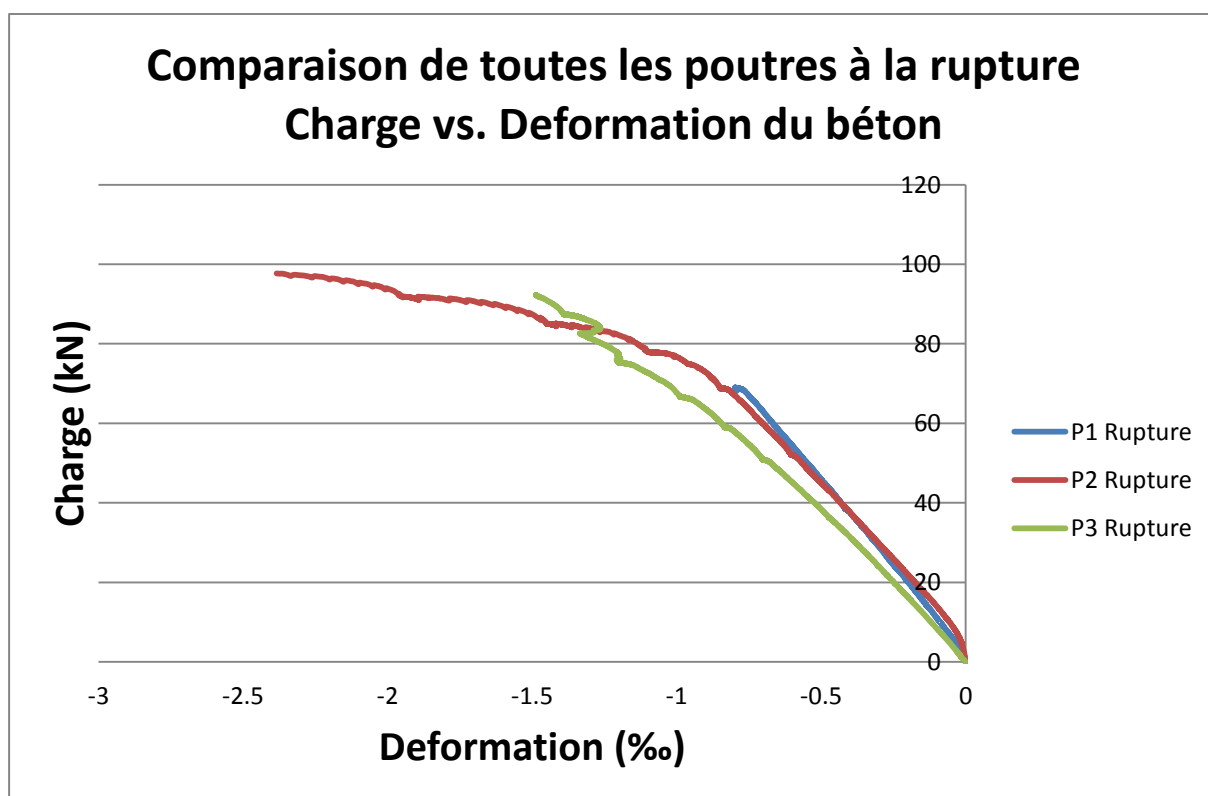


Fig. 2.12. Comparaison Charge Vs. Déformation du béton

II.3.2.3.2 Variation de l'axe neutre

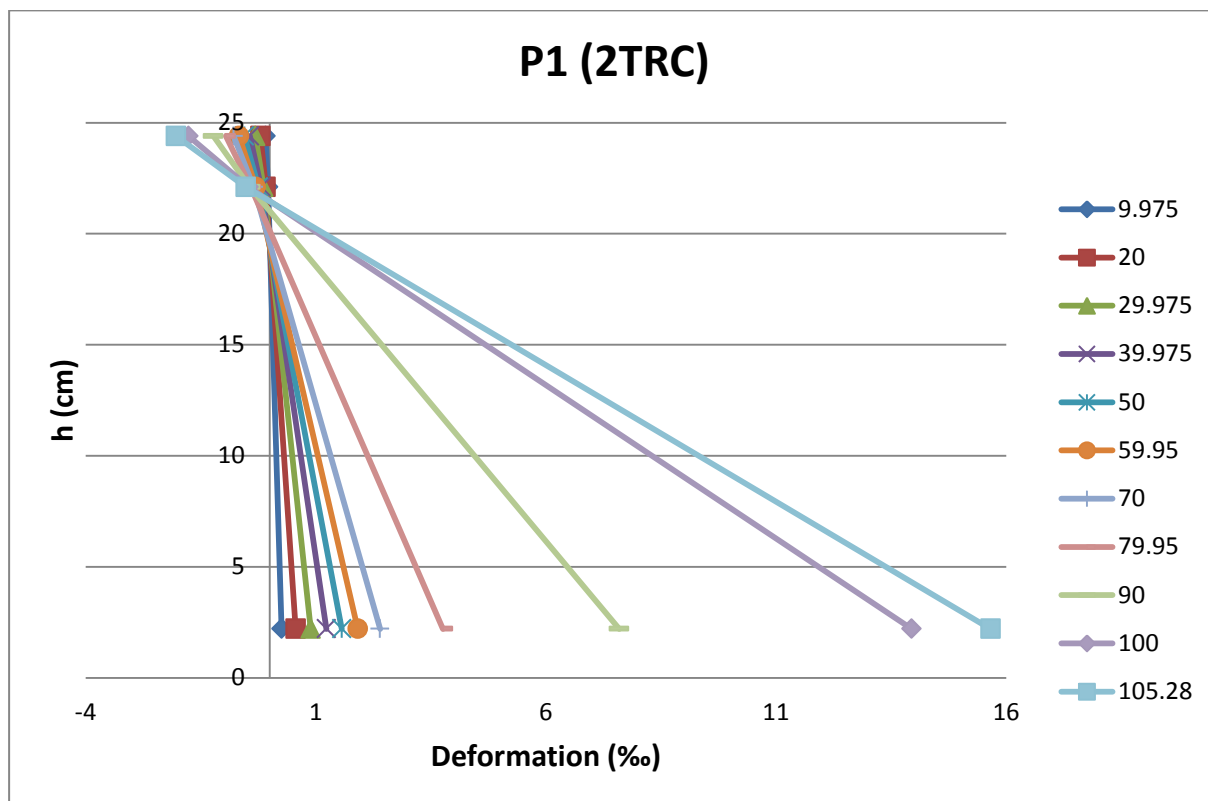


Fig. 2.13. Variation de l'axe neutre de la Poutre 1 (Hauteur Vs. Déformation)

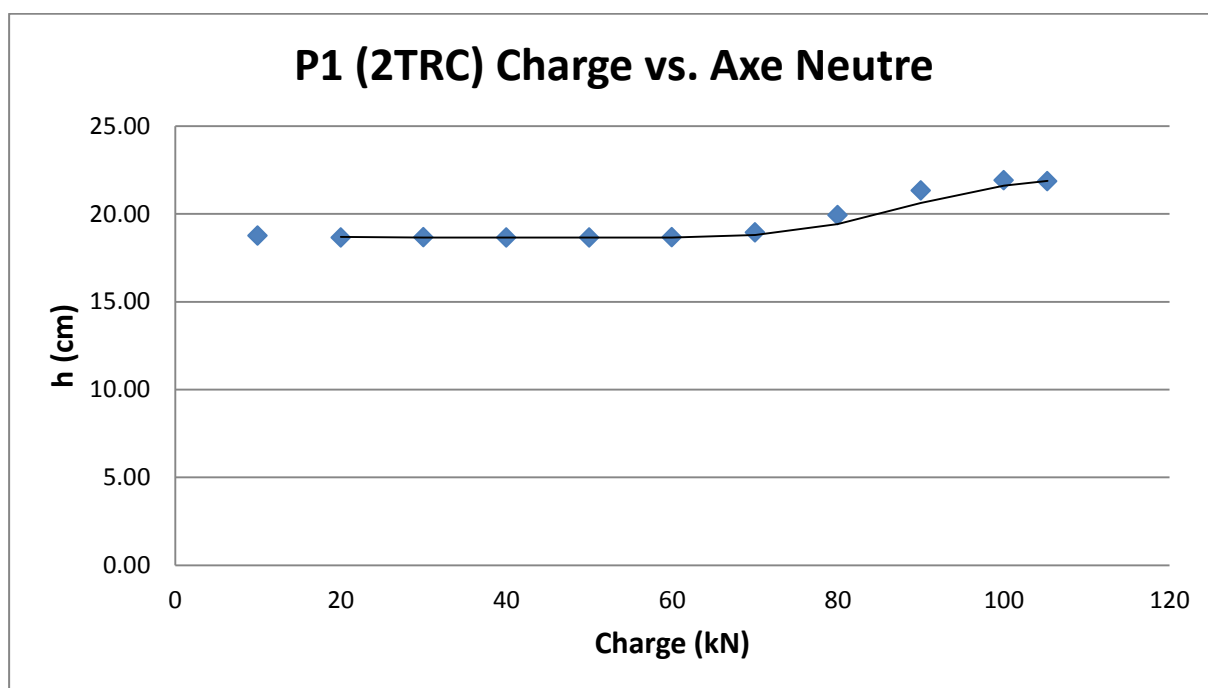


Fig. 2.14. Variation de l'axe neutre de la Poutre 1 par rapport à la charge

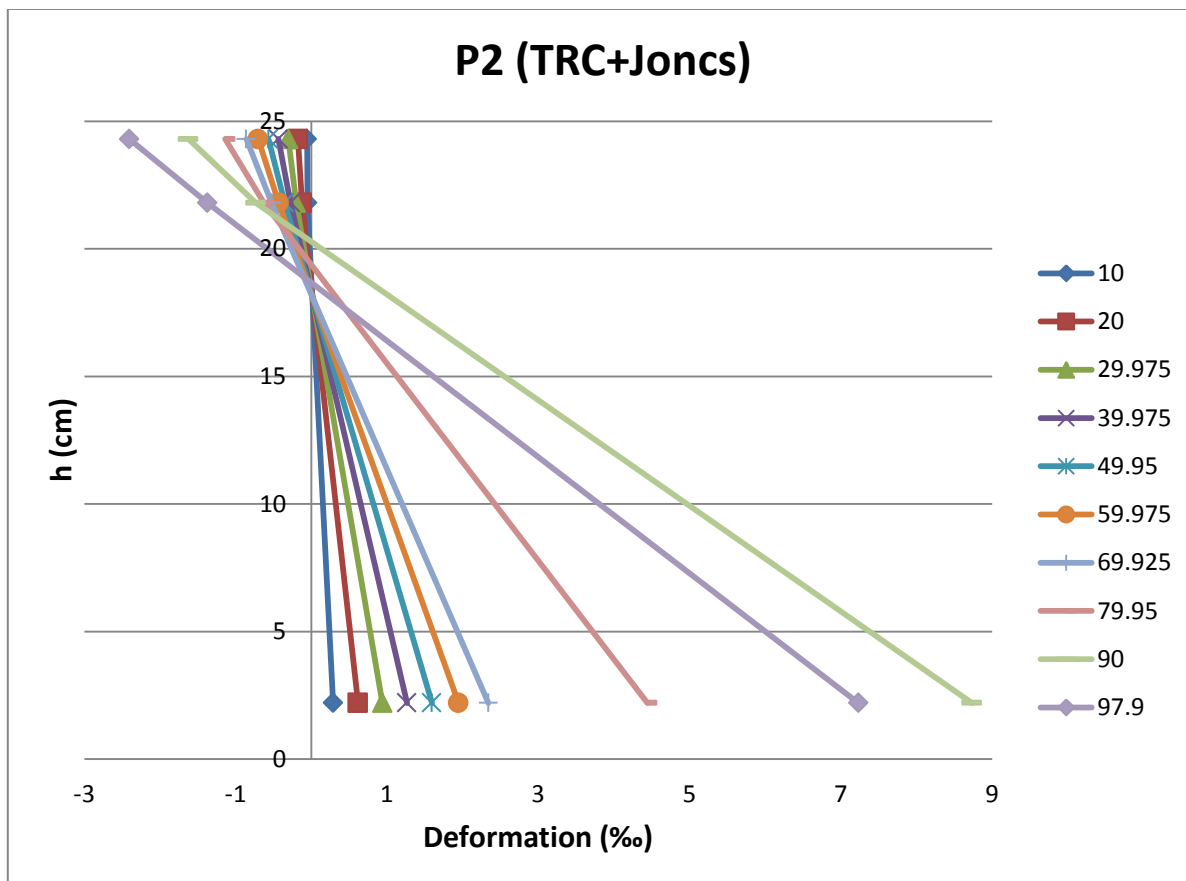


Fig. 2.15. Variation de l'axe neutre de la Poutre 2 (Hauteur Vs. Déformation)

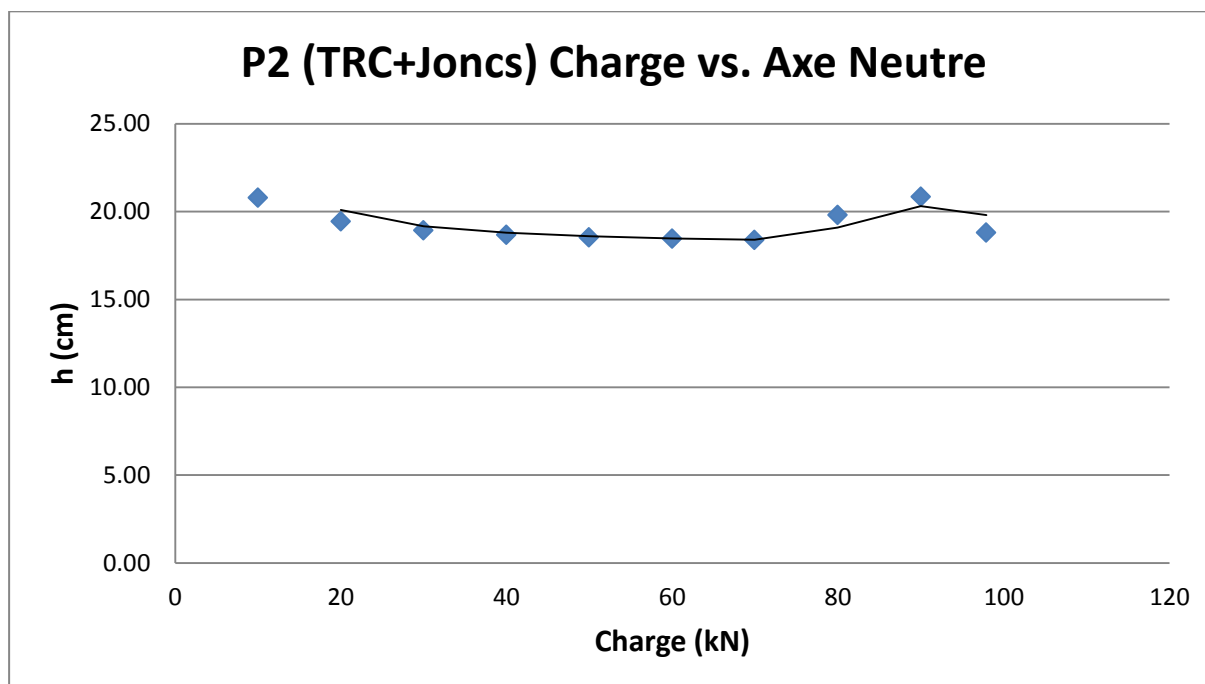


Fig. 2.16. Variation de l'axe neutre de la Poutre 2 par rapport à la charge

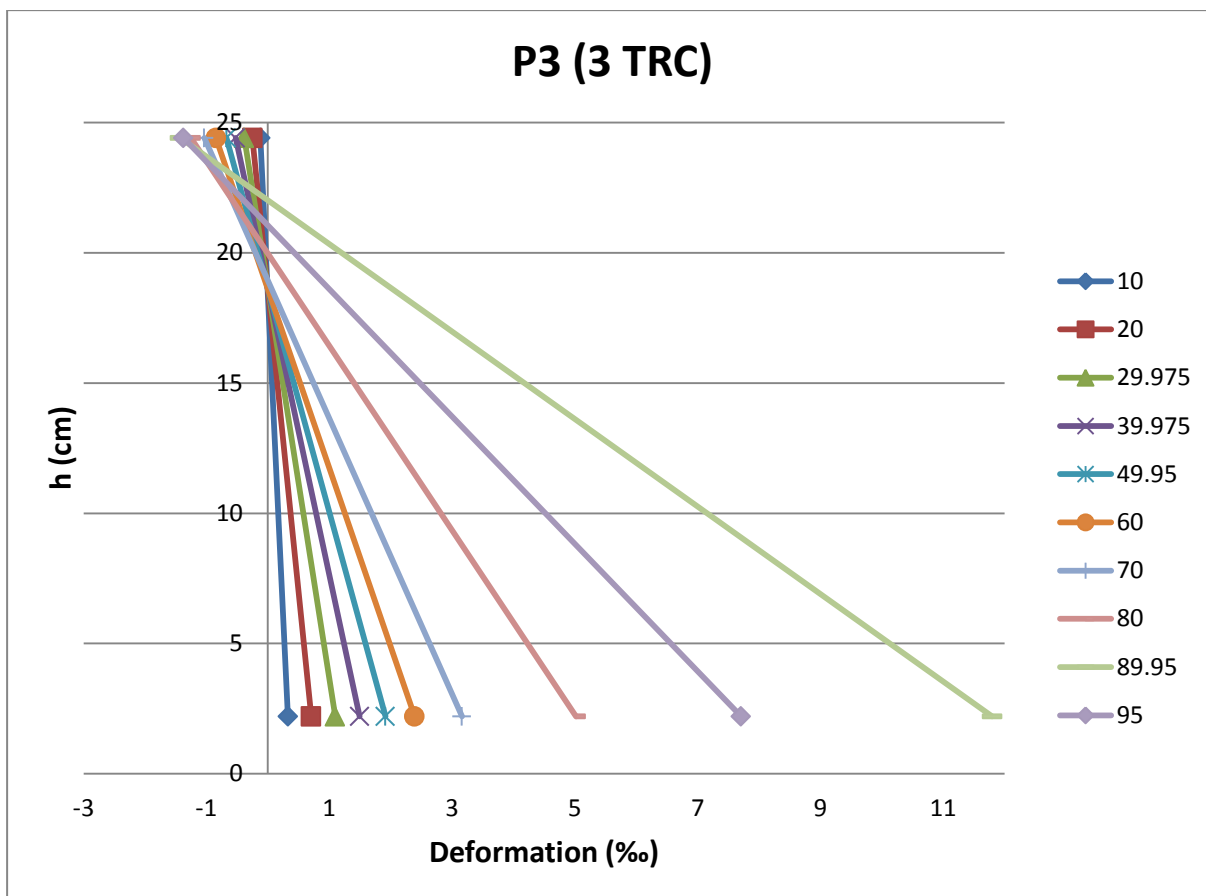


Fig. 2.17. Variation de l'axe neutre de la Poutre 3 (Hauteur Vs. Déformation)

