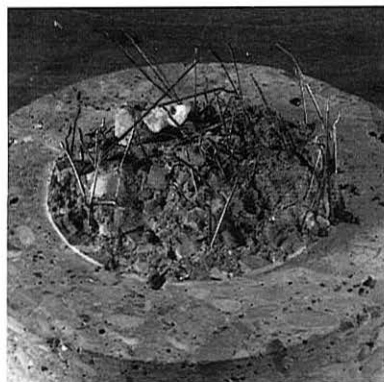


# Bétons renforcés de fibres métalliques du matériau à la structure

Pascal Casanova

ÉTUDES ET RECHERCHES  
DES LABORATOIRES DES  
PONTS ET CHAUSSÉES



Conformément à la note du 04/07/2014 de la direction générale de l'Ifsttar précisant la politique de diffusion des ouvrages parus dans les collections éditées par l'Institut, la reproduction de cet ouvrage est autorisée selon les termes de la licence CC BY-NC-ND. Cette licence autorise la redistribution non commerciale de copies identiques à l'original. Dans ce cadre, cet ouvrage peut être copié, distribué et communiqué par tous moyens et sous tous formats.



(CC BY-NC-ND 4.0)



Attribution — Vous devez créditer l'Oeuvre et intégrer un lien vers la licence. Vous devez indiquer ces informations par tous les moyens possibles mais vous ne pouvez pas suggérer que l'Ifsttar vous soutient ou soutient la façon dont vous avez utilisé son Oeuvre.



Pas d'Utilisation Commerciale — Vous n'êtes pas autorisé à faire un usage commercial de cette Oeuvre, tout ou partie du matériel la composant.



Pas de modifications — Dans le cas où vous effectuez une adaptation, que vous transformez, ou créez à partir du matériel composant l'Oeuvre originale (par exemple, une traduction, etc.), vous n'êtes pas autorisé à distribuer ou mettre à disposition l'Oeuvre modifiée.

---

## Le patrimoine scientifique de l'Ifsttar

Le libre accès à l'information scientifique est aujourd'hui devenu essentiel pour favoriser la circulation du savoir et pour contribuer à l'innovation et au développement socio-économique. Pour que les résultats des recherches soient plus largement diffusés, lus et utilisés pour de nouveaux travaux, l'Ifsttar a entrepris la numérisation et la mise en ligne de son fonds documentaire. Ainsi, en complément des ouvrages disponibles à la vente, certaines références des collections de l'INRETS et du LCPC sont dès à présent mises à disposition en téléchargement gratuit selon les termes de la licence Creative Commons CC BY-NC-ND.

Le service Politique éditoriale scientifique et technique de l'Ifsttar diffuse différentes collections qui sont le reflet des recherches menées par l'Institut.



[www.ifsttar.fr](http://www.ifsttar.fr)



Institut Français des Sciences et Techniques des Réseaux,  
de l'Aménagement et des Transports  
14-20 Boulevard Newton, Cité Descartes, Champs sur Marne  
F-77447 Marne la Vallée Cedex 2

Contact : [diffusion-publications@ifsttar.fr](mailto:diffusion-publications@ifsttar.fr)



# **Bétons renforcés de fibres métalliques du matériau à la structure**

**Pascal Casanova**

**Février 1996**



**Laboratoire Central des Ponts et Chaussées  
58, bd Lefebvre, F 75732 Paris Cedex 15**

**Pascal CASANOVA**

Docteur de l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées  
Division bétons et ciments pour ouvrages d'art  
Section comportement mécanique des bétons et modélisation  
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Ce rapport est issu de la thèse de doctorat  
de l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées  
soutenue le 26 juin 1995 par Pascal CASANOVA

Laboratoire Central des ponts et Chaussées  
Bureau de diffusion de l'IST  
58, boulevard Lefebvre, F 75732 Paris Cedex 15  
Tél. 33 (1) 40 43 52 26 - Télécopie 33 (1) 40 43 54 95

Prix : 120 F

# sommaire

Résumé	p. 5
Abstract	p. 6
Préface	p. 7
<b>INTRODUCTION</b>	p. 9
<b>Chapitre 1 - PROPRIETES CONSTRUCTIVES</b>	
Résumé	p. 11
Introduction	p. 12
Formulation, fabrication et mise en oeuvre	p. 12
Mécanismes physiques	p. 14
Propriétés mécaniques	p. 18
Autres propriétés	p. 22
Utilisation dans les structures	p. 24
Conclusion	p. 25
<b>Chapitre 2 - COMPORTEMENT POSTFISSURATION EN TRACTION</b>	
Résumé	p. 26
Quel essai pour quel objectif ?	p. 27
Essai de traction uniaxiale sur éprouvette entaillée	p. 30
Résultats expérimentaux	p. 41
Conclusion	p. 49
<b>Chapitre 3 - COMPORTEMENT EN FLEXION</b>	
Résumé	p. 51
Introduction	p. 52
Observations expérimentales	p. 54
Modélisation d'une section fissurée	p. 56
Validation du modèle	p. 62
Extension à la flexion composée	p. 69
Conclusion	p. 71
<b>Chapitre 4 - COMPORTEMENT A L'EFFORT TRANCHANT</b>	
Résumé	p. 72
Introduction	p. 73

## **Première partie : étude bibliographique**

A - Poutres en béton armé	p. 73
B - Poutres en béton de fibres	p. 89
C - Conclusion de l'étude bibliographique	p. 97

## **Deuxième partie : étude expérimentale de poutres en T**

Introduction	p. 98
Dispositif d'essai et corps d'épreuve	p. 98
Résultats et analyse	p. 103
Comparaison avec une méthode de calcul simplifié	p. 117
Conclusion des essais sur poutres en T	p. 123

## **Troisième partie : poutrelles rectangulaires en Béton à Hautes Performances**

Introduction	p. 124
Présentation de l'essai	p. 124
Résultats expérimentaux	p. 130
Conclusion des essais de poutrelles	p. 135

<b>Conclusion générale sur le comportement à l'effort tranchant des poutres en Béton renforcé de Fibres Métalliques</b>	p. 136
---	--------

## **Chapitre 5 - MODELISATION NUMERIQUE**

Résumé	p. 137
Introduction	p. 138
Approche continue : élastoplasticité	p. 139
Approche discrète : le modèle probabiliste	p. 145
Conclusion	p. 152

<b>CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES</b>	p. 153
--	--------

<b>Bibliographie</b>	p. 157
----------------------	--------

<b>Annexe 1</b> - Composition des bétons	p. 169
<b>Annexe 2</b> - Résultats expérimentaux de caractérisation en traction	p. 171
<b>Annexe 3</b> - Algorithme du "noyau" du programme FLEXFIBRES	p. 176
<b>Annexe 4</b> - Résultats complémentaires de la validation du modèle de flexion	p. 177
<b>Annexe 5</b> - Résultats des essais à l'effort tranchant sur les poutres en T	p. 179
<b>Annexe 6</b> - Exploitation des résultats d'essai de Swamy et al (1993)	p. 193
<b>Annexe 7</b> - Résultats des essais sur les poutrelles rectangulaires en BHP	p. 195
<b>Annexe 8</b> - Comparaison économique BFM / BA (effort tranchant)	p. 201

# résumé

Les bétons renforcés de fibres métalliques (BFM) connaissent, à ce jour, peu d'applications dans le domaine des éléments de structure. Cet état de fait est, en grande partie, imputable à l'absence de méthodes de calcul, donc à la difficulté d'apprécier l'apport structural de ces matériaux. Le travail présenté ici a pour but de combler cette lacune dans le cas des poutres.

Pour répondre au problème posé, l'étude s'appuie sur des essais de structures réalisés pour, d'une part, étudier les mécanismes de rupture et, d'autre part, valider les modèles élaborés. Des essais sont ainsi effectués en flexion simple et à l'effort tranchant. Une méthode performante a été utilisée pour le suivi global de la fissuration : la stéréophotogrammétrie. Elle a clairement montré une localisation précoce de la fissuration et l'apparition d'un mécanisme de rupture par blocs.

Ces essais mettent en évidence que la caractéristique fondamentale des BFM est leur comportement postfissuration en traction. Un essai de traction uniaxiale sur éprouvette entaillée est utilisé, et développé, pour mesurer la capacité des fibres à reprendre un effort à travers une fissure. Les éprouvettes sont carottées, dans la direction des contraintes principales de traction, pour tenir compte de l'anisotropie de répartition des fibres induite par la mise en oeuvre.

Une modélisation a été développée à partir des mécanismes étudiés et en prenant comme donnée matériau les résultats de l'essai de traction. Une première famille de modèles consiste à postuler un mécanisme de rupture, puis à calculer l'équilibre de la structure, en fonction de l'ouverture de la fissure, à partir de la relation expérimentale obtenue en traction. Des résultats très satisfaisants ont été obtenus en flexion. En ce qui concerne l'effort tranchant, l'apport des fibres est correctement appréhendé et une relation d'équivalence a été obtenue avec les armatures transversales utilisées habituellement. La prise en compte de l'évolution, avec l'ouverture de fissure, de la contrainte résiduelle postfissuration s'avère indispensable pour retrouver les effets d'échelle observés.

L'utilisation d'une méthode en partie empirique pour l'effort tranchant est liée aux limites des modèles simples. Afin de s'affranchir de cette limite et d'étendre la modélisation à des cas complexes, il est apparu nécessaire d'utiliser une modélisation par éléments finis. Un modèle continu (plasticité) et un modèle discret (modèle probabiliste de fissuration) ont été utilisés.

En conclusion, il a été mené une étude complète du matériau à la structure. Cette étude, à la fois expérimentale et théorique, a permis de définir des méthodes de calcul qui, couplées à une démarche globale de la composition à la caractérisation, en passant par la fabrication, permettent d'optimiser la conception des éléments de structure en BFM.

**Mots clés :** Béton - Béton armé - Essais - Fibres métalliques - Effort tranchant - Flexion - Traction directe - Modèle - Matériau - Structure - Poutre - Comportement mécanique - Modélisation numérique - Béton à hautes performances - Stéréophotogrammétrie.

# abstract

Steel fibre reinforced concrete (SFRC) are rarely used in truly structural applications. This fact is mainly due to the lack of design tools, and consequently to the difficulty in quantifying the structural part due to these materials. The objective of this work is to give an answer to this matter in the case of beams.

The structural performed tests have two goals : firstly, to study the failure mechanisms and, secondly, to validate the models developed in this work. Tests are thus carried out in bending and shear. A global investigation tool, stereophotogrammetry, is used to study the cracking pattern : it shows clearly an early crack localization and the onset of a block mechanism which leads to a block type failure.

These tests point out that the main mechanical characteristic of SFRC is their post cracking behaviour in tension. A uniaxial tension test on notched specimens is used, and developed, to measure a load - crack opening relationship. Specimens are cored, in the direction of the main load, to take into account the anisotropy due to concreting.

A first type of model consists in postulating a failure mechanism, then in calculating the equilibrium of the structure, as a function of the crack opening, starting from the experimental relationship obtained in tension. Modelling of bending leads to good results. Concerning shear behaviour, the fibre part is correctly calculated and an equivalence relationship with classical stirrups is achieved. To take into account the observed scale effects, it is necessary to consider the evolution, with the crack opening, of the residual strength in tension.

An empirical relationship is necessary to quantify the structural part of shear resistance. This illustrates the limits of simple models. Therefore, it seems necessary to use finite elements to model structures submitted to complex loading. A continuous approach (plasticity) and a discrete one (the LCPC's probabilistic model) are used.

To conclude, a complete study was carried out from the material to the structure. This study, experimental and theoretical, presents methods of analysis that, coupled with a global procedure from mix design to mechanical characterization, allow to optimize the design of SFRC structural elements.

**Key words :** Concrete - Reinforced concrete - Tests - Metallic fibre - Shear - Flexure - Direct tension - Modelling - Material - Structure - Beam - Mechanical behaviour - Numerical modelling - High strength concrete - Stereophotogrammetry.

# PREFACE

**Roger LACROIX**

Président du Projet National BEFIM

Le béton de structure est un matériau bien imparfait :

- hétérogène, il ne peut être mis en oeuvre qu'additionné d'eau en excès, d'où sa propension au retrait et au fluage;
- sa résistance à la traction est très faible, ce qui prohibe son utilisation en flexion;
- les matériaux dont il est constitué sont naturels et, à ce titre, sujets à variation au gré de la composition des carrières d'où ils sont extraits,...

Et cependant, tous les essais de substitution au béton d'un autre matériau plus moderne se sont soldés par des échecs en raison de leur coût : le béton, dont les constituants sont banals, défie toute concurrence. Le constructeur doit donc s'accommoder de ses imperfections et chercher à les atténuer par des additions qui modifient ses caractéristiques. Le béton armé répond à ce souci, les armatures conférant au matériau béton la résistance à la traction qui lui fait défaut et permettant ainsi de réaliser des éléments fléchis.

Mais, même armé, le béton reste fragile; les armatures ne peuvent en effet s'opposer à la fissuration; tout au plus, moyennant des dispositions constructives convenables, peuvent-elles répartir les fissures afin d'éviter de trop larges fractures du béton tendu.

Les fibres métalliques apportent une meilleure réponse au problème de fragilité du béton : renforcé de fibres, le béton devient apparemment plus ductile, ses fissures sont mieux réparties, sa "déformation ultime" en traction augmente. Cette amélioration du comportement du béton a été mise à profit dans de nombreuses applications : pieux forés, dallages industriels, revêtements de tunnels, etc. mais, malgré de nombreuses actions de recherche, il n'existe pas encore de théorie simple et générale qui permette de prévoir les caractéristiques d'un béton en fonction de la quantité de fibres incorporée; en particulier, s'il est admis aujourd'hui que les fibres ne sauraient jouer le rôle des armatures principales de flexion, la question des armatures d'effort tranchant reste ouverte.

Le travail accompli par Pascal CASANOVA, sous la direction de Pierre ROSSI, a le grand mérite d'aborder sous un angle nouveau le calcul des éléments de béton renforcés de fibres. Son approche se situe à mi-chemin entre la théorie analytique fondée sur des calculs itératifs et les éléments de Résistance des Matériaux qui fournissent une représentation trop grossière du comportement du matériau composite "béton fibré".