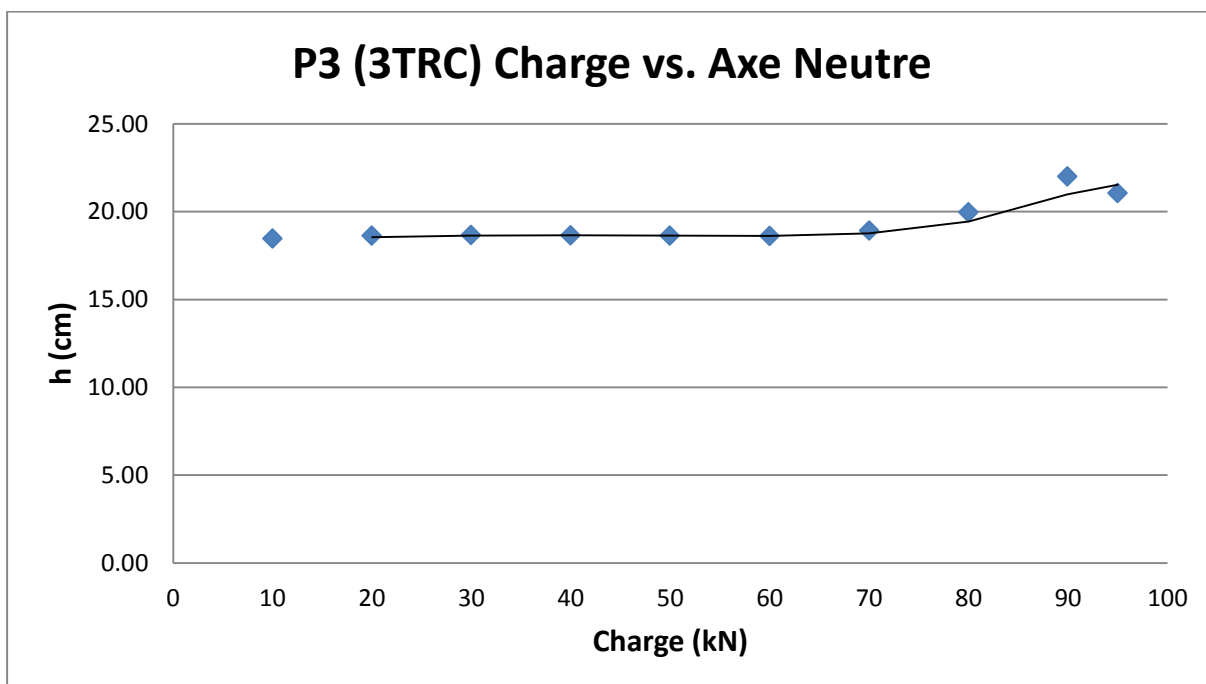


Fig. 2.18. Variation de l'axe neutre de la Poutre 2 par rapport à la charge

II.3.2.3.3 Espacement des fissurées

La distribution de la fissuration finale après la rupture sur les 4 poutres sont les suivantes :

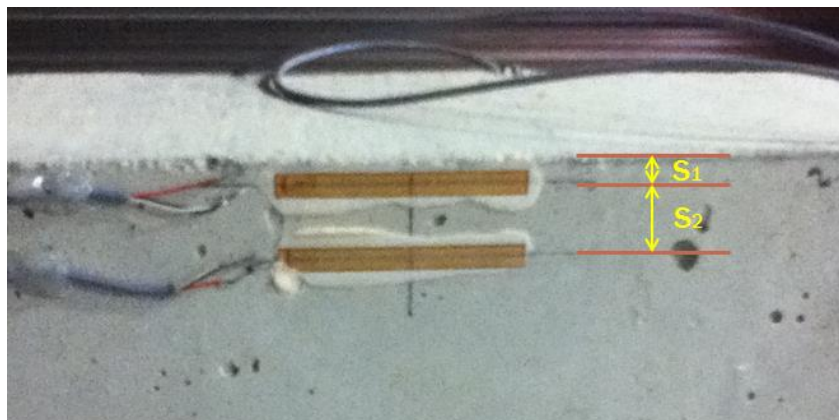


Photo. 2.11. Emplacement des jauges sur le béton pour mesurer sa déformation

Tableau 2.5. Mesures de gauges sur le béton

	2 Couches TRC	1 Couche TRC + Joncs	3 Couches TRC	Reference
S1 (cm)	0,6	0,7	0,6	-
S2 (cm)	2,3	2,5	2,4	-

C1 est connecte au jauge dans le béton

C2 est connecte au jauge dans le béton

C3 est connecte au jauge supérieur colle à la superficie du béton

C4 est connecte au jauge supérieur colle à l'inferieur du béton

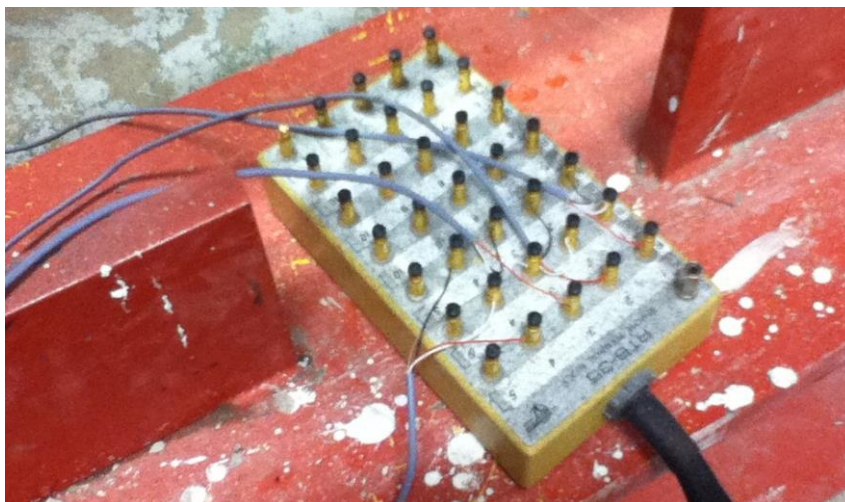


Photo. 2.12. Connexion des jauges pour mesurer la déformation

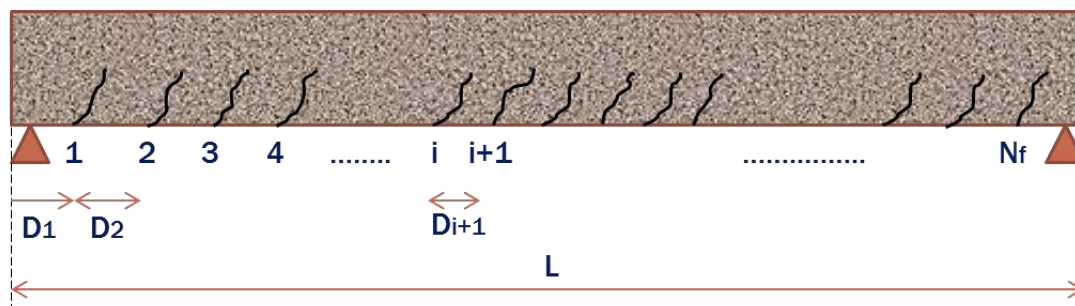


Fig. 2.19. Distribution des fissures

Tableau 2.6. Distribution des fissures de la Poutre Pas Renforce (P4)

Point	cm	Charge (tn)
d1 (1)=	48	6
d2 (2)=	15	
d3=	8	
d4 (3)=	7	
d5 (4)=	12	
d6=	3	
d7 (5)=	7,5	
d8 (7)=	10,5	
d9 (8)=	11,5	
d10 (9)=	16,5	
d11=	7,5	
d12=	3,5	
d13 (10)=	6	
d14 (11)=	4	
d15=	2,5	
d16 (12)=	12,5	
d17=	9,5	6,5



Photo. 2.13. Distribution des fissures de la Poutre Pas Renforce (P4)

Tableau 2.7. Distribution des fissures de la Poutre renforcée par 1 Couche de TRC + Joncs (P2)

Point	cm	Charge (tn)
d1=	36,4	7,5
d2 (1)=	17,9	
d3 (2)=	6,3	
d4 (3)=	12,1	
d5=	10,6	9
d6 (4)=	5,3	
d7 (5)=	15,2	
d8 (6)=	16,7	
d9 (7)=	14,5	
d10 (8)=	8	
d11 (9)=	6,5	
d12 (10)=	7,8	
d13 (11)=	6,5	
d14 (12)=	6,9	
d15 (13)=	6,9	
d16 (14)=	12,5	

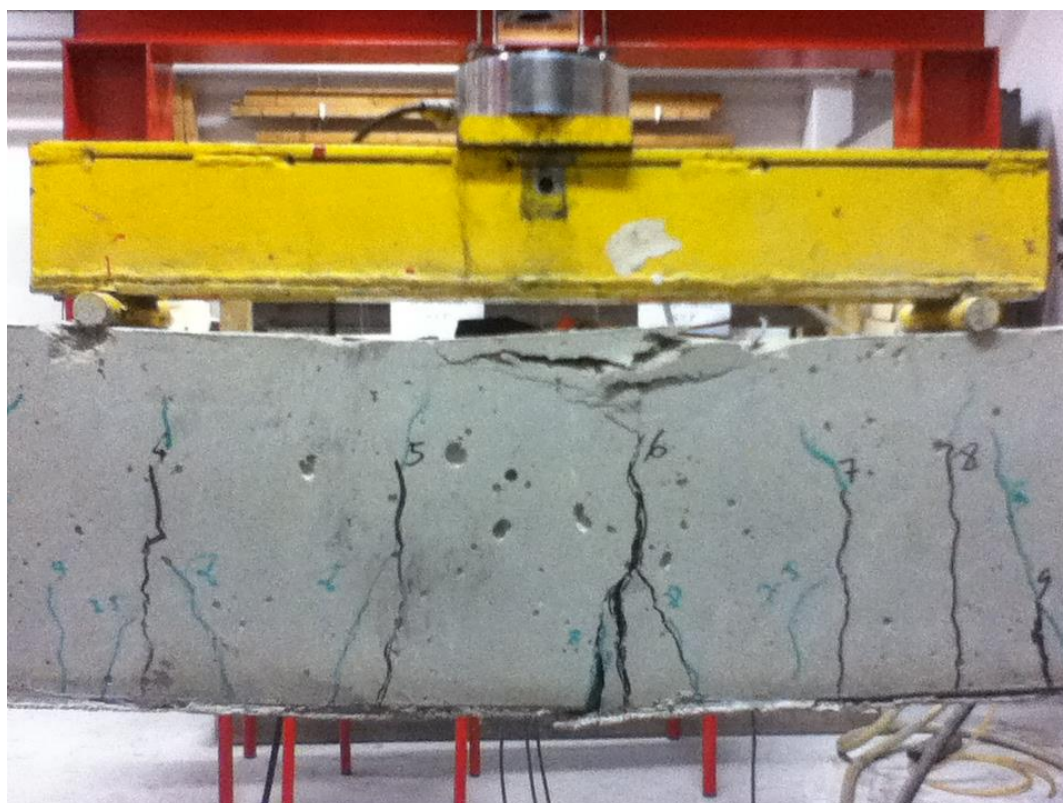


Photo. 2.14. Distribution des fissures de la Poutre renforcée par 1 Couche de TRC + Joncs (P2)

Tableau 2.8. Distribution des fissures de la Poutre renforce par 2 Couches de TRC (P1)

Point	cm	Charge (tn)
d1=	38,5	8,5
d2=	5,5	5
d3 (1)=	10	
d4 (2)=	9	
d5 (3)=	7	
d6 (4)=	5,5	
d7 (5)=	9,2	
d8=	3,2	6,5
d9 (6)=	9,7	
d10 (7)=	15	
d11=	15,5	7,5
d12 (8)=	5,5	9
d13=	7	
d14 (9)=	3	
d15 (10)=	6	
d16=	12,5	9
d17 (11)=	2	
d18 (12)=	13,5	
d19=	8	9
d20=	13	6,5



Photo. 2.15. Distribution des fissures de la Poutre renforce par 2 Couches de TRC (P1)

Tableau 2.9. Distribution des fissures de la Poutre renforce par 3 Couches de TRC (P3)

Point	cm	Charge (tn)
d1=	32	8,5
d2 (1)=	14	
d3 (2)=	7	
d4=	3,3	6,5
d5 (3)=	10,7	
d6=	4,5	6,5
d7 (4)=	10,9	
d8 (5)=	12,5	
d9=	6	
d10=	2	7,5
d11 (6)=	8,5	
d12 (8)=	14,7	
d13=	7,8	9,5
d14=	7,5	
d15 (9)=	7	
d16=	6	8,5
d17 (10)=	4,5	
d18=	3,6	
d19=	3,4	
d20=	2,6	5
d21=	8,2	7,5
d22=	8	5
d23=	19,2	8



Photo. 2.16. Distribution des fissures de la Poutre renforce par 3 Couches de TRC (P3)

Après l'essai à la rupture s'obtient un espacement moyen sur toute la poutre et sur le centre de la poutre que se montre au tableau suivante :

Tableau 2.10. Espacement moyen des fissures

Espacement Moyen	P1	P2	P3	P4
Tout (cm)	8,43	10,25	7,81	8,53
Centre (cm)	8,41	11,94	8,43	9,42

Tableau 2.11. Espacement moyen des fissures par rapport à EA

	EA (MN)	Espacement centre (cm)
P1 (2 couches de TRC)	1.79	8,41
P2 (1 couche de TRC + Joncs)	1,44	11,94
P3 (3 couches de TRC)	2.68	8,43
P4 (Pas renforce)	0,00	9,42

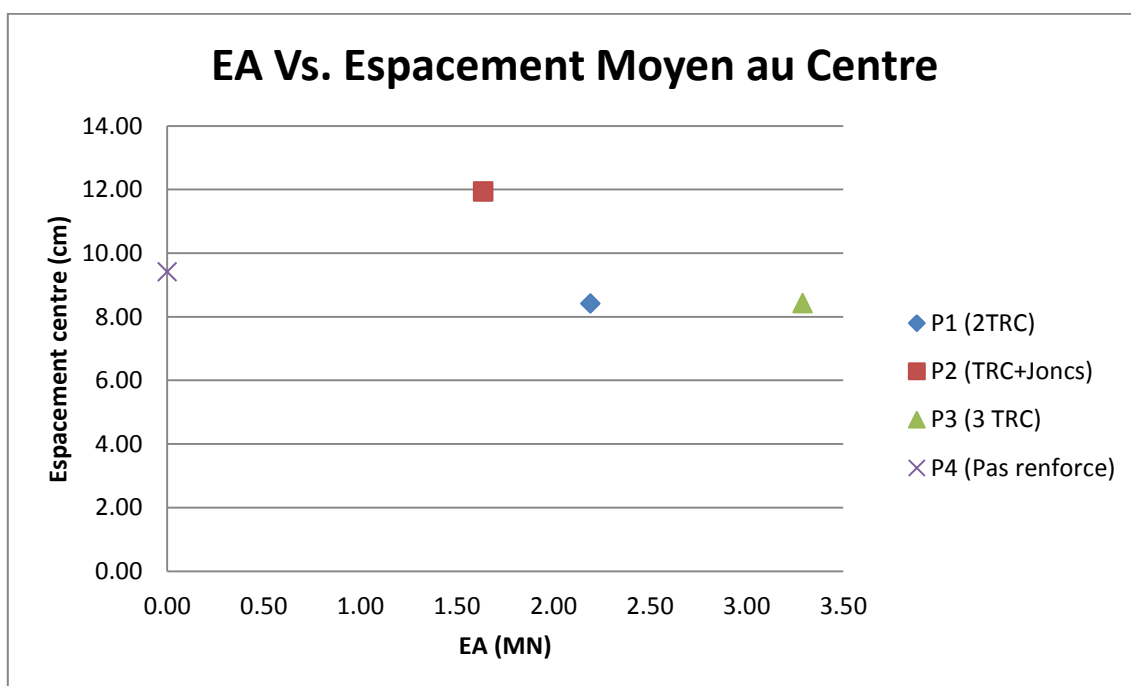


Fig. 2.20. Comparaison des courbes Charge-Flèche des solutions de réparation

CHAPITRE III :

ANALISE DES RESULTATS

III.1 Modélisation « Classique » du comportement d'une poutre en béton armé

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.

III.2 Modélisation du comportement d'une poutre en béton armé renforcée par collage des matériaux composite

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.

Calcul d'une poutre renforcée par matériau composite

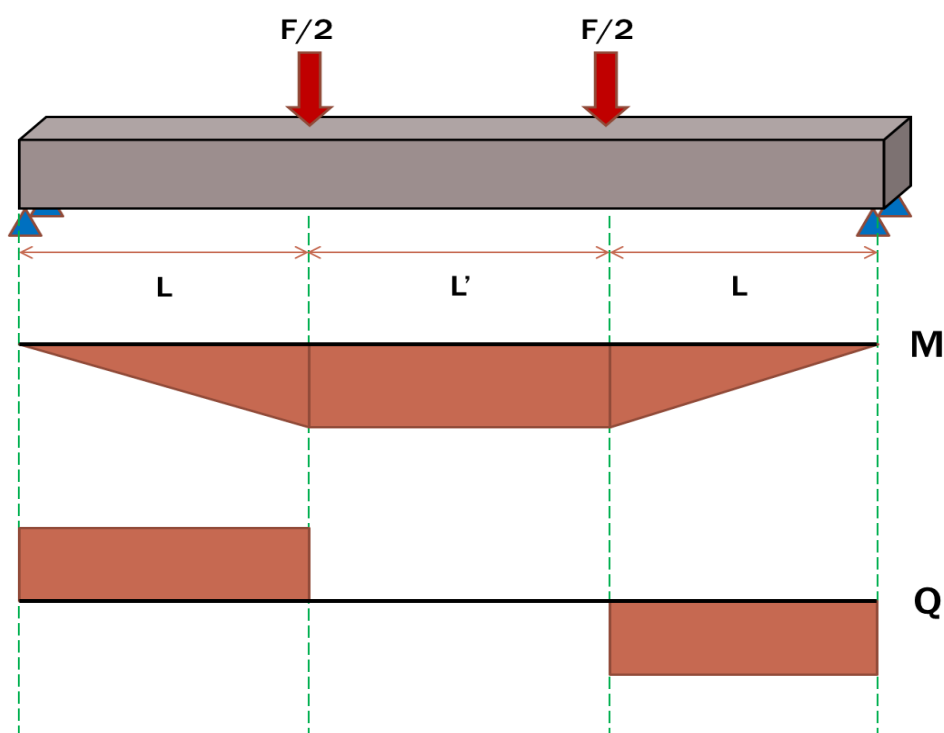


Fig. 3.1. Poutre soumise à une flexion 4 points

De la figure 1 on obtient :

$$M = \frac{F \cdot L}{2} \Rightarrow F = \frac{2 \cdot M}{L}$$

Où :

M : Moment Fléchissant ; F : Force Appliquée

Données :

Propriétés mécaniques des matériaux employés

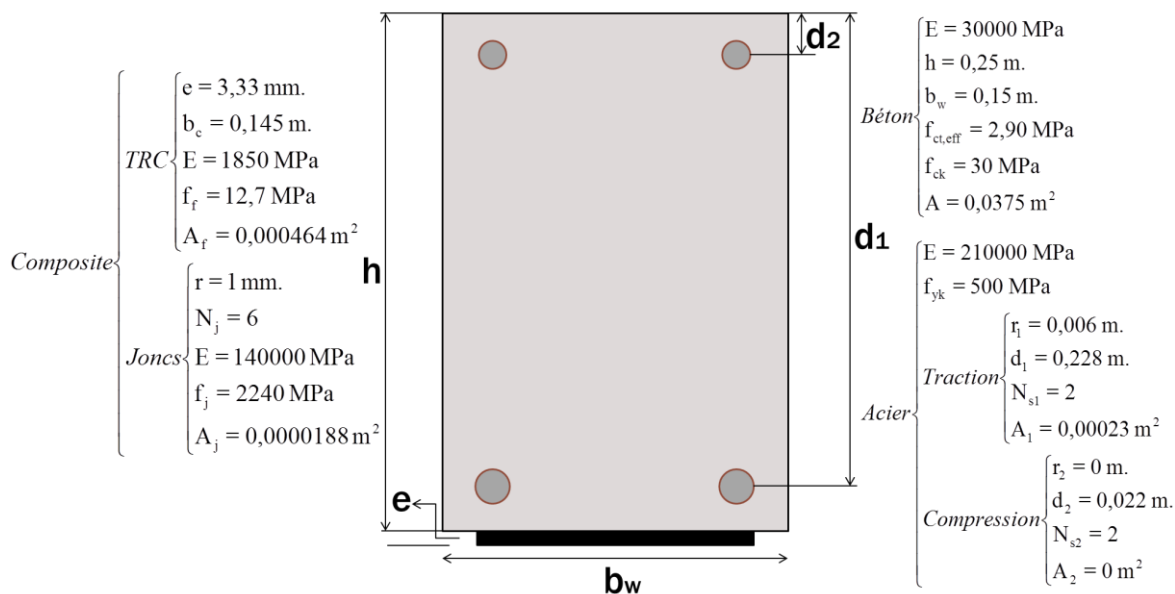


Fig. 3.2. Propriétés mécaniques des matériaux de la section de la poutre

$$t_0(\text{jours}) = 28$$

$$RH = 70 \text{ (taux d'humidité dans le bâtiment)}$$

$$\text{Remp} = 0,81 \text{ (Coef. de calcul)}$$

$$\text{Cdg} = 0,416 \text{ (Coef. de calcul)}$$

Calcul de la Charge Ultime

A. A l'Etat Limite Ultime (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux béton et acier est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

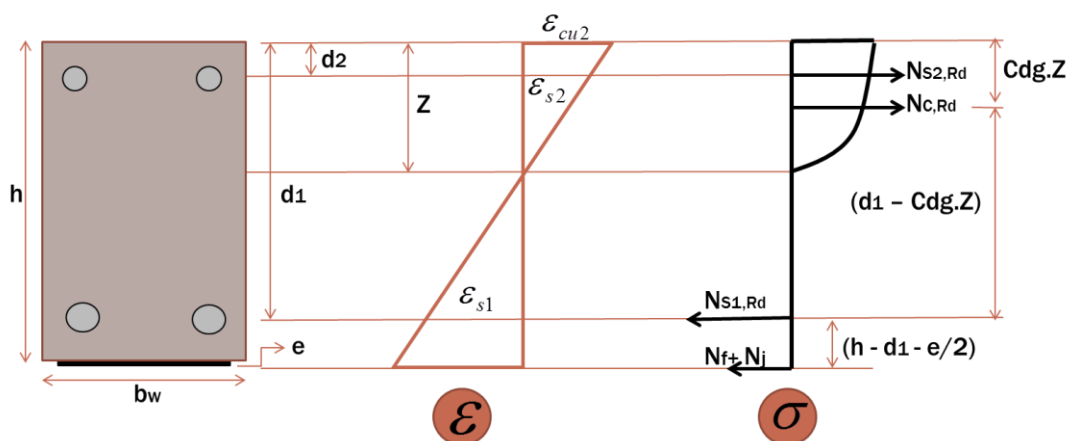


Fig. 3.3. Distribution des contraintes et déformations longitudinales

Equilibre des forces internes :

$$\begin{aligned}
 N_{S2,Rd} + N_{C,Rd} &= N_{S1,Rd} + N_f + N_j \\
 f_{yk} \cdot A_{s2} + \text{Re mp} \cdot f_{ck} \cdot b_w &= f_{yk} \cdot A_{s1} + A_f \cdot f_f + A_j \cdot f_j \\
 Z &= \frac{f_{yk} \cdot (A_{s1} - A_{s2}) + A_f \cdot f_f + A_j \cdot f_j}{\text{Re mp} \cdot f_{ck} \cdot b_w} \dots\dots\dots (1)
 \end{aligned}$$

En remplaçant les données des matériaux en l'équation obtiennent :

$$Z = 0.0422 \text{ m}$$

Le moment résistant $M_{Rd} = M_{Ed,ELU}$ calculé par rapport au centre de gravité des aciers tendus vaut:

$$M_{Ed,ELU} = \text{Re mp} \cdot Z \cdot b_w \cdot f_{ck} (d_1 - Cdg \cdot Z) + A_{s2} \cdot f_{yd} (d_1 - d_2) + (A_j \cdot f_j + A_c \cdot f_c) \cdot (h - d_1 + \frac{e}{2}) \dots (2)$$

En remplaçant les données la valeur du moment fléchissant est :

$$M = 34,929 \text{ kN.m}$$

La force appliquée à la poutre vaut donc:

$$F = \frac{2 \cdot M}{L} = 2 \cdot \frac{34,929}{0.7} = 99,797 \text{ kN}$$

B. A l'Etat Limite de Service (ELS)

L'état limite de service atteint remet en cause l'aptitude au service de la structure (fissures, fuites, désordres divers). Cet état est défini en tenant compte des conditions d'exploitations et /ou de durabilité.

1. Calcul du coefficient d'équivalence α_e

- $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ MPa}$

- $\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot a_1 \right] \cdot a_2$ car $f_{cm} > 35 \text{ MPa}$ (avec h_0 en mm) dont :

- $RH = 70$ (taux d'humidité dans le bâtiment)

- $h_0 = 2 \cdot \frac{A_c}{P}$ est le rayon moyen dont A_c est la section droite de la poutre et P est le

périmètre de la poutre en contact avec l'atmosphère : $h_0 = \frac{250 \cdot 150}{250 + 150} = 93,75 \text{ mm}^2$

- $a_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.944$

$$\circ a_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.984$$

$$\text{Ainsi } \varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{70}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{93,75}} \cdot 0,944 \right] \cdot 0,984 = 1,597$$

- $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \cdot \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$ avec $t_0 = 28$ jours (âge du béton au moment de l'application du

$$\text{chargement) : } \varphi_0 = 1,597 \cdot \frac{16,8}{\sqrt{38}} \cdot \frac{1}{0,1 + 28^{0,2}} = 2,126$$

- $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{ef}}$ or $E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 32,837 \text{ GPa}$ et $E_{c,eff} = \frac{32,837}{1 + 2,126} = 10,505 \text{ GPa}$

- Et finalement $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{210}{10,505} \approx 20$; Conclusion $\alpha_e = 20$

2. Vérfications aux ELS sans tenir compte de la fissuration

Tout d'abord, nous allons considérer que la poutre n'est pas fissurée. On tiendra en compte alors la résistance en traction du béton dans les équations d'équilibre.

Ensuite nous déterminons si la poutre est fissurée ou pas en fonction de la contrainte de traction maximale obtenue pour le béton.

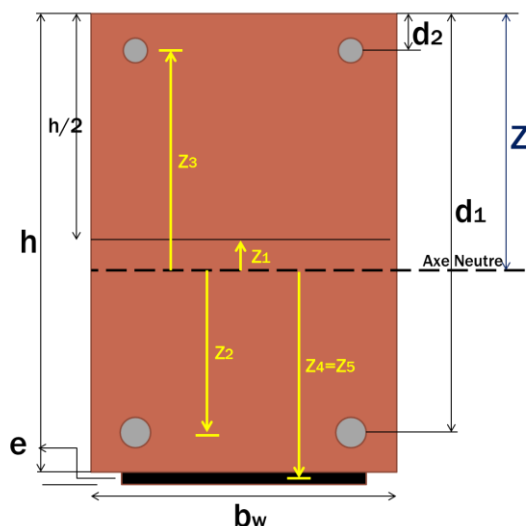


Fig. 3.4. Axe Neutre de la section de la poutre non fissurée

Position de l'axe neutre non fissurée

$$E_1 \cdot A_1 \cdot \bar{Z}_1 + E_2 \cdot A_2 \cdot \bar{Z}_2 + E_3 \cdot A_3 \cdot \bar{Z}_3 + E_4 \cdot A_4 \cdot \bar{Z}_4 + E_5 \cdot A_5 \cdot \bar{Z}_5 = 0 \quad \dots\dots (3)$$

De la figure 4 les valeurs de Z_i sont:

$$\begin{aligned}\bar{Z}_1 &= Z - \frac{h}{2} \\ \bar{Z}_2 &= Z - d_1 \\ \bar{Z}_3 &= Z - d_2 \\ \bar{Z}_4 &= \bar{Z}_5 = Z - h - \frac{e}{2}\end{aligned}$$

En remplaçant ces valeurs dans l'équation 3, la position de l'axe neutre est calculée comme suit :

$$\bar{Z} = \frac{E_1 \cdot A_1 \cdot \frac{h}{2} + E_2 \cdot A_2 \cdot d_1 + E_3 \cdot A_3 \cdot d_2 + (E_4 \cdot A_4 + E_5 \cdot A_5) \cdot (h + \frac{e}{2})}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2 + E_3 \cdot A_3 + E_4 \cdot A_4 + E_5 \cdot A_5}$$

Pour notre cas :

$$Z = 0.1295 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} \bar{Z}_1 = 0.0045 \\ \bar{Z}_2 = -0.0985 \\ \bar{Z}_3 = 0.1075 \\ \bar{Z}_4 = \bar{Z}_5 = -0.1221 \end{cases}$$

Inertie homogénéisée non fissurée

$$E_h \cdot I_{yyh} = E_1 \cdot I_{yy1} + E_2 \cdot I_{yy2} + E_3 \cdot I_{yy3} + E_4 \cdot I_{yy4} + E_5 \cdot I_{yy5} \quad \dots\dots\dots (4)$$

Si on remplace les données pour trouver l'inertie obtient:

$$\begin{aligned}I_{yy1} &= \frac{b_w \cdot h^3}{12} + A_1 \cdot z_1^2 = 0,000196084 \text{ m}^4 \\ I_{yy2} &= n \cdot \frac{\pi \cdot r^4}{4} + A_2 \cdot z_2^2 = 2,19498 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \\ I_{yy3} &= n \cdot \frac{\pi \cdot r^4}{4} + A_3 \cdot z_3^2 = 0 \text{ m}^4 \\ I_{yy4} &= \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} + A_4 \cdot z_4^2 = 6,92112 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \\ I_{yy5} &= n \cdot \frac{\pi \cdot r^4}{4} + A_5 \cdot z_5^2 = 2,8115 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4\end{aligned}$$

Alors l'inertie homogénéisée vaut : $E_h \cdot I_{yyh} = 6,396 \text{ MN.m}^2$

Pour calculer le moment fissuré, nous allons trouver d'abord le moment critique M_{cr} d'une poutre rectangulaire :

$$M_{cr} = \frac{E \cdot I_h}{E_b \cdot (h - Z)} \cdot f_{ct,eff} = \frac{6,396 \text{ MN.m}^2}{30000 \text{ MPa} \cdot (0.25 \text{ m} - 0.1295 \text{ m})} \cdot 2,9 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = M_{fissurée} = 5,126 \text{ KN.m}$$

Alors on peut déduire la force comme suit :

$$F_{fissurée} = \frac{2.M}{0.7} = 14,646 \text{ kN}$$

3. Vérification aux ELS en tenant compte de la fissuration

Position de l'axe neutre non fissurée

$$E_1.A_1.\bar{Z}_1' + E_2.A_2.\bar{Z}_2' + E_3.A_3.\bar{Z}_3' + E_4.A_4.\bar{Z}_4' + E_5.A_5.\bar{Z}_5' = 0 \quad \dots\dots (5)$$

Du graphique les valeurs de Z' i sont:

$$\begin{aligned} \bar{Z}_1' &= \frac{Z'}{2} \\ \bar{Z}_2' &= Z' - d_1 \\ \bar{Z}_3' &= Z' - d_2 \\ \bar{Z}_4' &= \bar{Z}_5' = Z' - h - \frac{e}{2} \end{aligned}$$

Après remplacer dans l'équation on obtient :

$$\frac{E_b.b_w}{2}.Z'^2 + (E_s.(A_{s2} + A_{s1}) + E_f.A_f + E_j.A_j).Z' - (E_s.(A_{s1}.d_1 + A_{s2}.d_2) + (E_f.A_f + E_j.A_j).(h + \frac{e}{2})) = 0$$

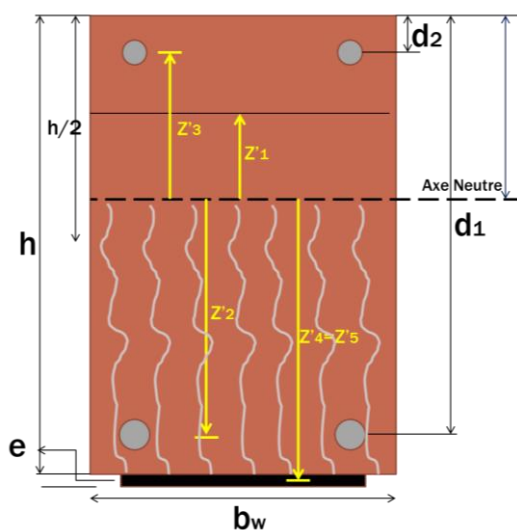


Fig. 3.5. Axe Neutre de la section de la poutre fissurée

On obtient une équation de 2eme degré ($a.Z'^2 + b.Z' + c = 0$) où les coefficients sont:

$$a = \frac{E_b.b_w}{2}$$

$$b = (E_s.(A_{s1} + A_{s2}) + E_f.A_f + E_j.A_j)$$

$$c = -(E_s.(A_{s1}.d_1 + A_{s2}.d_2) + (E_f.A_f + E_j.A_j).(h + \frac{e}{2}))$$

En remplaçant les données, on obtient :

$$a = 2250 \quad ; \quad b = 51 \quad ; \quad c = -11.7$$

La seule racine positive pour l'axe neutre (donc physiquement possible) est :

$$Z = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = 0.062 \text{ m.}$$

Ce qui donne:

$$\bar{Z}_1' = 0,031$$

$$\bar{Z}_2' = -0,166$$

$$\bar{Z}_3' = 0,040$$

$$\bar{Z}_4' = \bar{Z}_5' = -0,190$$

Inertie homogénéisée fissurée

$$E_h \cdot I'_{yyh} = E_1 \cdot I'_{yy1} + E_2 \cdot I'_{yy2} + E_3 \cdot I'_{yy3} + E_4 \cdot I'_{yy4} + E_5 \cdot I'_{yy5} \quad \dots\dots\dots (6)$$

En remplaçant les données, on obtient le suivant :

$$I'_{yy1} = \frac{b_w \cdot h^3}{12} + A_1 \cdot z_1'^2 = 1,17412 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I'_{yy2} = n \cdot \frac{\pi \cdot r^4}{4} + A_2 \cdot z_2'^2 = 6,25698 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I'_{yy3} = n \cdot \frac{\pi \cdot r^4}{4} + A_3 \cdot z_3'^2 = 0 \text{ m}^4$$

$$I'_{yy4} = \frac{b_f \cdot h_f^3}{12} + A_4 \cdot z_4'^2 = 1,67456 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I'_{yy5} = n \cdot \frac{\pi \cdot r^4}{4} + A_5 \cdot z_5'^2 = 6,8026 \cdot 10^{-7} \text{ m}^4$$

Alors l'inertie homogénéisée est : $E_h \cdot I'_{yyh} = 1,792 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Le $M_{Ed,ELS}$, est calculé comme le moment critique M_{cr} d'une poutre rectangulaire :

$$M_{Ed,ELS} = \frac{\sigma_s \cdot EI'_h}{E_s \cdot Z'_2} = \frac{(500 \text{ MPa}) \cdot (1,792 \text{ MN} \cdot \text{m}^2)}{(210000 \text{ MPa}) \cdot (0,166 \text{ m})} = 25,662 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Alors la force ultime est :

$$F_{Ed,ELS} = \frac{2 \cdot M}{0.7} = 73,3189 \text{ kN}$$

4. Maitrise de la fissuration

Avec calcul direct

L'ouverture des fissures se calcule avec l'expression $\omega_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$

Où :

- $S_{r,max}$ est l'espace maximal des fissures.
- ϵ_{sm} est la déformation moyenne de l'armature de béton armé sous la combinaison de charges considérées, incluant l'effet des déformations imposées et en tenant compte de la participation du béton tendu. Seul est pris en compte l'allongement relatif au-delà de l'état correspondant à l'absence de déformation du béton au même niveau.
- ϵ_{cm} est la déformation moyenne du béton entre les fissures.