Utilisant les résultats d'une analyse fine du matériau en traction, et les transposant à l'étude d'une poutre fléchie, réalisant une élégante synthèse entre l'analyse théorique et la démarche empirique de l'ingénieur, P. CASANOVA a établi des formules permettant de déterminer simplement la quantité de fibres nécessaire pour conférer au béton les qualités souhaitées. Il a

pris soin de vérifier expérimentalement la validité de ses résultats; il les expose de façon claire dans le présent ouvrage.

Une étude poussée du comportement à l'effort tranchant de poutres rectangulaires et en té a été menée. Elle a montré que le comportement structural est corrélé avec l'apport des fibres mesuré à l'aide d'un essai de traction. Ce résultat permet de proposer une méthode de calcul à l'état ultime proche de celle utilisée pour le béton armé. Le programme expérimental a, de plus, mis en évidence un effet d'échelle en liaison avec le rapport entre la hauteur de la poutre et la longueur de la fibre.

En conclusion, l'étude menée par P. CASANOVA apporte une réponse précise, scientifiquement étayée, à nombre de questions, souvent résolues jusqu'ici de façon totalement empirique par l'ingénieur; elle ouvre la voie à de nouvelles applications; elle constituera une base précieuse pour les travaux dont le Projet National BEFIM a défini les grandes lignes pour les prochaines années.

# introduction

On peut situer la naissance des bétons renforcés de fibres métalliques (BFM), en tant que véritable matériau de construction, au début des années 60. Les travaux de Romualdi, sur l'arrêt de la propagation des fissures dans une matrice fragile par des fibres réparties, [Romualdi 1963] en sont à l'origine et ont conduit au dépôt d'un brevet. Depuis, les chercheurs se sont principalement intéressés au fonctionnement des fibres et à leur interaction avec la matrice. Ces travaux ont été complétés avec succès par les industriels producteurs de fibres qui ont développé des géométries et des matériaux constitutifs plus performants. Il est très vite apparu qu'en fonction de la fibre utilisée, de son dosage, de la qualité de la matrice mais aussi de la mise en oeuvre, les propriétés obtenues pouvaient varier de manière significative.

Si on cherche à faire un bilan sur le plan de l'utilisation industrielle, on s'aperçoit que les fibres se sont imposées là où existaient des problèmes technologiques qui rendaient l'emploi du béton armé coûteux ou aléatoire. Les principales applications sont ainsi les dallages industriels, le béton projeté et les pieux forés. Prenons l'exemple du béton projeté en tunnel ou en canalisation. La solution traditionnelle consiste à fixer un treillis soudé à la paroi et à projeter un béton en couverture. Cependant, la pose du treillis est longue et coûteuse, et cette technique peut entraîner des défauts de remplissage dans la mesure où le treillis fait écran au béton. Le béton projeté de fibres métalliques est donc, dans ce cas, une solution à la fois économique et de meilleure qualité.

Il convient de noter que ces applications concernent des domaines où le support est un garant de la sécurité. Cette situation a permis de se satisfaire de l'empirisme qui préside à l'utilisation de ces matériaux. Néanmoins, l'utilisation accrue des BFM ainsi que la volonté d'étendre leurs domaines d'utilisation posent le problème du dimensionnement des structures. Ceci explique que, malgré un nombre important d'essais réalisés sur des éléments de structures porteurs, peu d'applications ont vu le jour au plan industriel.

C'est dans ce contexte que se situe ce travail dont l'objectif est d'analyser, dans le cas de la structure élémentaire qu'est la poutre, les particularités liées à l'emploi des BFM.

Considérons les étapes de construction d'un élément de structure. Une fois défini le cahier des charges de cet élément, il convient de le dimensionner. Pour cela, il est nécessaire de disposer d'une caractérisation adéquate du matériau qui puisse être considérée comme intrinsèque, ainsi que d'outils de calcul. Il faut ensuite fabriquer l'élément, ce qui constitue une étape fondamentale puisque la mise en oeuvre conditionne la répartition des fibres, donc la réponse du matériau. Ces trois étapes sont intimement liées dans le cas des BFM.

En conséquence, l'élaboration d'une méthode de calcul ne peut se faire que parallèlement à une étude expérimentale poussée. Cette étude doit en particulier permettre d'établir :

- les mécanismes qui entrent en jeu pour une sollicitation donnée,
- les paramètres du comportement des matériaux qu'il est nécessaire de déterminer,
- une validation des modèles proposés.

Une étude bibliographique du comportement mécanique des BFM met en avant le rôle fondamental du comportement en traction (chap. 1). On présente donc une méthode de caractérisation basée sur un essai de traction uniaxiale, développé au LCPC, qui fournit une relation effort - ouverture de fissure (chap. 2). Les essais réalisés mettent en évidence la spécificité de chaque béton de fibres et la nécessité d'établir, pour chacun d'eux, une "carte d'identité" rendant possible un calcul prédictif. Le comportement ainsi caractérisé étant supposé intrinsèque, on propose une méthode analytique de calcul en flexion qui prend en compte explicitement la fissuration (chap. 3). Ce modèle peut donc servir de base à un dimensionnement à partir de la définition d'ouvertures limites.

On s'attache dans un deuxième temps à l'étude d'une sollicitation aux effets plus complexes : l'effort tranchant (chap. 4). En s'appuyant sur la solide expérience acquise en béton armé (BA) et sur les résultats publiés d'essais de poutres en BFM, on présente un programme expérimental d'étude du comportement de poutres en T de grandes dimensions (6,2 x 0,8 m). L'objectif de ces essais est de quantifier l'apport des fibres et de le comparer à celui des étriers. Les résultats obtenus permettent d'optimiser le couple matériau - structure vis-à-vis de l'effort tranchant. On a ainsi réalisé des essais sur des poutrelles rectangulaires (2,3 x 0,25 x 0,125 m) en béton à haute performances renforcé de fibres métalliques (BHPFM) qui montrent un excellent comportement de ces matériaux (chap. 4, troisième partie).

Une méthode de calcul empirique de la résistance à l'effort tranchant est proposée pour rendre compte des résultats expérimentaux. Elle traduit correctement l'influence des paramètres et notamment un effet d'échelle lié à la hauteur de la poutre. Il est cependant nécessaire de définir une ouverture de fissure limite pour le calcul de la contrainte résiduelle postfissuration.

Pour remédier à ce problème et étendre la modélisation vers des sollicitations plus complexes, on présente une première approche de calcul par éléments finis (chap. 5). On a utilisé un modèle continu de plasticité, ainsi que le modèle probabiliste de fissuration développé au LCPC. Ce dernier présente l'avantage de traduire explicitement la fissuration, donc les mécanismes structuraux mis en jeu.

Ce travail montre une équivalence de comportement global entre une poutre en BFM et une poutre en BA, à condition que la contrainte résiduelle postfissuration en traction,  $\sigma_p(w_m)$ , du BFM pour une ouverture limite donnée  $w_m$ , et le pourcentage  $\rho$  d'armatures de résistance  $f_a$  soient reliés par l'égalité :

$$\sigma_p(w_m) = \rho \cdot f_a$$

On a ainsi proposé des méthodes de calcul qui peuvent servir de base à un dimensionnement. Cependant, les BFM sont très sensibles aux effets d'échelle en raison de la chute de la contrainte résiduelle pour des ouvertures de l'ordre de quelques millimètres. L'essai de traction uniaxiale fournit une relation effort - ouverture de fissure qui permet de prévoir cet effet d'échelle à l'aide des outils de calcul.

Les résultats obtenus mettent en avant une démarche claire, de la caractérisation du matériau jusqu'au calcul, pour la conception des éléments de structure en BFM. Ils devraient permettre de mieux cerner les domaines d'emploi du matériau et d'optimiser leur utilisation.

# 1. Propriétés constructives

## Résumé

On décrit dans ce chapitre les principales propriétés constructives des BFM répertoriées dans la littérature. On distingue la formulation des matériaux, leur comportement mécanique et leurs autres propriétés.

L'introduction de fibres dans un béton entraîne une perturbation du squelette granulaire. Cette perturbation est corrigée en augmentant la teneur en éléments fins (sable et pâte), ce qui augmente la compacité et la maniabilité du mélange. Ces principes sont à l'origine d'une approche rationnelle de la formulation basée sur la méthode Baron - Lesage.

Pour décrire le comportement mécanique des BFM, il est nécessaire de distinguer deux échelles : le matériau et la structure. Le comportement de type matériau correspond à une répartition aléatoire de microfissures qui peuvent être "cousues" par des fibres courtes et fines présentes en grand nombre. Ceci a pour effet d'augmenter les caractéristiques intrinsèques du matériau. Dans un deuxième temps, la coalescence des microfissures conduit à la localisation de macrofissures. Il apparaît alors un mécanisme de blocs, fonction des conditions aux limites, c'est-à-dire un comportement de structure. A ce niveau, les fibres longues interviennent par couture des fissures, de manière analogue à des armatures de béton armé, quoique pour des ouvertures de fissures plus limitées. Ces mécanismes physiques rendent compte du comportement mécanique des BFM soumis à des sollicitations aussi variées que la traction, la compression, le cisaillement ...

L'action mécanique des fibres est fortement liée à leur distribution. Alors qu'elles ont été introduites avec la volonté d'assurer au béton un renforcement homogène, on constate en fait que la mise en oeuvre introduit une anisotropie qui ne peut être négligée. Ce phénomène est en partie responsable des résultats peu satisfaisants obtenus pour la modélisation du comportement postfissuration en traction de ces matériaux à partir de leur seule composition. Il apparaît donc nécessaire, dans l'objectif du calcul de structures, de caractériser expérimentalement ce comportement.

Les autres propriétés constructives des BFM ont été moins étudiées ou donnent lieu à des résultats contradictoires. Ainsi, par exemple, il n'a pas été apporté une réponse claire sur l'influence des fibres au niveau du comportement au retrait. Il semble cependant que les fibres n'aient pas d'influence sur le retrait libre lui-même mais plutôt sur la redistribution de ses effets grâce à un contrôle de la fissuration.

## I. INTRODUCTION

Il y a autant de bétons de fibres que de mélanges de fibres, de granulats et de pâte. L'objectif de ce chapitre n'est donc pas de présenter l'ensemble des propriétés des fibres et des bétons de fibres existants. Pour une information plus ample, le lecteur pourra se référer à certains documents cités [Swamy 1975, ACI 1982, FRC 1986, Bentur 1990]. Les bétons de fibres étudiés dans ce mémoire ont des résistances moyennes à la compression comprises entre 25 et 90 MPa. Les fibres, introduites à des dosages compris entre 0,4 % et 1,25 % en volume, sont principalement des fibres en acier de longueur comprise entre 30 et 60 mm et de diamètre compris entre 0,5 et 1 mm. Dans une partie de l'étude, on a utilisé 0,4 % en volume de fibres ruban en fonte amorphe de 30 mm de longueur et de 1,7 mm de largeur. L'ouvrabilité des bétons va de plastique à fluide. Ces bétons de fibres sont parmi les plus employés industriellement [Paillère 1993]. On décrit ci-dessous leur fonctionnement ainsi que leurs principales propriétés constructives.

## II. FORMULATION, FABRICATION ET MISE EN OEUVRE

La fabrication d'un béton de fibres ne consiste pas à mélanger une certaine quantité de fibres à un béton déjà existant. Comme pour tous les bétons modernes, il convient d'ajuster la formulation en fonction des objectifs de mise en oeuvre et de résistance. Il n'existe pas encore, comme pour les autres bétons [de Larrard 1992], d'outil informatique d'aide à la formulation. La formulation d'un béton de fibres reste donc une démarche essentiellement expérimentale.

On peut retenir de la littérature quelques grands principes de formulation. Pour une matrice donnée (pâte et granulat), la maniabilité décroît lorsque la quantité de fibres ajoutée augmente. Pour améliorer l'ouvrabilité, il convient d'utiliser une quantité de fines (sable et ciment) plus importante que pour un béton ordinaire [Swamy 1974a] (l'ACI propose par exemple d'utiliser un rapport sable sur gravillon égal à 1 [ACI 1982]). En ce qui concerne les fibres, plus le rapport longueur sur diamètre ( $L/d$ ) est élevé, plus grand est le risque de former des pelotes [Swamy 1974b] qui rendent difficile la mise en oeuvre et nuisent au comportement mécanique. De plus, la longueur des fibres doit rester supérieure à deux fois la taille du plus gros granulat ( $L > 2D$ ) [Bentur 1990] pour rendre possible leur action mécanique au niveau des macrofissures.

Le cahier des charges d'un béton de fibres métalliques est en général le suivant :

- un type et une quantité de fibres choisis (en relation avec le comportement en traction visé),
- une taille maximale de gravillon déduite de la relation  $L > 2D$  (avec un diamètre maximum le plus gros possible pour des raisons économiques et de compacité),
- une résistance à la compression à 28 jours,
- une maniabilité (temps d'écoulement) correspondant à l'application visée.

Une méthode rationnelle de formulation a été mise au point au cours des années 80 [Serna Ros 1984, Rossi 1989a]. Elle a pour point de départ la méthode Baron - Lesage [Baron 1969] de formulation des bétons. Elle est basée sur les deux postulats suivants :

- pour un rapport (massique) eau sur ciment (e/c) et une quantité de pâte (e+c) donnés, le béton le plus compact a une maniabilité optimale,
- l'optimum de compacité (déterminé par la constitution du squelette granulaire : sable plus gravillons) n'est pas modifié lorsqu'on fait varier les quantités e/c et e+c.

On fait l'hypothèse supplémentaire que cela reste vrai dans le cas des bétons de fibres.

Rossi préconise l'utilisation du maniabilimètre LCL [Baron 1965] pour la mesure de la maniabilité, lorsque le dosage en fibres est important. Cet appareil (fig. 1.1) quantifie la maniabilité par le temps d'écoulement d'un volume fixé de béton dans un récipient soumis à une vibration. Cette méthode de mesure est particulièrement adaptée aux bétons de fibres. En effet, les fibres forment un enchevêtrement qui limite l'écoulement statique, rendant ainsi inutilisable un essai comme le cône d'Abrams lorsque la teneur en fibres est élevée. En revanche, la vibration diminue le seuil de cisaillement au repos ce qui rend possible l'écoulement [Hu 1995]. De plus, le maniabilimètre utilise un volume de 30 l qui est plus représentatif que les 6 l du cône d'Abrams.