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ peut être calculé au moyen de l'expression suivante :

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_r \cdot \frac{f_{ct,eff}}{Q_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot Q_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Où :

- σ_s est la contrainte dans les armatures tendues, en supposant la section fissurée.
- α_e est le rapport $\frac{E_s}{E_{c,eff}} = 20$
- $A_{c,eff}$ est l'aire de la section effective du béton autour des armatures tendues, soit :

$$A_{c,eff} = b_w \cdot h_{c,ef}$$

Avec $h_{c,ef}$ la hauteur de béton tendu effective autour des armatures tendues

$$h_{c,ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5 \cdot (h - d_{reel}) = 2,5 \cdot (0,25 - 0,228) = 0,055 \\ \frac{(h - x)}{3} = \frac{0,25 - 0,062}{3} = 0,063 \\ \frac{h}{2} = \frac{0,25}{2} = 0,125 \end{array} \right.$$

$$h_{c,ef} = 0,055 \text{ m.}$$

Dans notre cas $x = 0,062$ (la hauteur du béton comprimé dans le cas fissuré).

$$\text{Ainsi : } A_{c,eff} = 0,15 \cdot 0,055 = 0,00825 \text{ m}^2$$

- Ratio géométrique $Q_{p,eff}$

$$Q_{p,eff} = \frac{A_{s1} + \frac{E_f \cdot A_f + E_j \cdot A_j}{E_s}}{A_{c,eff}} = 0,02944$$

- Coefficient d'équivalence : la maîtrise de la fissuration se réalise sous charges quasi-permanentes. Il faut donc bien considérer $\alpha_e = 20$

- k_t est un facteur dépendant de la durée de la charge.
 - $k_t = 0,6$ dans le cas d'un chargement de courte durée
 - $k_t = 0,4$ dans le cas d'un chargement de longue durée

Dans notre cas $k_t = 0,4$.

- $\sigma_s = 500 \text{ MPa}$, la contrainte de fluage de l'acier tendu.

Donc finalement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{Q_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot Q_{p,eff})}{E_s} = \frac{500 \cdot 10^6 - 0,4 \cdot \frac{2,9 \cdot 10^6}{0,02944} (1 + 20 \cdot 0,02944)}{210000 \cdot 10^6} = 2,0832 \cdot 10^{-3} \\ \text{et } 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{500 \cdot 10^6}{210000 \cdot 10^6} = 1,428 \cdot 10^{-3} \end{array} \right.$$

Nous avons bien alors $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Calcul de $S_{r,max}$:

$S_{r,max}$ est l'espacement maximal des fissures. Suivant la distance horizontale entre deux armatures longitudinales, deux formules sont à considérer :

- Soit l'espacement $a_{reel} + \phi_{L,reel} \leq 5(c + \frac{\phi_L}{2})$ alors l'espacement final maximal des fissures peut être calculé ainsi :

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_L}{Q_{p,eff}}$$

Où :

- $\phi_L = \phi_{L,reel}$ (mm) est le diamètre des barres. Lorsque plusieurs diamètres de barres sont utilisés dans une même section, il convient de retenir un diamètre équivalent ϕ_{eq}^5 . Dans le cas d'une section comportant η_i barres de diamètre ϕ_i , il convient d'adopter :

$$\phi_{eq} = \frac{\sum \eta_i \cdot \phi_i^2}{\sum \eta_i \cdot \phi_i}$$

- C (mm) est l'enrobage des armatures longitudinales (C_{ϕ_L})
- k_1 est un coefficient qui tient compte des propriétés d'adhérence des armatures adhérentes.
 - $k_1 = 0,5$ pour des barres à haute adhérence avec composite

- $k_1 = 0,8$ pour des barres a haute adhérence
 - $k_1 = 1.6$ pour les armatures ayant une surface effectivement lisse
 - k_2 est un coefficient qui tient compte de la distribution des déformations.
 - $k_2 = 0,5$ en flexion
 - $k_2 = 1.6$ en traction pure
 - Le coefficient k_3 diffère dans l'annexe nationale française : pour les enrobages inférieurs ou égaux à 25mm, $k_3 = 3,4$ pour des enrobages plus grands

$$k_3 = 3,4 \left(\frac{25}{c} \right)^{2/3} \quad (c \text{ en mm}).$$
 - $k_4 = 0,425$
- Soit l'espacement $a_{reel} + \phi_{L,reel} > 5(c + \frac{\phi_L}{2})$ alors l'espacement final maximal des fissures peut être calculé ainsi :

$$S_{r,max} = 1,3.(h - x)$$

L'annexe nationale française (ANF 7.3.4(3)) impose que la valeur de $S_{r,max} = 1,3.(h - x)$ soit supérieure à celle obtenue avec l'espacement $< 5(c + \frac{\phi_L}{2})$. Il faut donc que :

$$S_{r,max} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1,3.(h - x) \\ k_3.c + k_1.k_2.k_4 \cdot \frac{\phi_L}{Q_{p,eff}} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$a_{reel} = 94 \text{ mm}$$

$$\phi_{L,reel} = 12 \text{ mm}$$

$$c = 16 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow a_{reel} + \phi_{L,reel} = 106 \text{ mm}$$

La première formule s'utilise si : $a_{reel} + \phi_{L,reel} \leq 5(c + \frac{\phi_L}{2})$

$$\text{Or } 5(c + \frac{\phi_L}{2}) = 5.(16 + 6) = 110 \text{ mm}$$

Nous pouvons donc utiliser la première formule :

$$S_{r,max} = k_3.c + k_1.k_2.k_4 \cdot \frac{\phi_L}{Q_{p,eff}}$$

Pour notre cas :

$$k_1 = 0,5 \quad (\text{barres HA avec composite})$$

$$k_2 = 0,5 \quad (\text{en flexion})$$

$$k_3 = 3,4 \quad (c < 25\text{mm})$$

$$k_4 = 0,425$$

Alors on remplace et obtient :

$$S_{r,\max} = 3,4 * (16) + 0,5 * 0,5 * 3,4 * \frac{12}{0,02944} = 97,71 \text{ mm.}$$

D'où l'ouverture des fissures calculée :

$$\omega_k = S_{r,\max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 97,71 \cdot (2,0832 \cdot 10^{-3}) = 0,204 \text{ mm}$$

Vérification finale de l'ouverture des fissures

$$\omega_k = 0,204 \text{ mm} < \omega_{\max} = 0,4 \text{ mm} \rightarrow \text{ok!}$$

Pour notre cas les caractéristiques des matériaux sont :

Béton :

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$b_w = 0.15 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 22.7 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{béton}} = 30000 \text{ MPa}$$

Acier :

$$2 \phi 12 \text{ mm}$$

$$f_{yk} = 600 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{acier}} = 210000 \text{ MPa}$$

TRC :

$$\sigma_{car1} = 2.2 \text{ MPa}$$

$$E_1 = 6470 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{car1} = 0.34\%$$

$$\sigma_{car2} = 8.2 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{car2} = 2.1\%$$

$$\sigma_{car3} = 41 \text{ MPa}$$

$$E_3 = 2720 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{car3} = 14\%$$

$$\xi = 4 \text{ mm}$$

$$\omega = 0.06 \text{ mm.}$$

Tableau 3.1. Calcul Théorique des Poutres

	Endommage	ELU				
	F (kN)	M (kN-m)	F (kN)	Z (m)	X	f (mm)
Pas renforce	53,6	28,165	80,472	0,0492	-5,939E-05	-29,721
1TRC+Joncs	57,2	34,035	97,242	0,0595	-5,9696E-05	-29,875
2TRC	50,8	36,338	103,823	0,0636	-5,9774E-05	-29,914
3TRC	48,9	40,358	115,309	0,0708	-5,9969E-05	-30,012

ELS											
Mfiss (kN-m)	Ffiss (kN)	Zfiss (m)	Xfiss	ffiss(mm)	M (kN-m)	F (kN)	Z (m)	X	f (mm)	Sr,max (mm)	Wk (mm)
4,2089	12,025	0,1292	-6,6352E-07	-0,332	27,900	79,714	0,060	-1,2472E-05	-6,236	100,903	0,260
4,2284	12,081	0,1293	-6,6434E-07	-0,332	29,295	83,699	0,060	-1,2536E-05	-6,268	99,539	0,257
4,2338	12,096	0,1294	-6,6456E-07	-0,332	29,571	84,489	0,061	-1,2553E-05	-6,277	99,218	0,256
4,2471	12,135	0,1295	-6,651E-07	-0,333	30,266	86,473	0,061	-1,2594E-05	-6,297	98,417	0,254

III.3 Utilisation de logiciel d'aide au dimensionnement des poutres de BA repérées ou renforcée par matériau composite.

Le logiciel fait le dimensionnement d'une poutre à la flexion 4 points sans pondération renforcée par TRC ou non pour pouvoir comparer nos résultats à ceux obtenus expérimentalement.

Le choix des lois de comportement des matériaux est une étape très importante dans les calculs. Il existe différents lois de comportement qui décrivent la relation Contrainte-Déformation de chaque matériau constituant la poutre, nous choisissons au départ ceux qui s'approchent du comportement réel du matériau sans aucune pondération.

Ces lois de comportement nous conduisent à une formulation des efforts et moments internes dans la poutre. Nous recherchons ensuite la courbe Charge-Flèche et Moment-Courbure pour comparer avec l'expérimental.

Nous nous sommes basés sur ce type de dimensionnement pour créer un logiciel de calcul afin de faciliter nos calculs et gagner du temps sur la résolution de nos problèmes.

III.3.1. L'organigramme de calcul

Nous avons procédé étape par étape pour dimensionner la poutre à la flexion quatre points. Nous sommes partis d'une déformation arbitraire très petite du béton comprimé, et également d'une position de l'axe neutre très petite. Nous avons ensuite calculé les déformations, contraintes, forces et moments dans chaque matériau et vérifié l'équilibre de la section. Si l'équilibre n'est pas vérifiée, nous itérons la position de l'axe neutre jusqu'à obtenir l'équilibre. Utilisons la nomenclature de la fig 3.8 on considère ce condition pour l'état d'équilibre.

$$F_{s2} + F_c - F_{ct} - F_s - F_{TRC} - F_i < 0.1$$

Une fois la position de l'axe neutre trouvé pour la déformation du béton prise au début, nous itérons la déformation du béton et de nouveau partir d'une position de l'axe neutre petite et éventuellement l'itérer pour aboutir à l'équilibre de la section. L'itération de la déformation du béton continuera jusqu'à la rupture de la poutre. Ci-dessous un organigramme de calcul explicite :

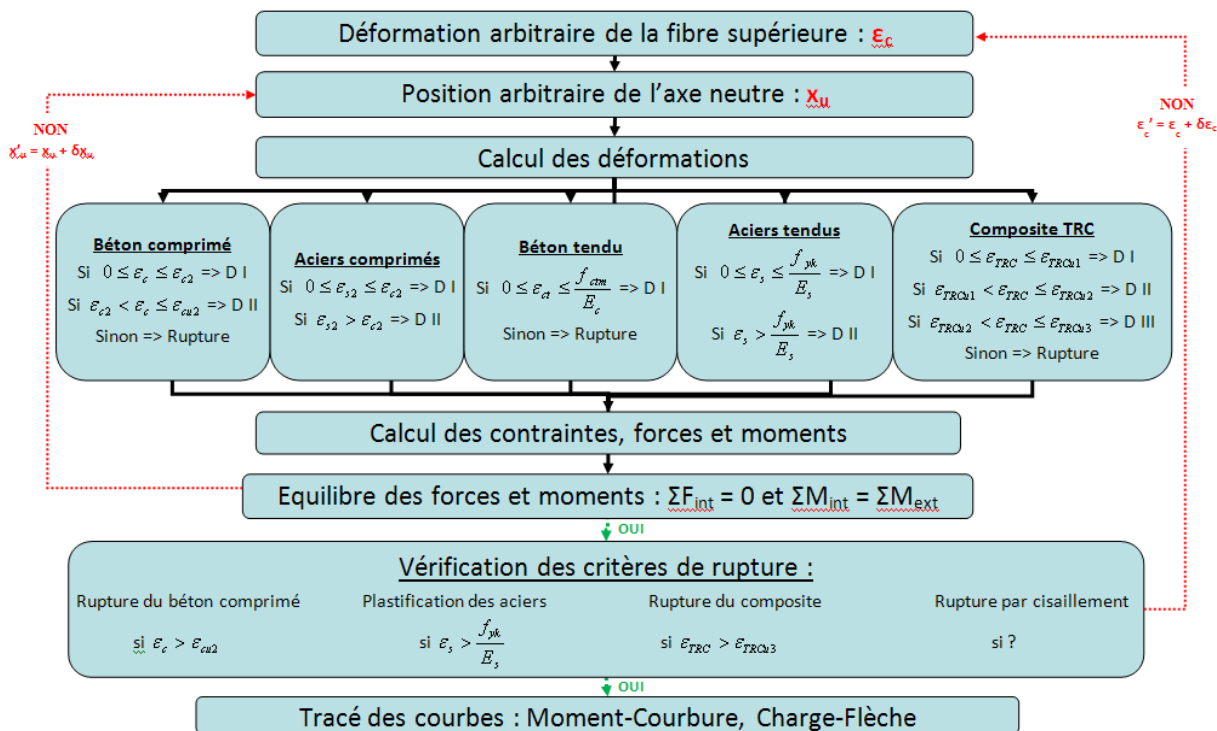


Fig. 3.6. Organigramme de calcul

III.3.2. Les diagrammes des déformations et contraintes

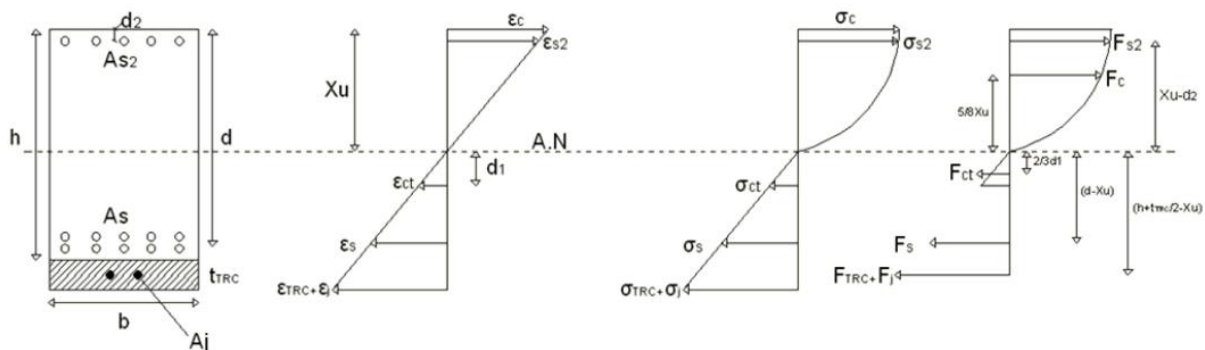


Fig. 3.7. Diagramme des déformations et contraintes : Elastique EC2 et Sargin et Plastique Sargin

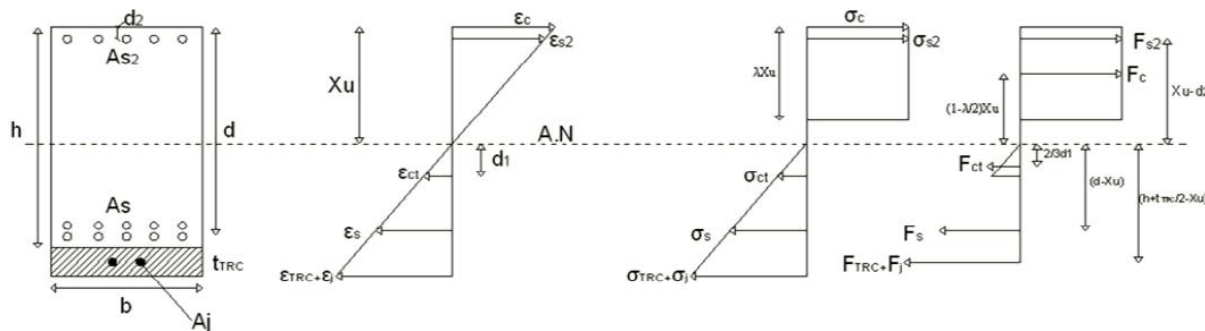


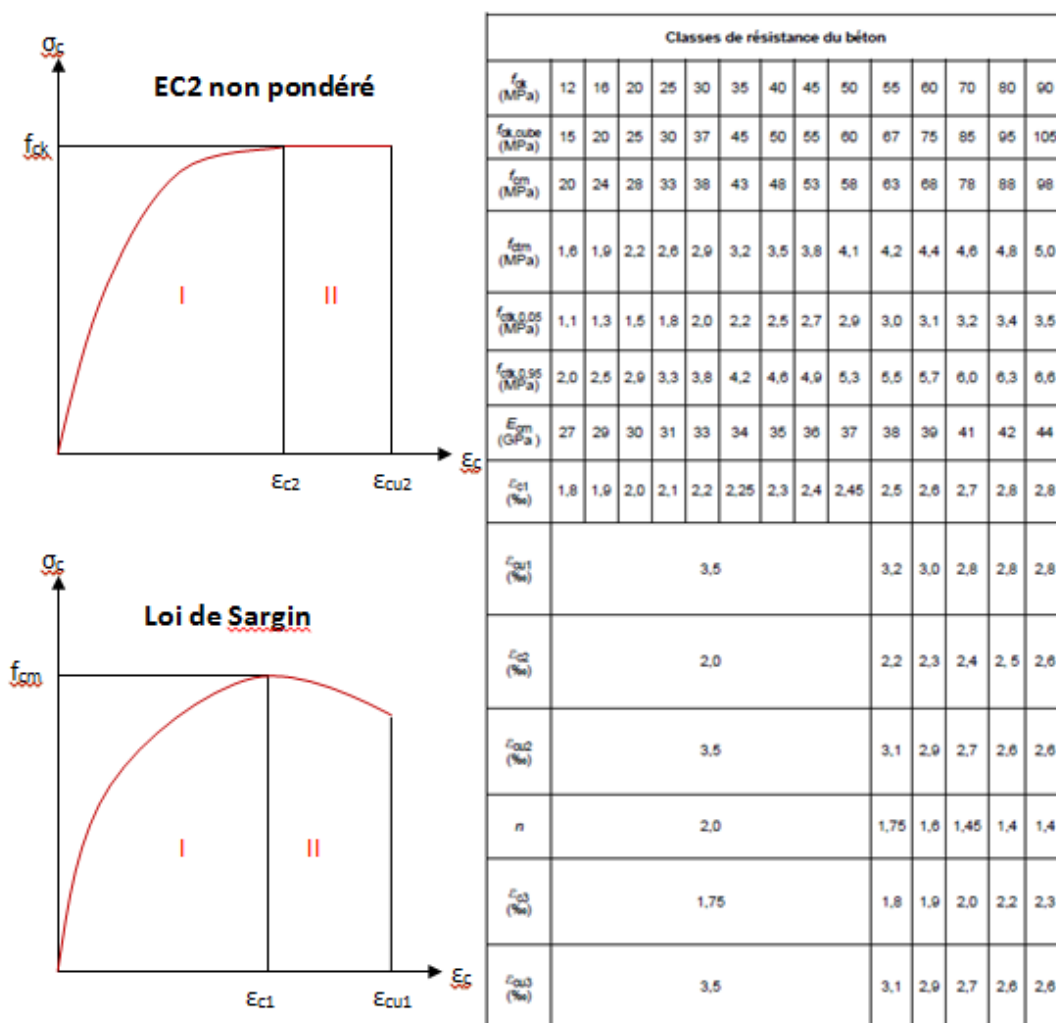
Fig. 3.8. Diagramme des déformations et contraintes : Plastique EC2

Les diagrammes ci-dessus correspondent à ceux représentés par l'EC2 sans pondération et la loi de Sargin. En effet, la loi de Sargin considère le comportement réel du béton en compression non linéaire jusqu'à la rupture, bien que l'EC2 approche ce comportement réel non linéaire et considère un comportement linéaire après la fissuration du béton jusqu'à sa rupture. Ceci sera explicité dans le paragraphe suivant.

III.3.3. Le béton comprimé

Le béton comprimé est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_{ck} . Nous utiliserons ici deux lois de comportement du béton en compression qui reprennent le modèle parabole (Courbe de Sargin) et le modèle parabole rectangle (EC2 non Pondéré) représenté par les figures ci-dessous.

Les déformations non linéaires et irréversibles du béton en compression correspondent à un endommagement progressif.



III.3.3.1. La déformation du béton comprimé

Dans un premier temps, nous allons prendre une déformation arbitraire très petite du béton ε_c , chercher la position de l'axe neutre x_u qui permet d'atteindre l'équilibre de la section, puis pondérer cette déformation et rechercher de nouveau la position de l'axe neutre et ainsi de suite jusqu'à la rupture de la poutre.

III.3.3.2. La contrainte dans le béton comprimé

La contrainte du béton comprimé selon l'EC2 non pondéré est calculée selon le domaine où la déformation du béton se trouve sur la loi de comportement :

$$\text{Domaine I : } \sigma_c = f_{ck} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\text{Domaine II : } \sigma_c = f_{ck} \quad \text{pour } \varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

$$\text{Ailleurs : } \sigma_c = 0 \quad \text{pour } \varepsilon_c > \varepsilon_{cu2} \text{ et } \varepsilon_c < 0$$

Où : n est l'exposant (Voir le tableau ci dessus) ;

ε_{c2} est la déformation atteinte pour la contrainte maximale (Voir le tableau ci dessus) ;

ε_{cu2} est la déformation ultime (Voir le tableau ci dessus).

La contrainte du béton comprimé selon la loi de Sargin est calculée ainsi :

$$\text{Domaines I\&II : } \sigma_c = f_{cm} \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu1} \text{ avec } \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \text{ et } k = 1,05 \frac{E_{cm} |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

$$\text{Ailleurs : } \sigma_c = 0 \quad \text{pour } \varepsilon_c > \varepsilon_{cu1} \text{ et } \varepsilon_c < 0$$

Où : ε_{c1} est la déformation atteinte pour la contrainte maximale (Voir le tableau ci dessus) ;

ε_{cu1} est la déformation ultime (Voir le tableau ci dessus) ;

f_{cm} est la résistance moyenne du béton en compression (Voir le tableau ci dessus) ;

E_{cm} est le module d'élasticité du béton.

III.3.3.3. L'effort repris par le béton comprimé

La force reprise par le béton selon l'EC2 non pondéré est déterminée par :

Domaine I : $F_c = \frac{2}{3} x_u \cdot b \cdot \eta \cdot \sigma_c$ pour $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$

avec : $\eta = 1$ pour $f_{ck} \leq 50MPa$

et : $\eta = 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$ pour $50 < f_{ck} \leq 90MPa$

Domaine II : $F_c = \lambda \cdot x_u \cdot b \cdot \eta \cdot \sigma_c$ pour $\varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$

avec : $\lambda = 0.8$ pour $f_{ck} \leq 50MPa$

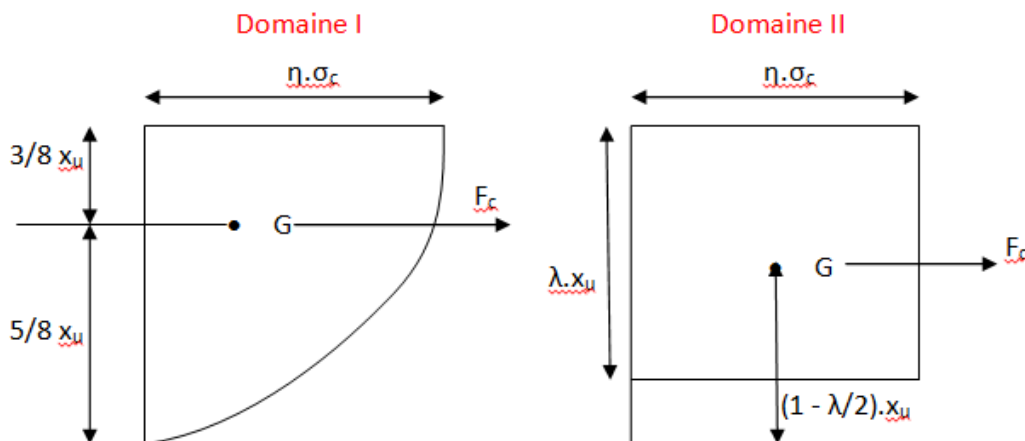
et : $\lambda = 0.8 - \frac{f_{ck} - 50}{400}$ pour $50 < f_{ck} \leq 90MPa$

Ailleurs : $F_c = 0$ pour $\varepsilon_c > \varepsilon_{cu2}$ et $\varepsilon_c < 0$

Où : η est le coefficient qui définit la résistance effective du béton ;

λ est un coefficient de remplissage qui définit la hauteur utile de la partie comprimée du béton ;

b est la largeur de la poutre.



On notera que le coefficient de remplissage du béton dépend de la déformation du béton. Plus celle-ci est importante, plus λ est important aussi.

La force reprise par le béton selon la loi de Sargin est calculée ainsi :

Domaine I : $F_c = \lambda \cdot x_u \cdot b \cdot \eta \cdot \sigma_c$ pour $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$

avec : $\lambda = \varepsilon_c \frac{6 \cdot 10^{-3} - \varepsilon_c}{12 \cdot 10^{-6}}$ et $\eta = 1$ pour $f_{ck} \leq 50MPa$

et : $\lambda = \varepsilon_c \frac{6 \cdot 10^{-3} - \varepsilon_c}{12 \cdot 10^{-6}} - \frac{f_{ck} - 50}{400}$ et $\eta = 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$ pour $50 < f_{ck} \leq 90MPa$

et : $\delta_G = \frac{8 \cdot 10^{-3} - \varepsilon_c}{4 \cdot (6 \cdot 10^{-3} - \varepsilon_c)}$

Domaine II : $F_c = \lambda \cdot x_u \cdot b \cdot \eta \cdot \sigma_c$ pour $\varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$

avec : $\lambda = 1 - \frac{2 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot \varepsilon_c}$ et $\eta = 1$ pour $f_{ck} \leq 50 \text{MPa}$

et : $\lambda = 1 - \frac{2 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot \varepsilon_c} - \frac{f_{ck} - 50}{400}$ et $\eta = 1 - \frac{f_{ck} - 50}{200}$ pour $50 < f_{ck} \leq 90 \text{MPa}$

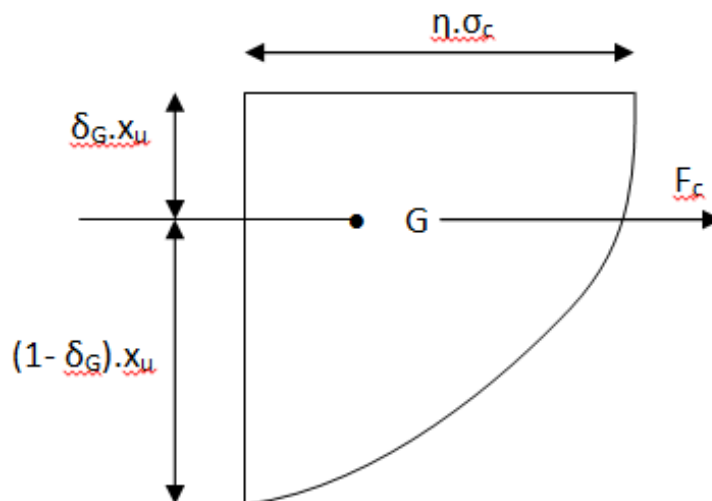
et : $\delta_G = \frac{3 \cdot \varepsilon_c^2 - 4 \cdot 10^{-3} \cdot \varepsilon_c + 2 \cdot 10^{-6}}{2 \cdot \varepsilon_c \cdot (3 \cdot \varepsilon_c - 2 \cdot 10^{-3})}$

Ailleurs : $F_c = 0$ pour $\varepsilon_c > \varepsilon_{cu2}$ et $\varepsilon_c < 0$

Où : η est le coefficient qui définit la résistance effective du béton ;

δ_G est la position du centre de gravité G de la parabole (Voir la figure ci-dessous) ;

λ est un coefficient de remplissage qui définit la hauteur utile de la partie comprimée du béton.



III.3.3.4. Le moment interne dans le béton comprimé

Nous calculons les moments internes des matériaux par rapport à l'axe neutre vu que plusieurs forces sont en jeu.

Le moment interne repris par le béton selon l'EC2 non pondéré est calculé ainsi :

Domaine I : $M_c = \frac{5}{8} \cdot F_c \cdot x_u$ pour $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$

Domaine II : $M_c = (1 - \frac{\lambda}{2}) \cdot F_c \cdot x_u$ pour $\varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$

Ailleurs : $M_c = 0$ pour $\varepsilon_c > \varepsilon_{cu2}$ et $\varepsilon_c < 0$

Selon la loi de Sargin, ce moment devient :

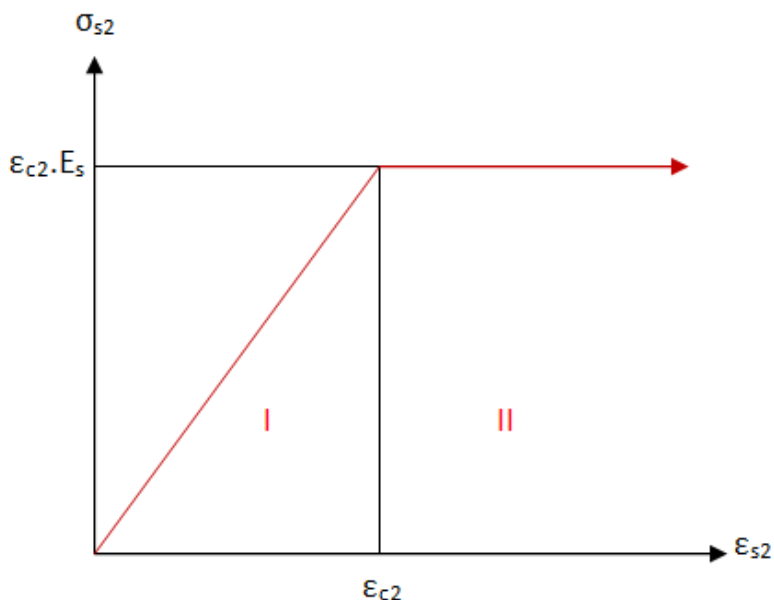
Domaine I&II : $M_c = (1 - \delta_G) \cdot F_c \cdot x_u$ pour $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$

Ailleurs : $M_c = 0$ pour $\varepsilon_c > \varepsilon_{cu2}$ et $\varepsilon_c < 0$

III.3.4. Les aciers comprimés

La loi de comportement des aciers comprimés est considérée comme élasto-plastique (Voir figure ci-dessous).

Dans la zone comprimée de la structure, seul le béton a une réelle importance, les aciers comprimés sont là pour permettre d'atténuer les charges reprises par le béton.



III.3.4.1. La déformation des aciers comprimés

La déformation des aciers comprimés est calculée à partir des triangles semblables du diagramme des déformations en appliquant le théorème de Thalès :

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_c \cdot (x_u - d_2)}{x_u}$$

Où : d_2 est la distance des aciers comprimés par rapport à la fibre supérieure.

III.3.4.2. La contrainte dans les aciers comprimés

La contrainte dans les aciers comprimés est déterminée par :

Domaine I : $\sigma_{s2} = \varepsilon_{s2} \cdot E_s$ pour $0 \leq \varepsilon_{s2} \leq \varepsilon_{c2}$

Domaine II : $\sigma_{s2} = \varepsilon_{c2} \cdot E_s$ pour $\varepsilon_{s2} > \varepsilon_{c2}$

Ailleurs : $\sigma_{s2} = 0$ pour $\varepsilon_{s2} < 0$

Où : E_s est module d'élasticité des aciers comprimés ;
 ε_{c2} est la déformation du béton comprimé atteinte pour la contrainte maximale (Voir le tableau de caractéristiques du béton ci-dessus).

III.3.4.3. La force dans les aciers comprimés

L'effort repris par les aciers comprimés est calculée par :

$$F_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2}$$

Où : A_{s2} est la section des aciers comprimés.

III.3.4.4. Le moment repris par les aciers comprimés

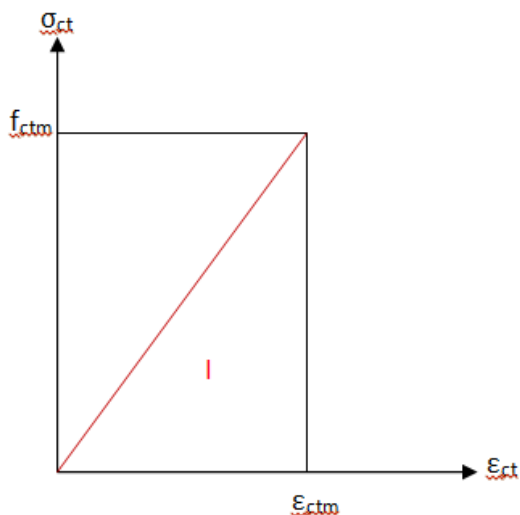
Le moment interne repris par les aciers comprimés est :

$$M_{s2} = F_{s2} \cdot (x_u - d_2)$$

III.3.5. Le béton tendu

La loi de comportement du béton tendu est supposée linéaire jusqu'à rupture.