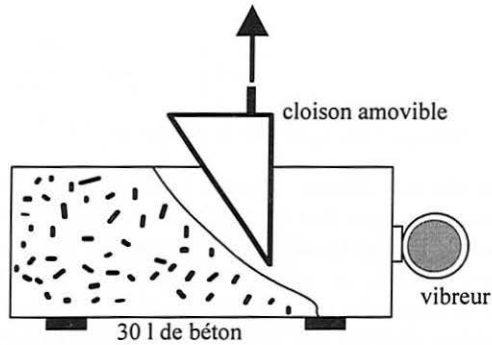


Figure 1.1 - Maniabilimètre LCL : schéma de principe.

Cependant, c'est un moyen de mesure lourd qui est difficilement utilisable pour le contrôle sur chantier. Mais son emploi se justifie dans le cas d'une formulation de béton. On a pu introduire sans problèmes grâce à cette méthode 2,5 % en volume de fibres d'acier de 30 mm tout en conservant une maniabilité très plastique [Harrouche 1989]. Dans le cas des fibres ruban, leur grande surface spécifique et leur grand nombre limite pratiquement les dosages aux alentours de 1 % en volume en utilisant un béton dont le plus gros grain a un faible diamètre.

Au cours de ce travail, la démarche suivante a été adoptée :

- à l'aide du logiciel Bétonlab [de Larrard 1992], obtention d'une formulation de béton sans fibres ayant la résistance en compression (par expérience, on choisit une résistance 10% plus élevée que celle du cahier des charges [Rossi 1989b]) et la maniabilité souhaitées (éventuellement en utilisant un superplastifiant), en se fixant le rapport massique sable sur gravillon (S/G) à 1,
- fabrication du mélange (35 l) avec les fibres, en ajustant la quantité de superplastifiant afin de se situer dans un domaine de maniabilité propre à l'utilisation du maniabilimètre LCL (temps d'écoulement de l'ordre de 15 s),

- fabrication d'environ 5 mélanges en faisant varier le rapport S/S+G par incrément de 0,1 afin de cerner le point de maniabilité optimale (fig. 1.2),
- ajustement de la quantité de pâte ou de superplastifiant pour obtenir la maniabilité souhaitée,
- vérification de la résistance et ajustement éventuel du rapport e/c.

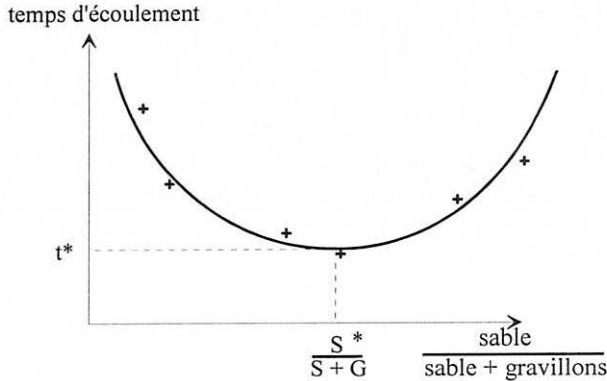


Figure 1.2 - Recherche de la compacité optimale.

Cette démarche s'est avérée très efficace et peu de corrections ont été nécessaires lors de l'utilisation des formules obtenues par une entreprise de béton prêt à l'emploi et dans une usine de préfabrication [Casanova 1995a]. Quelques précautions sont cependant nécessaires lors de la fabrication. Ainsi, on conseille de mélanger les matériaux secs (sans les fibres), puis d'ajouter l'eau (avec 1/3 de la quantité totale de superplastifiant), et, après malaxage, les fibres et le reste de superplastifiant [Paillère 1987a]. On a constaté, par rapport aux bétons courants, un surplus de puissance de malaxage d'environ 30% pour la fabrication industrielle de ces bétons de fibres.

Une fois le béton formulé et fabriqué, il reste à le mettre en oeuvre. Cette opération est fondamentale car elle conditionne les caractéristiques mécaniques du matériau [Bonzel 1986, Debicki 1991, Rossi 1991, Bernier 1994, Casanova 1995a]. En effet, si on peut considérer qu'un malaxage suffisant permet une répartition homogène des fibres dans le béton frais, les parois et, surtout, l'écoulement du béton orientent les fibres suivant des directions préférentielles ce qui engendre une forte anisotropie. De plus, pour certaines pièces, une grande hauteur de déversement du béton ou une forte vibration peuvent entraîner une ségrégation des fibres.

### III. MECANISMES PHYSIQUES

#### 1. Mécanismes

Le béton est un matériau composite à matrice fragile. L'introduction de fibres a pour objectif le contrôle de la fissuration. Les recherches sur les bétons de fibres ont connu un réel développement à partir des années 60 grâce aux travaux de Romualdi, Batson et Mandel [Romualdi 1963 et 1964]. Dans ces travaux, qu'on peut qualifier de fondateurs, on décrit les

mécanismes de propagation et d'arrêt d'une fissure au sein d'une matrice fragile. Ils mettent notamment l'accent sur l'influence de l'espacement moyen des fibres (lié au volume introduit dans le béton) sur le comportement du composite.

Rossi a proposé une description physique du fonctionnement de ces matériaux [Rossi 1987a]. D'après lui, il faut considérer deux échelles d'action des fibres : *le matériau et la structure*. Soit un volume de béton de fibres soumis à une traction uniaxiale. On peut distinguer 3 phases sur la courbe effort - déplacement qui décrit son comportement (fig. 1.3). Dans la première phase, on observe une microfissuration diffuse, générée à partir des défauts initiaux et de l'hétérogénéité des caractéristiques locales du matériau. A ce stade, les fibres interviennent par couture des microfissures ce qui a pour effet de retarder leur coalescence. La phase 2 correspond à une localisation des microfissures, suivie par la propagation d'une macrofissure (phase 3) qui sépare le volume en deux blocs, entraînant alors un mécanisme de *structure*.

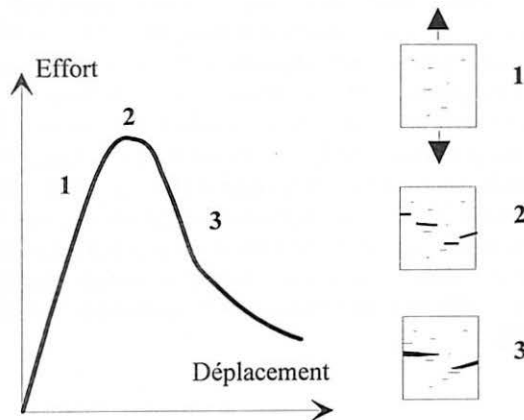


Figure 1.3 - Schématisation du comportement d'un bloc de béton soumis à une traction directe (d'après [Rossi 1987a]).

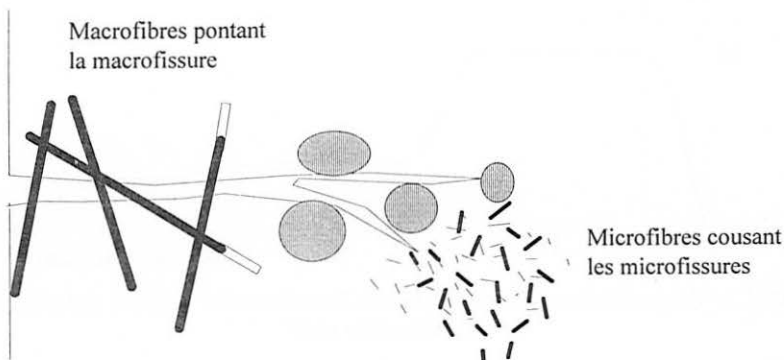


Figure 1.4 - Rôles des fibres dans le contrôle de la fissuration du béton.