D'une façon générale le béton tendu est négligé dans les calculs de structure car la résistance à la traction du béton est très faible comparée à celle en compression. En plus les efforts internes du béton tendu sont directement repris par les aciers tendus. C'est pour cette raison qu'il est important d'avoir une adhérence parfaite entre l'acier et le béton.



III.3.5.1. La déformation du béton tendu

Comme pour le calcul de la déformation des aciers comprimés, la déformation du béton tendu est calculée ainsi selon le théorème de Thalès :

$$\varepsilon_{ct} = \frac{\varepsilon_c \cdot d_1}{x_u} \quad \text{avec } 0 < d_1 < \frac{f_{ctm} \cdot x_u}{\varepsilon_c \cdot E_{cm}}$$

Où : d_1 est la distance entre la position de l'axe neutre et la déformation maximale du béton tendu sur le diagramme de déformation ;

f_{ctm} est la résistance moyenne en traction du béton tendu.

III.3.5.2. La contrainte dans le béton tendu

La contrainte dans le béton tendu est déterminée par :

Domaine I : $\sigma_{ct} = \varepsilon_{ct} \cdot E_{cm}$ pour $0 \leq \varepsilon_{ct} \leq \varepsilon_{ctm} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}$

Ailleurs : $\sigma_{ct} = 0$ pour $\varepsilon_{ct} < 0$ et $\varepsilon_{ct} > \varepsilon_{ctm} = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}$

Où : E_{cm} est le module d'élasticité du béton ;

ε_{ctm} est la déformation maximale du béton tendu.

III.3.5.3. L'effort repris par le béton tendu

L'effort repris par le béton tendu est :

$$F_{ct} = \frac{1}{2} \cdot d_1 \cdot b \cdot \sigma_{ct}$$

III.3.5.4. Le moment repris par le béton tendu

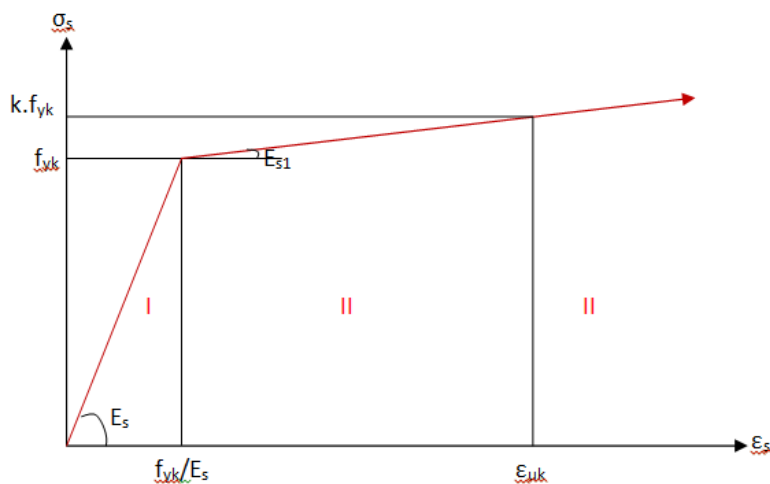
Le moment interne repris par le béton tendu est :

$$M_{ct} = \frac{2}{3} \cdot F_{ct} \cdot d_1$$

III.3.6. Les aciers tendus

La loi de comportement des aciers tendus est considérée comme élasto-plastique avec écrouissage.

Nous utilisons pour la suite de nos calculs des aciers de classe A (Voir tableau ci-dessous).



Forme du produit	Barres et fils redressés			Treillis soudés			Exigence ou valeur du fractile (%)
	A	B	C	A	B	C	
Classe	A	B	C	A	B	C	—
Limite caractéristique d'élasticité f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)	400 à 600						5,0
Valeur minimale de $k = (f_t / f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale, ϵ_{uk} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0

III.3.6.1. La déformation des aciers tendus

La déformation des aciers tendus est calculée d'après Thalès :

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_c (d - x_u)}{x_u}$$

Où : d est la distance des aciers tendus par rapport à la fibre supérieure.

III.3.6.2. La contrainte dans les aciers tendus

La contrainte dans les aciers tendus est :

Domaine I : $\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s$ pour $0 \leq \varepsilon_s \leq \frac{f_{yk}}{E_s}$

Domaine II : $\sigma_s = E_{s1} \left(\varepsilon_s - \frac{f_{yk}}{E_s} \right) + f_{yk}$ pour $\varepsilon_s > \frac{f_{yk}}{E_s}$ avec $E_{s1} = \frac{f_{yk}(k-1)}{\varepsilon_{uk} - \frac{f_{yk}}{E_s}}$

Ailleurs : $\sigma_s = 0$ pour $\varepsilon_s < 0$

Où : E_s est le module d'élasticité des aciers ;

E_{s1} est la pente de la partie plastique du diagramme Contrainte-Déformation ;

k est le coefficient de ductilité de l'acier (Voir tableau ci-dessus) ;

ε_{uk} est la valeur caractéristique de la déformation des aciers sous charge maximale (Voir tableau ci-dessus) ;

f_{yk} est la résistance à la traction des aciers.

III.3.6.3. L'effort repris par les aciers tendus

L'effort repris par les aciers tendus est :

$$F_s = A_s \cdot \sigma_s$$

Où : A_s est la section des aciers tendus ;

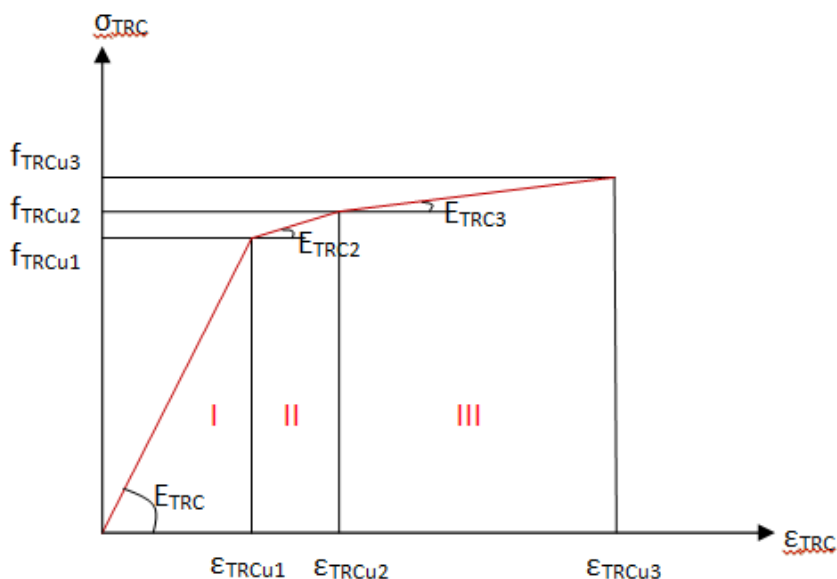
III.3.6.4. Le moment repris par les aciers tendus

Le moment interne repris par les aciers tendus est :

$$M_s = F_s \cdot (d - x_u)$$

III.3.7. Le TRC avec des grilles de verre

La loi de comportement du TRC est considérée comme tri-linéaire jusqu'à rupture.



III.3.7.1. La déformation du TRC

La déformation du TRC est calculée d'après Thalès par :

$$\varepsilon_{TRC} = \frac{\varepsilon_c \cdot (h + t_{TRC} - x_u)}{x_u}$$

Où : h est la hauteur de la poutre ;
 t_{TRC} est l'épaisseur de la couche du TRC.

III.3.7.2. La contrainte dans le TRC

La contrainte dans le TRC est :

Domaine I : $\sigma_{TRC} = \varepsilon_{TRC} \cdot E_{TRC}$ pour $0 \leq \varepsilon_{TRC} \leq \varepsilon_{TRCu1}$ avec $E_{TRC} = \frac{f_{TRCu1}}{\varepsilon_{TRCu1}}$

Domaine II : $\sigma_{TRC} = E_{TRC2} \cdot (\varepsilon_{TRC} - \varepsilon_{TRCu1}) + f_{TRCu1}$ pour $\varepsilon_{TRCu1} < \varepsilon_{TRC} \leq \varepsilon_{TRCu2}$
avec $E_{TRC2} = \frac{f_{TRCu2} - f_{TRCu1}}{\varepsilon_{TRCu2} - \varepsilon_{TRCu1}}$

Domaine III : $\sigma_{TRC} = E_{TRC3} \cdot (\varepsilon_{TRC} - \varepsilon_{TRCu2}) + f_{TRCu2}$ pour $\varepsilon_{TRCu2} < \varepsilon_{TRC} \leq \varepsilon_{TRCu3}$
avec $E_{TRC3} = \frac{f_{TRCu3} - f_{TRCu2}}{\varepsilon_{TRCu3} - \varepsilon_{TRCu2}}$

Ailleurs : $\sigma_{TRC} = 0$ pour $\varepsilon_{TRC} < 0$ et $\varepsilon_{TRC} > \varepsilon_{TRCu3}$

Où : ε_{TRCu1} et f_{TRCu1} sont les déformations et contraintes limites du domaine I ;
 ε_{TRCu2} et f_{TRCu2} sont les déformations et contraintes limites du domaine II ;

ε_{TRCu3} et f_{TRCu3} sont les déformations et contraintes maximales du TRC ;

E_{TRC} , E_{TRC2} et E_{TRC3} sont respectivement les modules d'élasticité du TRC dans le domaine I, II et III.

III.3.7.3. L'effort repris par le TRC

L'effort repris par le TRC est :

$$F_{TRC} = A_{TRC} \cdot \sigma_{TRC}$$

Où : A_{TRC} est la section du TRC.

III.3.7.4. Le moment repris par le TRC

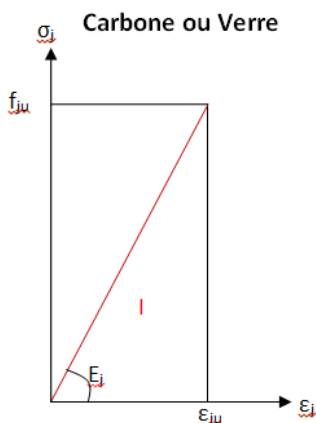
Le moment interne repris par le TRC est :

$$M_{TRC} = F_{TRC} \cdot \left(h + \frac{t_{TRC}}{2} - x_u \right)$$

III.3.8. Les joncs

L'ajout des joncs au TRC permet d'augmenter la performance du TRC et de réduire de manière considérable l'épaisseur du TRC et le nombre de couches de grilles de verre utilisées dans le TRC.

La loi de comportement des joncs de carbone et de verre est considérée comme élastique linéaire jusqu'à rupture.



La loi de comportement de l'inox est supposée élasto-plastique jusqu'à rupture.

III.3.8.1. La déformation des joncs

La déformation des joncs de verre est :

$$\varepsilon_{jv} = \frac{\varepsilon_c \cdot \left(h + \frac{t_{TRC}}{2} - x_u \right)}{x_u}$$

Celle des joncs de carbone est :

$$\varepsilon_{jc} = \frac{\varepsilon_c \cdot \left(h + \frac{t_{TRC}}{2} - x_u \right)}{x_u}$$

Et celle de l'inox est :

$$\varepsilon_i = \frac{\varepsilon_c \cdot \left(h + \frac{t_{TRC}}{2} - x_u \right)}{x_u}$$

Où : h est la hauteur de la poutre ;
 t_{TRC} est l'épaisseur de la couche du TRC.

III.3.8.2. La contrainte dans les joncs

La contrainte dans les joncs de verre est :

Domaine I : $\sigma_{jv} = \varepsilon_{jv} \cdot E_{jv}$ pour $0 \leq \varepsilon_{jv} \leq \varepsilon_{jvu}$ avec $E_{jv} = \frac{f_{jvu}}{\varepsilon_{jvu}}$

Ailleurs : $\sigma_{jv} = 0$ pour $\varepsilon_{jv} < 0$ et $\varepsilon_{jv} > \varepsilon_{jvu}$

Où : E_{jv} est le module d'élasticité des joncs de verre ;
 f_{jvu} est la résistance des joncs de verre ;
 ε_{jvu} est la déformation maximale des joncs de verre.

La contrainte dans les joncs de carbone est :

Domaine I : $\sigma_{jc} = \varepsilon_{jc} \cdot E_{jc}$ pour $0 \leq \varepsilon_{jc} \leq \varepsilon_{jcu}$ avec $E_{jc} = \frac{f_{jcu}}{\varepsilon_{jcu}}$

Ailleurs : $\sigma_{jc} = 0$ pour $\varepsilon_{jc} < 0$ et $\varepsilon_{jc} > \varepsilon_{jcu}$

Où : E_{jc} est le module d'élasticité des joncs de carbone ;
 f_{jcu} est la résistance des joncs de carbone ;
 ε_{jcu} est la déformation maximale des joncs de carbone.

La contrainte dans l'inox est :

Domaine I : $\sigma_i = \varepsilon_i \cdot E_i$ pour $0 \leq \varepsilon_i \leq \varepsilon_{i1}$ avec $E_i = \frac{f_{iu}}{\varepsilon_{iu}}$

Domaine II : $\sigma_i = f_{iu}$ pour $\varepsilon_{i1} < \varepsilon_i \leq \varepsilon_{iu1}$

Ailleurs : $\sigma_i = 0$ pour $\varepsilon_i < 0$ et $\varepsilon_i > \varepsilon_{iu1}$

Où : E_i est le module d'élasticité de l'inox ;

f_{iu} est la résistance de l'inox ;

ε_{i1} est la déformation de l'inox sous charge maximale ;

ε_{iu1} est la déformation maximale de l'inox ;

III.3.8.3. L'effort repris par les joncs

L'effort repris par les joncs de verre est :

$$F_{jv} = A_{jv} \cdot \sigma_{jv}$$

Où : A_{jv} est la section des joncs de verre ;

L'effort repris par les joncs de carbone est :

$$F_{jc} = A_{jc} \cdot \sigma_{jc}$$

Où : A_{jc} est la section des joncs de carbone ;

L'effort repris par l'inox est :

$$F_i = A_i \cdot \sigma_i$$

Où : A_i est la section de l'inox ;

III.3.8.4. Le moment repris par les joncs

Le moment repris par les joncs de verre est :

$$M_{jv} = F_{jv} \cdot \left(h + \frac{t_{TRC}}{2} - x_u \right)$$

Le moment repris par les joncs de carbone est :

$$M_{jc} = F_{jc} \cdot \left(h + \frac{t_{TRC}}{2} - x_u \right)$$

Le moment repris par l'inox est :

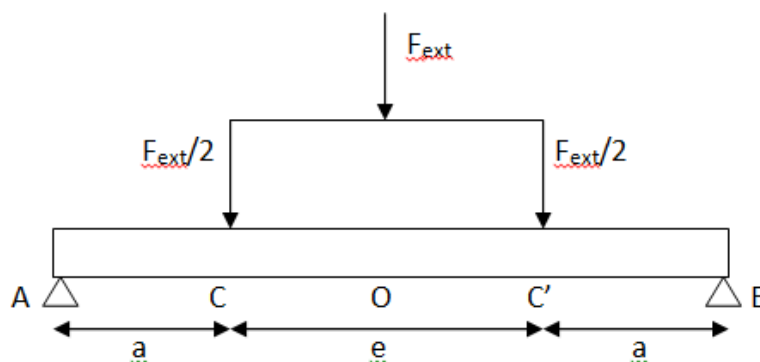
$$M_i = F_i \cdot \left(h + \frac{t_{TRC}}{2} - x_u \right)$$

III.3.9. Moment-Courbure et Charge-Flèche

Après avoir déterminé les efforts et moments internes repris par chaque matériau, nous pouvons vérifier si l'équilibre de la section a été atteint afin de continuer nos calculs et tracer les diagrammes Moment-Courbure et Charge-Flèche. Si l'équilibre n'est pas atteint, l'axe neutre sera pondéré jusqu'à la vérification de l'équilibre qui s'écrit de la manière suivante :

$$\Sigma F_{\text{int}} = 0$$

La figure ci-après représente la poutre soumise à une flexion quatre points.



III.3.9.1. Le moment extérieur appliqué sur la poutre

Le moment extérieur appliqué sur la poutre est déterminé par :

$$M_{O_{ext}} = \Sigma M_{\text{int}} = M_c + M_{s_2} + M_{ct} + M_s + M_{TRC}$$

III.3.9.2. La force extérieure appliquée sur la poutre

Pour une poutre soumise à la flexion quatre points, le moment est maximal entre les points C et C', donc dans la zone située entre les deux efforts appliqués. Ce moment s'écrit :

$$M_{O_{ext}} = \frac{F_{ext}}{2} \cdot a$$

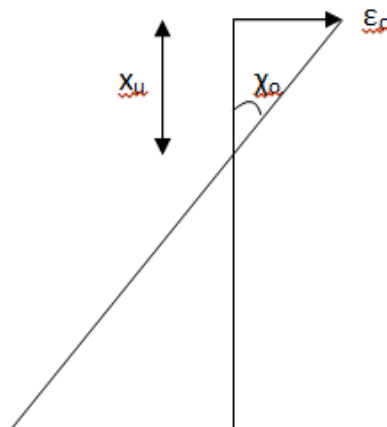
Où : a est la distance entre l'appui et la force adjacente à l'appui.

Or le moment calculé dans le paragraphe précédent est aussi le moment maximal appliqué sur la poutre. Donc, la force extérieure appliquée sur la poutre sera déduite du moment extérieur par la relation :

$$F_{ext} = \frac{2 \cdot M_{O_{ext}}}{a}$$

III.3.9.3. La courbure de la section

La courbure de la section étudiée χ_o n'est que l'angle intérieur que forme le diagramme des déformations représenté ainsi :



D'après la figure ci-dessus, nous avons :

$$\tan \chi_o = -\frac{\epsilon_c}{x_u}$$

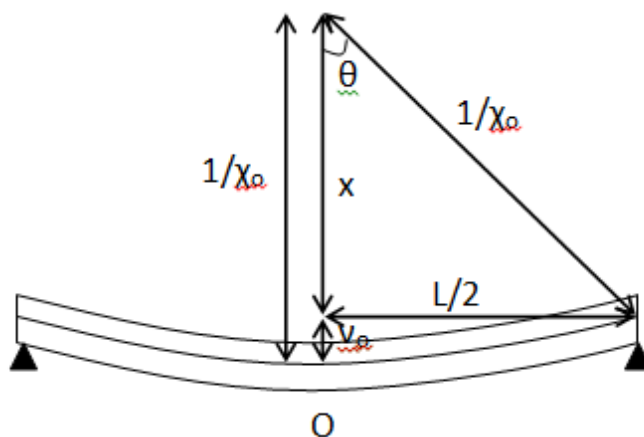
Donc, la courbure est calculée ainsi :

$$\chi_o = -\arctan\left(\frac{\epsilon_c}{x_u}\right) = -\frac{\epsilon_c}{x_u} \quad \text{vu que } \frac{\epsilon_c}{x_u} \text{ est une valeur trop petite à cause de la faible déformation du}$$

béton.

III.3.9.4. La flèche maximale de la poutre

Pour une poutre soumise à la flexion quatre points, la flèche est maximale à mi-travée de la poutre, donc au point O.



Sur la figure ci-dessus, la flèche est calculée ainsi :

$$v_o = \frac{1}{\chi_o} - x$$

Or : $x = \frac{1}{\chi_o} \cos \theta$ et $\theta = \arcsin \frac{L \cdot \chi_o}{2}$

Donc la flèche s'exprimera comme suit :

$$v_o = \frac{1}{\chi_o} \left(1 - \cos \left(\arcsin \left(\frac{L \cdot \chi_o}{2} \right) \right) \right)$$

	Béton comprimé				Aciers comprimés				Béton tendu				Aciers tendus				TRC				
	ϵ_c	σ_c (Mpa)	F_c (kN)	M_c (kN.m)	ϵ_{s2}	σ_{s2} (Mpa)	F_{s2} (kN)	M_{s2} (kN.m)	ϵ_{ct}	σ_{ct} (Mpa)	F_{ct} (kN)	M_{ct} (kN.m)	ϵ_s	σ_s (Mpa)	F_s (kN)	M_s (kN.m)	ϵ_{TRC}	σ_{TRC} (Mpa)	F_{TRC} (kN)	M_{TRC} (kN.m)	ϵ_{iv}
3	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
4	5,00E-05	1,481	14,572	1,268	3,85E-05	8,088	0,457	0,046	4,57E-05	1,508	13,502	1,075	3,42E-05	7,185	1,624	0,145	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
5	1,00E-04	2,925	25,234	1,915	7,37E-05	15,476	0,875	0,074	8,79E-05	2,900	21,799	1,457	9,29E-05	19,509	4,409	0,467	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
6	1,50E-04	4,331	23,051	1,073	8,58E-05	18,010	1,018	0,041	8,79E-05	2,900	8,926	0,244	3,21E-04	67,429	15,239	2,285	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
7	2,00E-04	5,700	27,866	1,185	1,06E-04	22,331	1,263	0,043	8,79E-05	2,900	6,122	0,115	4,87E-04	102,240	23,106	3,603	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
8	2,50E-04	7,031	33,390	1,371	1,29E-04	27,072	1,531	0,049	8,79E-05	2,900	4,736	0,069	6,38E-04	133,971	30,277	4,786	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
9	3,00E-04	8,325	39,110	1,580	1,52E-04	32,011	1,810	0,056	8,79E-05	2,900	3,886	0,046	7,82E-04	164,250	37,121	5,903	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
10	3,50E-04	9,581	44,887	1,797	1,77E-04	37,072	2,096	0,064	8,79E-05	2,900	3,306	0,033	9,22E-04	193,640	43,763	6,979	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
11	4,00E-04	10,800	50,669	2,019	2,01E-04	42,223	2,388	0,072	8,79E-05	2,900	2,882	0,025	1,06E-03	222,366	50,255	8,025	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
12	4,50E-04	11,981	56,419	2,243	2,26E-04	47,438	2,683	0,081	8,79E-05	2,900	2,559	0,020	1,19E-03	250,620	56,640	9,049	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
13	5,00E-04	13,125	62,143	2,468	2,51E-04	52,727	2,982	0,090	8,79E-05	2,900	2,304	0,016	1,33E-03	278,339	62,905	10,048	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
14	5,50E-04	14,231	67,815	2,693	2,77E-04	58,066	3,284	0,100	8,79E-05	2,900	2,097	0,013	1,46E-03	305,683	69,084	11,031	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
15	6,00E-04	15,300	73,435	2,918	3,02E-04	63,459	3,589	0,109	8,79E-05	2,900	1,925	0,011	1,58E-03	332,637	75,176	11,995	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
16	6,50E-04	16,331	78,987	3,141	3,28E-04	68,892	3,896	0,119	8,79E-05	2,900	1,781	0,010	1,71E-03	359,290	81,200	12,946	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
17	7,00E-04	17,325	84,491	3,364	3,54E-04	74,384	4,206	0,129	8,79E-05	2,900	1,658	0,008	1,84E-03	385,521	87,128	13,877	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
18	7,50E-04	18,281	89,937	3,587	3,81E-04	79,927	4,520	0,140	8,79E-05	2,900	1,552	0,007	1,96E-03	411,372	92,970	14,791	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
19	8,00E-04	19,200	95,300	3,807	4,07E-04	85,499	4,835	0,150	8,79E-05	2,900	1,460	0,007	2,08E-03	437,009	98,764	15,695	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
20	8,50E-04	20,081	100,611	4,026	4,34E-04	91,128	5,153	0,161	8,79E-05	2,900	1,378	0,006	2,20E-03	462,224	104,463	16,579	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
21	9,00E-04	20,925	105,857	4,244	4,61E-04	96,805	5,474	0,172	8,79E-05	2,900	1,306	0,005	2,32E-03	487,098	110,084	17,448	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
22	9,50E-04	21,731	108,483	4,258	4,77E-04	100,246	5,669	0,172	8,79E-05	2,900	1,213	0,005	2,52E-03	500,149	113,034	18,051	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
23	1,00E-03	22,500	108,412	4,074	4,81E-04	101,041	5,714	0,159	8,79E-05	2,900	1,105	0,004	2,80E-03	500,469	113,106	18,344	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
24	1,05E-03	23,231	108,368	3,910	4,83E-04	101,525	5,741	0,147	8,79E-05	2,900	1,012	0,003	3,10E-03	500,800	113,181	18,607	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00
25	1,10E-03	23,925	108,339	3,763	4,84E-04	101,709	5,752	0,136	8,79E-05	2,900	0,931	0,003	3,41E-03	501,143	113,258	18,846	0,00E+00	0,000	0,000	0,000	0,00E+00

Fig. 3.9. Tableau des résultats du logiciel

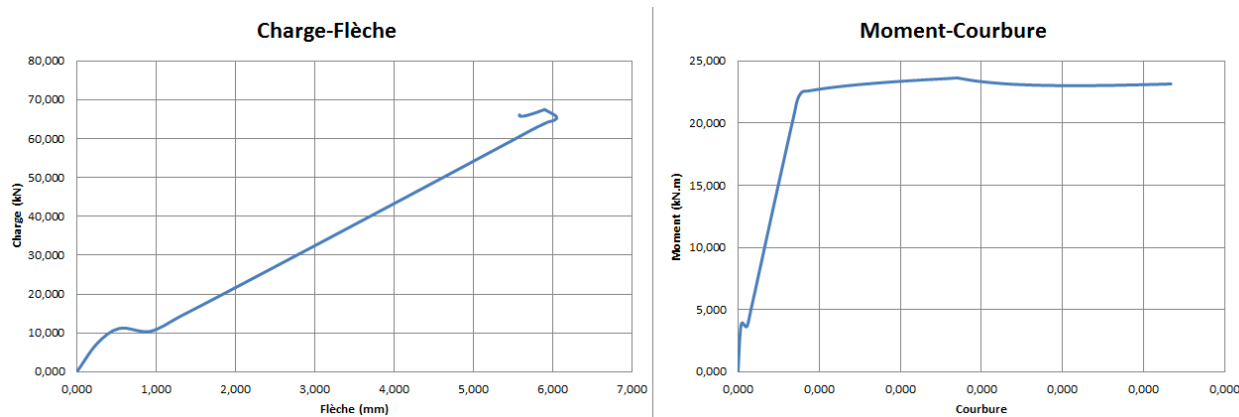


Fig. 3.10. Graphiques que donne le logiciel utilisons le tableau des résultats

Si on utilise le logiciel pour obtenir le graphique théorique Charge vs flèche et Moment vs Courbure on obtient la suivante :

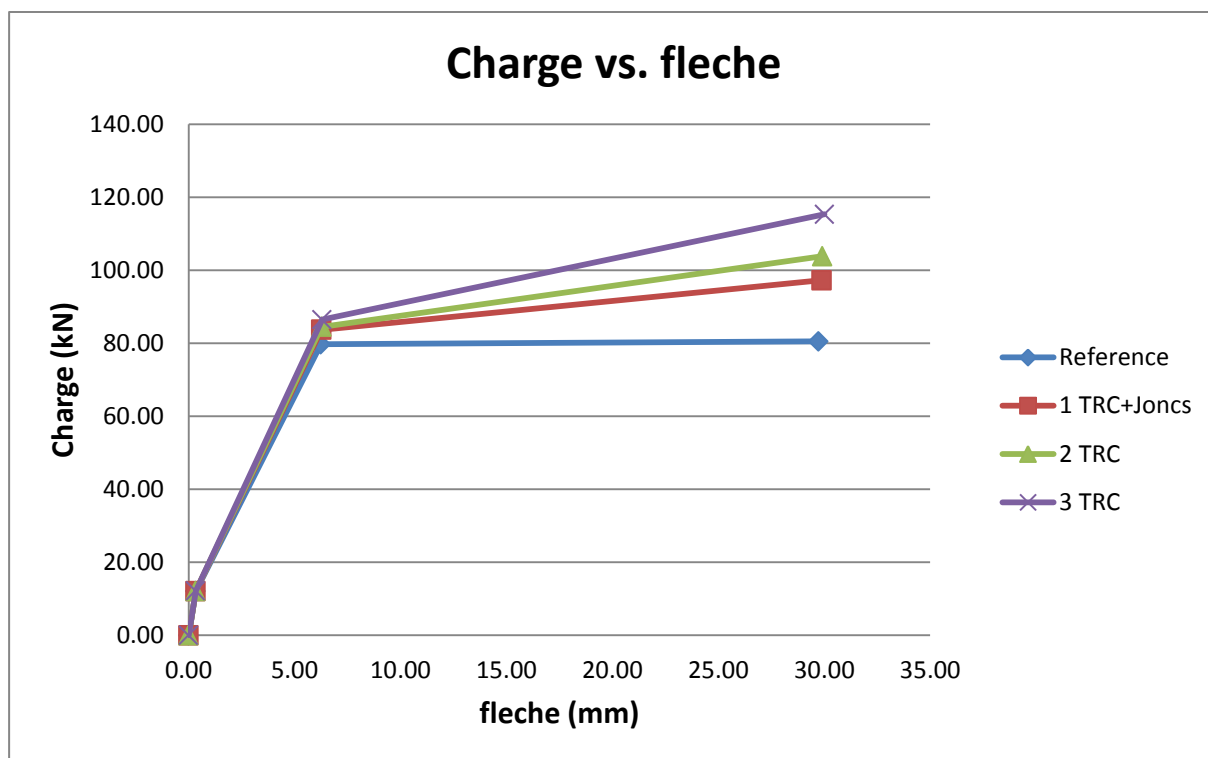


Fig. 3.11. Graphique comparative Charge vs. Fleche

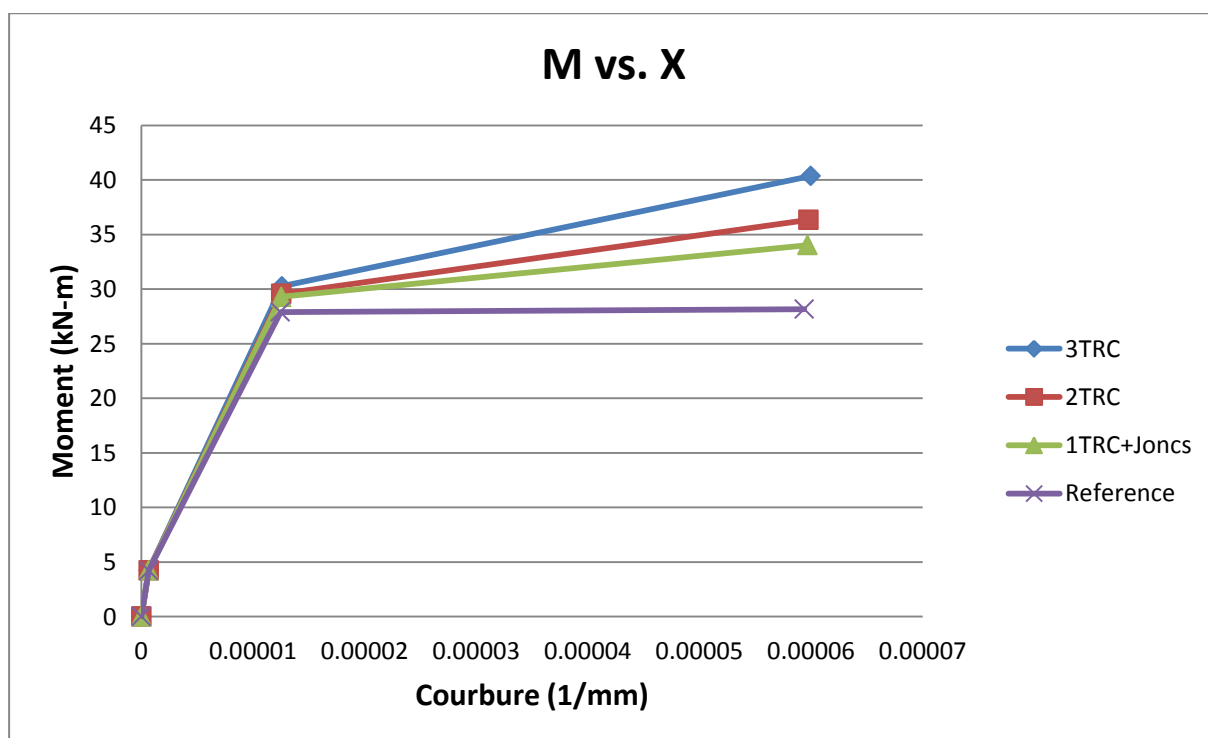


Fig. 3.12. Graphique comparative Moment vs. Courbure

III.4 Confrontation avec les résultats expérimentaux

III.4.1 Charge - Fleche

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.

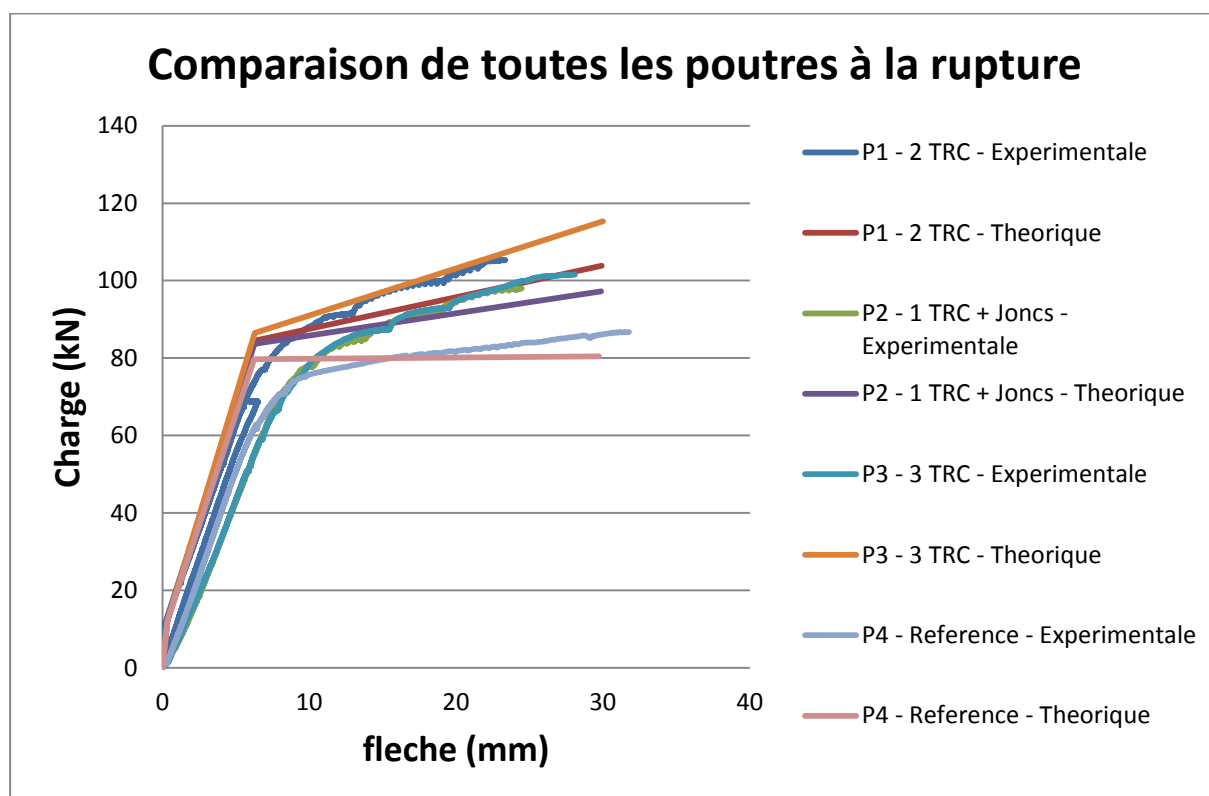
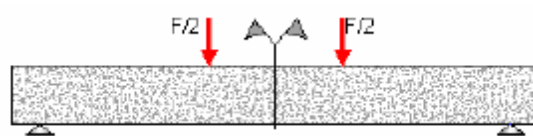


Fig. 3.13. Graphique comparative des poutres à la rupture Expérimentale -Théorique

Sur la figure 3.13 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.