Seules des fibres fines (pour agir sur les microfissures et assurer leur ancrage) en grande quantité (pour couvrir l'ensemble du volume) peuvent donc apporter une amélioration des caractéristiques intrinsèques du *matériau* en retardant le passage à la phase 2. En revanche, en

phase 3, le pontage des macrofissures ne peut intervenir que par des fibres longues jouant un rôle similaire aux armatures dans le béton armé, même si le mécanisme d'ancrage est différent. Ce fonctionnement est résumé sur la figure 1.4.

Des travaux sur les composites amiante-ciment [Winer 1975] ont mis en évidence l'apport de grandes quantités de fibres courtes à l'échelle du matériau. Plus récemment on a retrouvé le même effet dans une matrice à très hautes performances [Richard 1994, Rossi 1994a et 1995a]. Cependant, les grandes fibres étudiées dans ce mémoire, qui sont représentatives de celles utilisées industriellement, n'ont une action qu'au niveau de la structure.

## 2. Modélisation

### 2.1 Fonctionnement d'une fibre

Le fonctionnement d'une fibre dans une matrice cimentaire peut être étudié expérimentalement par un essai d'arrachement [Chanvillard 1993]. Si on considère une fibre droite, son comportement dépend essentiellement de l'interface fibre - matrice [Bartos 1981] et de son inclinaison par rapport à la sollicitation. En effet, la longueur d'ancrage de la fibre dépend de l'adhérence acier-béton et l'énergie dissipée par son arrachement de la loi de glissement à l'interface [Lawrence 1972]. On définit ainsi une longueur critique de la fibre fonction de la résistance de l'interface fibre-matrice [Bentur 1990]. Cette longueur critique correspond, pour une fibre droite, à un optimum d'énergie dissipée par arrachement. Quant à l'orientation, Brandt a montré que c'est une inclinaison non nulle (fonction du diamètre de la fibre) qui conduit à une dissipation totale d'énergie maximale (en prenant en compte la plastification de la fibre, l'énergie de friction lors du glissement, et l'écrasement local de la matrice) [Brandt 1985].

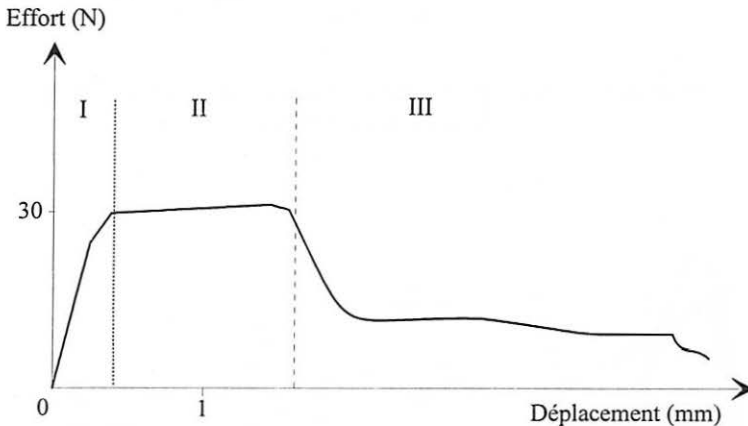


Figure 1.5 - Schématisation du comportement à l'arrachement d'une fibre indentée [d'après Burakiewickz 1978].

Afin d'améliorer les capacités d'ancrage des fibres courtes, et d'augmenter ainsi l'énergie dissipée lors de l'arrachement, des fibres aux géométries plus complexes sont apparues au début des années 70 et se sont imposées au niveau industriel. Selon [Burakiewickz 1978], on peut distinguer trois étapes dans le comportement d'une telle fibre (fig. 1.5). La première consiste en une mobilisation progressive de l'ancrage, par décollement à l'interface, la seconde

à la rupture progressive de l'ancrage, avec une forte dissipation d'énergie, et enfin la troisième correspond au glissement avec frottement de la fibre dans la matrice. Cette approche a abouti à un modèle quantitatif qui permet de prévoir le comportement à l'arrachement des fibres qui comportent des parties courbes [Chanvillard 1994b].

Le comportement d'une fibre est indissociable de celui de la matrice. Il est donc indispensable de toujours raisonner en terme de couple fibre - matrice. On peut ainsi tenter de définir le couple fibre - matrice optimal. Il est tel que la fibre soit mobilisée très tôt afin de limiter la propagation d'une microfissure. L'ancrage doit permettre d'atteindre la contrainte de plastification de la fibre, mais sans aller à la rupture, pour conserver de la ductilité. Enfin, une fois l'ancrage éliminé, la fibre doit pouvoir engendrer un frottement très important pour dissiper un maximum d'énergie par friction. Il faut donc veiller, à la fois, à ne pas utiliser une matrice trop peu résistante, qui ne permettrait pas un bon ancrage, ni une matrice trop résistante qui conduirait à la rupture de la fibre par un ancrage trop efficace.

## 2.2 Approche composite

L'approche par la théorie des matériaux composites fut la première utilisée pour quantifier l'action des fibres sur la résistance du matériau. Elle est obtenue, dans sa plus simple expression, en utilisant la loi des mélanges [Holister 1966] :

$$\sigma_c = \sigma_f \cdot V_f + \sigma_m \cdot (1 - V_f) \quad (1.1)$$

$\sigma_c$  résistance du composite à la première fissuration

$\sigma_f$  contrainte de traction dans la fibre au moment de la première fissuration

$V_f$  pourcentage volumique des fibres

$\sigma_m$  résistance à la traction de la matrice

Elle traduit, dans le cas d'une matrice fragile de résistance inférieure à celle des fibres, l'apport d'un pourcentage volumique de fibres alignées dans la direction de la sollicitation. Cette approche a été complétée pour prendre notamment en compte le caractère aléatoire de la répartition des fibres courtes, ainsi que leur fonctionnement [Naaman 1974 et 1987, Hannant 1978]. Ces travaux font apparaître l'importance de deux paramètres supplémentaires : le rapport  $L/d$  (élanement de la fibre) et l'adhérence fibre - matrice. Cet élanement, paramètre qui a déjà été signalé pour son influence sur la maniabilité, est relié à la surface spécifique de la fibre et donc à sa capacité à mobiliser un frottement au sein de la matrice. Ces paramètres ont été repris pour évaluer la résistance postfissuration moyenne, en traction :

$$\sigma_p = \alpha \cdot \tau_u \cdot \frac{L}{d} \cdot V_f \cdot \eta \quad (1.2)$$

$\alpha$  facteur d'orientation [Soroushian 1990a et b]

$\tau_u$  contrainte de cisaillement moyenne (supposée constante) à l'interface fibre-matrice

$L/d$  élanement de la fibre

$\eta$  facteur d'adhérence (0,5 fibre droite, 0,75 fibre déformée, 1 fibre indentée)

Cette équation ne fournit pas d'information sur les ouvertures atteintes.