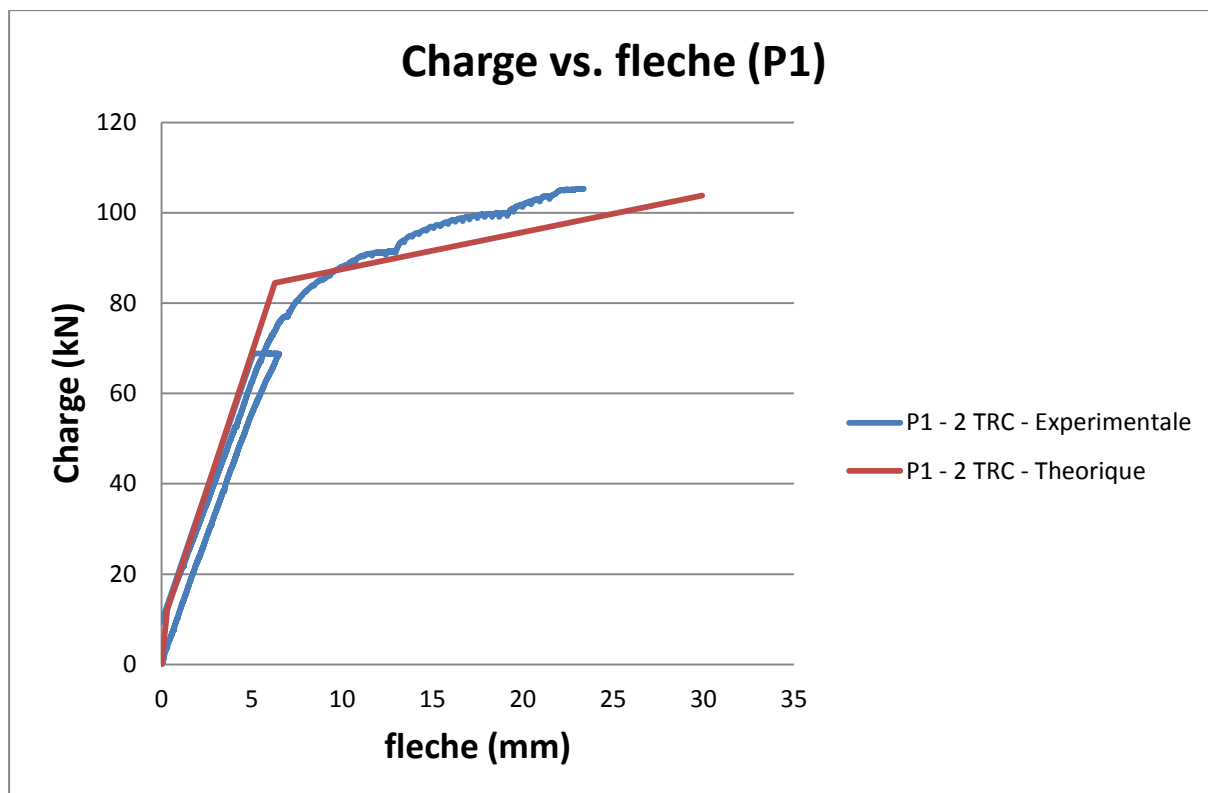


Fig. 3.14. Graphique comparative de la poutre P1 à la rupture (Expérimentale –Théorique)

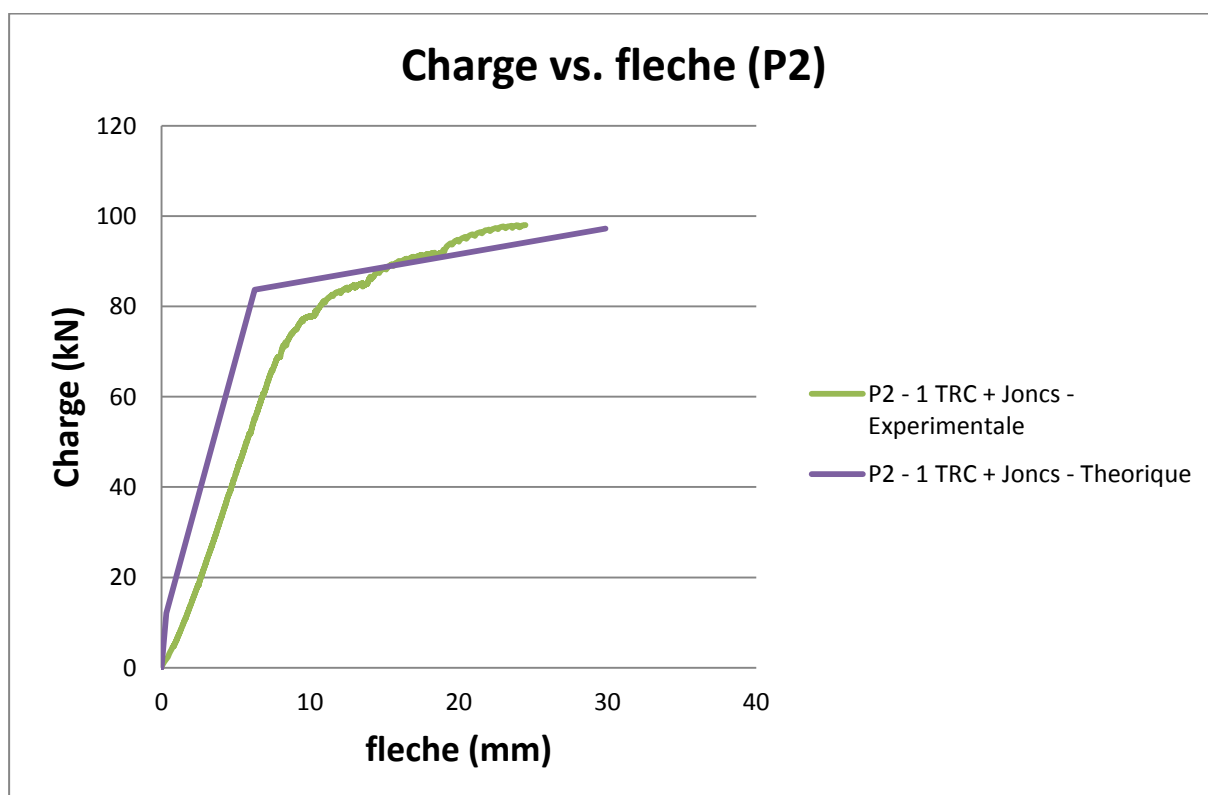


Fig. 3.15. Graphique comparative de la poutre P2 à la rupture (Expérimentale –Théorique)

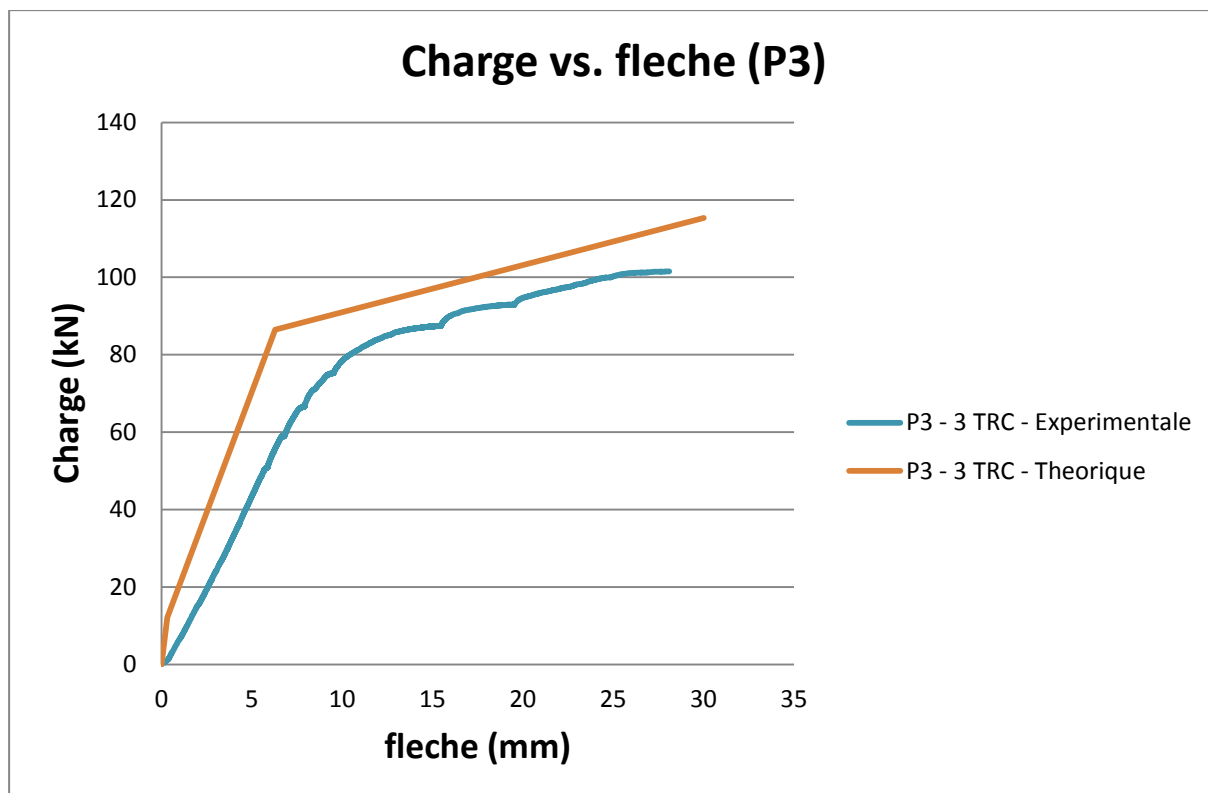


Fig. 3.16. Graphique comparative de la poutre P3 à la rupture (Expérimentale –Théorique)

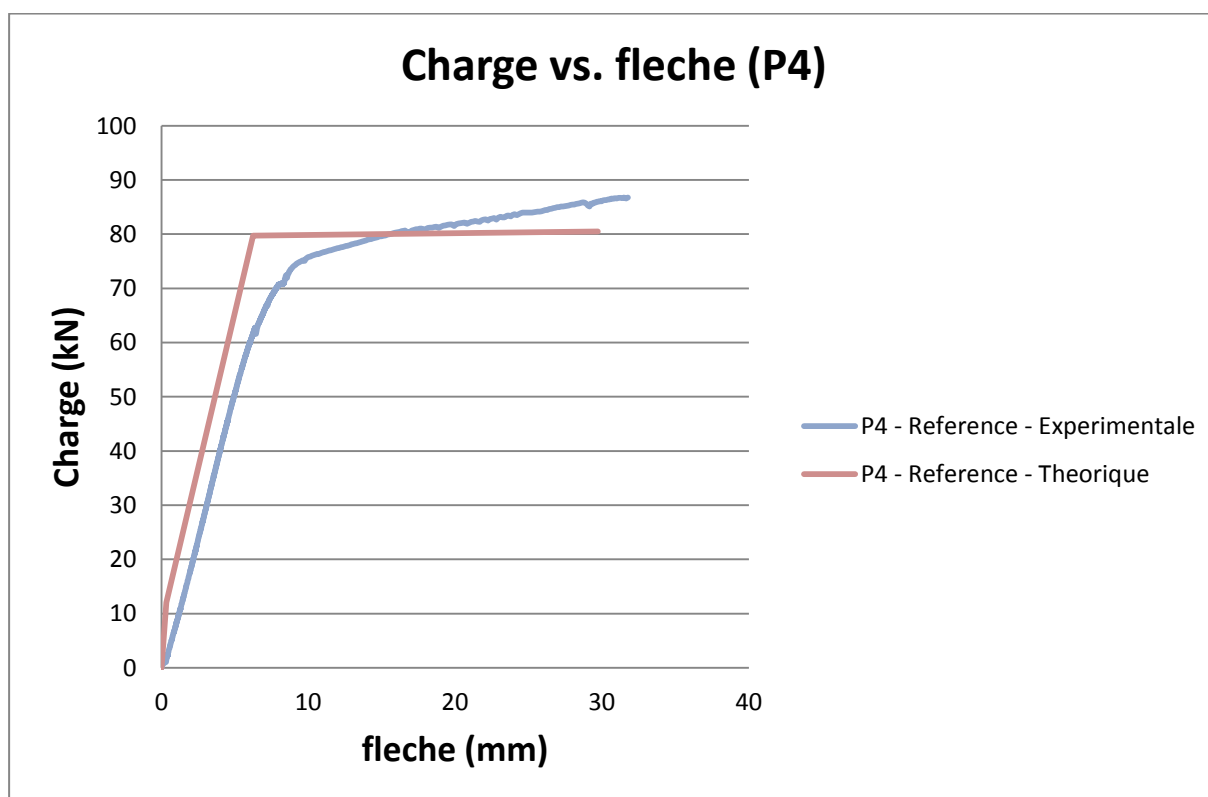


Fig. 3.17. Graphique comparative de la poutre P4 à la rupture (Expérimentale –Théorique)

Tableau 3.2. Comparaison des flèches

	flèche (mm)	Expérimentale	Théorique	E / T
Pas renforcé (P4)	ELS	8,071	6,24	129%
	ELU	31,643	29,72	106%
1 Couche de TRC + Joncs (P2)	ELS	8,016	6,27	128%
	ELU	25,261	29,87	85%
2 Couches de TRC (P1)	ELS	6,761	6,28	108%
	ELU	23,173	29,91	77%
3 Couches de TRC (P3)	ELS	9,313	6,30	148%
	ELU	27,873	30,01	93%

Tableau 3.3. Comparaison des charges

	Charge (kN)	Expérimentale	Théorique	E / T
Pas renforcé (P4)	ELS	70,775	79,71	89%
	ELU	86,6	80,47	108%
1 Couche de TRC + Joncs (P2)	ELS	69,375	83,70	83%
	ELU	97,875	97,24	101%
2 Couches de TRC (P1)	ELS	76,9	84,49	91%
	ELU	105,275	103,82	101%
3 Couches de TRC (P3)	ELS	75,025	86,47	87%
	ELU	101,5	115,31	88%

III.4.2 Espacement des fissures

On va comparer les espacements des fissures constatés expérimentalement et calculés par notre logiciel pour le cas de la poutre réparée par TRC.

Tableau 3.4. Comparaison des fissures

	Espacement Moyen (cm)	P1 (2TRC)	P2 (1TRC+Joncs)	P3 (3TRC)	P4 (Reference)
Expérimentale	Tout	8,43	10,25	7,81	8,53
	Centre	8,41	11,94	8,43	9,42
Théorique		9,92	9,95	9,84	10,09

CONCLUSION

Dans les précédentes parties nous avons tenté de caractériser la performance du TRC à la flexion. Il résulte de cette caractérisation que le TRC montre une rupture quasi ductile.

- Mise en évidence des potentialités des TRC et des solutions hybrides dans le cadre de la réparation.
- Opportunité d'optimiser ces solutions sur la base d'une meilleure configuration.
- Identification de modes de rupture différenciés.
- Pendant l'essai de la poutre renforcée l'axe neutre montre une valeur constante jusque que la charge ELS est appliquée après ça l'axe neutre commence à monter jusque arriver à la charge ELU.
- L'espacement des fissures montrent une diminution quand se produit une augmentation de renforcement.
- La comparaison entre les charges théoriques et expérimentaux montre un écart positif pour l'ELU sauf à l'essai de 3 couches de TRC ; et montrent un écart négatif à tous les cas pour le ELS.
- Mise en avant l'aptitude du calcul par équilibre de section à restituer le comportement global des poutres réparées..
- L'utilisation du TRC comme alternative au CFRP pour renforcement des structures semble être une bonne décision due à des avantages mécaniques et environnementaux.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIES

- [1] PROMIS Geoffey, COMPOSITES FIBRES/MATRICE MINERALE : DU MATERIAU A LA STRUCTURE, Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Lyon, Villeurbanne, France, 2010.
- [2] CONTAMINE Raphael, Contribution à l'étude du comportement mécanique de composites Textile-Mortier. APPLICATION A LA REPARATION ET/OU RENFORCEMENT DE POUTRES EN BETON ARME VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT, Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Lyon, Villeurbanne, France; 2010.
- [3] Jens Hartig, Influence of bond properties on the tensile behaviour of Textile Reinforced Concrete, Institute of Concrete Structures, Technische Universität Dresden, Germany, 2008.
- [4] Jens Hartig, A model for Textile Reinforced Concrete under imposed uniaxial deformations, Institute of Concrete Structures, Technische Universität Dresden, Germany, 2011.
- [5] Renauld Favre, Jean-Paul Jaccoud, Oliver Burdet, Dimensionnement des Structures en Béton, Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne, Lausanne, 1997.
- [6] François Frey, Analyse des structures et milieu continu, MECANIQUE DES STRUCTURES, USA, 1969.
- [7] Eurocode 2, « Calcul des structures en béton », NF EN 1992-1-1 Octobre 2005
- [8] P. HAMELIN, « AFGC - Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites - Recommandations provisoires », PH-JUIN 2010.V2