Dans un article critique des approches de type matériaux composites, Soroushian [Soroushian 1987] montre que les macrofibres ne sont mobilisées que pour des déplacements importants

(de l'ordre de 30  $\mu\text{m}$ ) correspondants à une macrofissuration de la matrice. On est donc en accord avec les mécanismes cités qui indiquent que seules les microfibrilles peuvent modifier la résistance intrinsèque du matériau.

### **2.3 De la fibre au matériau**

Les travaux cités précédemment montrent qu'on a atteint une excellente connaissance de l'association fibre - matrice. On est donc en droit de croire que, en tenant compte de la répartition aléatoire des fibres et de leur orientation, il est possible de déterminer, au-delà du début de la fissuration, le comportement en traction des bétons de fibres. Cependant, si l'essai d'arrachement est un excellent moyen d'investigation, il ne prend pas en compte un certain nombre d'interactions. Ainsi, la présence de plusieurs fibres dans une même zone entraîne des effets de groupe. Ils peuvent être positifs, par un effet de confinement [Kelly 1976], ou négatifs, la microfissuration aux points d'ancrage affaiblissant la matrice. De plus, la présence des fibres et des gravillons modifie le cheminement des macrofissures, donc leur orientation par rapport aux fibres, et la longueur d'ancrage de ces dernières. De même, la ramification des fissures peut avoir pour effet qu'une même fibre pontre plusieurs fissures, ce qui modifie son ancrage. Enfin, l'anisotropie liée à la mise en oeuvre est très difficile à prévoir. Elle a pourtant une incidence directe sur le nombre de fibres pontant une fissure et sur leur longueur ancrée, donc la qualité de la couture. La tâche est donc ardue, d'autant plus si la quantité de fibres incorporée est importante. Plusieurs auteurs s'y sont néanmoins confrontés et des résultats encourageants ont récemment été obtenus dans le cas de fibres droites [Li 1993].

## **IV. PROPRIETES MECANIQUES**

On se propose d'analyser le comportement mécanique des bétons de fibres tel qu'il est rapporté dans la littérature, à la lumière des mécanismes physiques décrits ci-dessus.

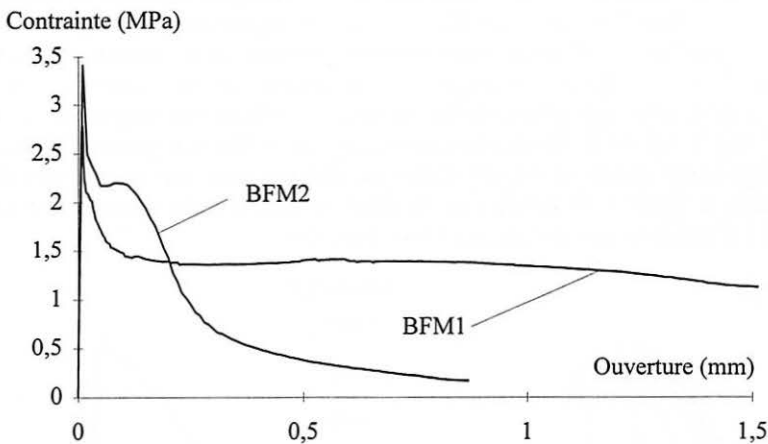
Au préalable, il convient de définir ce qu'on entend par un béton témoin lorsqu'on cherche à le comparer à un béton de fibres. La démarche généralement adoptée consiste à fabriquer un béton et à le comparer au même béton auquel on a mélangé des fibres. On conçoit donc qu'on ne compare pas, en termes de maniabilité, ni de résistance, des bétons identiques. Rossi propose donc de comparer des bétons optimisés en termes de maniabilité (donc de compacité) : on formule, d'une part, un béton témoin et, d'autre part, un béton de fibres, tous deux par la méthode Baron - Lesage en gardant la même valeur du rapport  $e/c$  et les mêmes constituants de la matrice (en nature mais pas en quantité), et on compare des bétons ayant la même maniabilité [Rossi 1991].

Dans la suite on adoptera les appellations suivantes :

- béton blanc : béton formulé suivant les règles de l'art,
- béton de fibres brut : béton fabriqué en ajoutant un certain pourcentage de fibres au béton blanc,
- béton témoin et béton de fibres optimisé : bétons formulés suivant l'approche proposée par Rossi.

## 1. Comportement en traction

Les fibres sont introduites dans le béton pour compenser la fragilité du matériau en traction par une couture de la microfissuration. Le comportement en traction des bétons de fibres est donc leur propriété centrale. En ce qui concerne le comportement en traction uniaxiale, on a souligné que les matériaux étudiés dans ce mémoire présentent pratiquement la même résistance en traction directe que les bétons seuls (blanc ou témoin). En revanche, le comportement postfissuration est fortement lié à la teneur en fibres, à leur orientation et à leur mode de fonctionnement (fig. 1.6). Des données expérimentales seront présentées au chapitre 2. Néanmoins, on peut d'ores et déjà préciser que la contrainte postfissuration n'est pas directement proportionnelle à la quantité de fibres introduite. Si on considère les bétons de fibres bruts, l'augmentation du dosage en fibres provoque une perturbation de la matrice et donc une détérioration de l'ancrage qui limite la reprise d'effort après fissuration [Bartos 1991]. Dans le cas des bétons de fibres optimisés, la matrice est adaptée suivant la quantité de fibres introduite ce qui retarde l'apparition du seuil de reprise d'effort postfissuration sans toutefois l'éliminer [Harrouche 1989]. La qualité de la matrice a une influence du même ordre que celle indiquée pour les essais d'arrachement, c'est-à-dire qu'une augmentation de sa résistance se traduit par une augmentation de l'effort repris après fissuration, mais la longueur du plateau est généralement diminuée [Katz 1991].



**Figure 1.6** - Exemples de comportement en traction uniaxiale, sur éprouvette entaillée, pour une fibre fonctionnant par ancrage de forme (BFM1 : fibres à crochets en acier tréfilé - longueur 60 mm, diamètre 0,8 mm- dosées à  $50 \text{ kg/m}^3$ ;  $f_c = 27,5 \text{ MPa}$ ) et une autre par adhérence (BFM2 : fibres rubans en fonte amorphe -longueur 30 mm, largeur 1,7 mm- dosées à  $30 \text{ kg/m}^3$ ;  $f_c = 40 \text{ MPa}$ ).

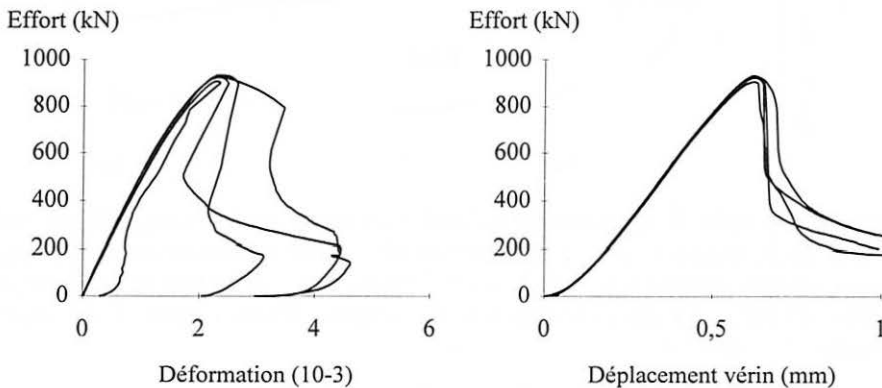
De nombreux auteurs utilisent des essais de traction "indirecte": l'essai de fendage ou l'essai dit de "module de rupture" (essai de flexion pour lequel on mesure l'effort maximum atteint). Le problème est qu'on cherche à tirer de ces essais une résistance intrinsèque à la traction, alors qu'ils intègrent un mécanisme de structure. On mesure donc, indirectement, l'effet de couture des fibres à travers une macrofissure, mais cette mesure est soumise à des effets d'échelle importants.

## 2. Comportement en compression

La résistance à la compression simple est, pour l'ingénieur concepteur, la caractéristique de base des bétons employés dans les structures. Généralement, on entend par résistance à la compression la valeur maximum de l'effort appliqué. Or, il a été montré que la localisation de la fissuration intervient avant ce pic [Benaija 1992]. On a ensuite affaire à un mécanisme de blocs, qui dépend des conditions aux limites, et on ne peut plus parler de comportement intrinsèque du matériau.

Concernant les bétons de fibres, la plupart des résultats de la littérature comparent un béton blanc à des bétons de fibres bruts et montrent une légère augmentation de l'effort maximum de compression avec la teneur en fibres (au prix d'une perte de maniabilité) [Swamy 1974b, Swamy 1975]. Cependant, si on compare un béton témoin et un béton de fibres optimisé, on observe une valeur de pic légèrement plus faible pour ce dernier mais, surtout, une valeur de l'effort à la localisation nettement plus faible [Harrouche 1989]. Ceci s'explique par une teneur en sable plus élevée de ce dernier [Féret 1892, Rossi 1989b]. Cependant, le déplacement enregistré au pic d'effort est nettement plus important que pour le béton témoin, ce qui traduit l'action de couture des fibres à travers la macrofissure : elles lient les blocs entre eux et favorisent l'engrènement.

Cette ductilité est généralement soulignée mais il faut être prudent quant à sa définition. Comme précisé plus haut, il s'agit d'un mécanisme de structure correspondant à une macrofissure localisée. Aussi, les déformations présentées dans la littérature sont-elles fictives et dépendent-elles de la base de mesure utilisée. La figure 1.7 illustre ce propos : elle montre les mesures de déformations effectuées dans la partie centrale de l'éprouvette sur une base de 100 mm (fig. 1.7a), et le déplacement du vérin (fig. 1.7b). La grande dispersion des déformations mesurées ainsi que la diminution des déformations sont dues à la localisation. Au contraire, la figure 1.7b montre une évolution monotone de la structure que constitue l'éprouvette et la presse, ainsi qu'une plus faible dispersion.



a) - Déformations mesurées à l'aide d'un extensomètre J2P [Boulay 1981] (base de 100 mm, partie centrale de l'éprouvette).

b) - Déplacement du vérin calculé à partir de la vitesse de chargement.

**Figure 1.7** - Essais de compression simple sur 4 éprouvettes carottées en BHP fibré ( $\phi$ 120 mm, h. 240 mm; 100 kg/m<sup>3</sup> de fibres d'acier à crochets : L = 30 mm, d = 0,5 mm).

Enfin, il faut rappeler l'influence de l'orientation préférentielle des fibres. Ainsi, plusieurs auteurs ont montré que les fibres orientées perpendiculairement à l'axe de la sollicitation reprennent efficacement la fissuration, alors qu'une orientation préférentielle parallèle à l'axe entraîne une baisse de l'effort maximum [Bonzel 1986, Harrouche 1989].

Des essais en compression biaxiale ont montré que le contrôle de la fissuration par les fibres apportait à la fois un gain de ductilité et une augmentation de l'effort maximal appliqué [Yin 1989, Abdull-Ahad 1989, Djebri 1992].

### **3. Module d'Young**

Cette caractéristique mécanique est aussi importante que les précédentes car elle conditionne la rigidité des structures. En comparant un béton blanc à des bétons de fibres bruts, on note une légère augmentation du module avec la teneur en fibres qui peut s'expliquer à l'aide de la loi des mélanges [Swamy 1975, Alkhairi 1992, Alwan 1994]. Quant au béton de fibres optimisé, le sable induit une baisse de module par rapport au béton témoin.

### **4. Comportement au cisaillement**

L'application d'un cisaillement à une éprouvette en béton, matériau élastique fragile en traction, a pour effet d'engendrer des contraintes principales de traction, ce qui entraîne la rupture. La différence entre la résistance au cisaillement et la résistance en traction directe est donc liée à un effet de structure et de conditions aux limites [Van Mier 1991]. Concernant les bétons de fibres, on aura donc, avant macrofissuration, la même évolution du comportement que pour la traction.

Après macrofissuration, il faut distinguer le mode d'application du cisaillement et les conditions aux limites. Ainsi, si on considère une poutre soumise à l'effort tranchant, la fissure se propage principalement en mode I (déplacement normal des lèvres de fissure) dans l'âme et le comportement doit être directement relié au comportement postfissuration en traction uniaxiale. En revanche, si on considère un bloc de béton dans une boîte de Casagrande, la macrofissure, apparue en mode I, évolue principalement en mode II (déplacement tangentiel des lèvres de fissure), ce qui entraîne un fort engrènement et mobilise l'effet de goujon des fibres.

Le comportement à l'effort tranchant de poutres en béton de fibres fait l'objet du chapitre 4. De nombreux essais de "cisaillement direct" ont été réalisés sur des blocs ou des consoles [Serna-Ros 1984, Walraven 1986, Swamy 1987, Tan 1990, Valle 1993]. Ils ont montré que les fibres apportent une meilleure ductilité et une augmentation de l'effort maximum par rapport au béton seul. Lorsqu'elles sont combinées avec des armatures transversales, les fibres améliorent la ductilité mais pas la capacité portante. Ceci peut s'expliquer par un transfert de l'effort repris par les fibres vers les armatures, lorsque l'ouverture de fissure augmente. De plus, ces travaux n'ont pas permis de quantifier l'apport des fibres par rapport à celui de l'engrènement.

## **V. AUTRES PROPRIETES**

### **1. Fluage**

Le fluage du matériau engendre une redistribution des efforts au sein d'une structure. Les mécanismes qui en sont à l'origine portent toujours à controverse [Neville 1981, Acker 1988, Guénot 1995] et sont liés à la matrice. Les chargements appliqués étant généralement faibles (de l'ordre de 30% de la résistance au jour d'application de la charge), les macrofibres n'ont pas à jouer leur rôle de couture. Le fluage a été relativement peu étudié dans le cas des bétons de fibres bruts, mais les essais réalisés montrent en effet peu de différence avec un béton blanc [Adams 1975, Dehousse 1975]. Dans le cas d'un béton optimisé avec une forte teneur en fibres, il est probable que l'augmentation de la quantité de pâte provoque une augmentation du fluage.

### **2. Fatigue**

La majorité des essais réalisés à ce jour, et cette thèse n'échappe pas à la règle, a concerné des chargements monotones. Ces essais permettent de comprendre, de modéliser et de quantifier l'apport des fibres mais ne correspondent pas au chargement réel d'un ouvrage. En effet, une dalle, par exemple, est soumise à des chargements constants (stockage) sur de longues périodes; une poutre de pont est soumise à des chargements variables en fonction du trafic. On ne s'intéresse pas dans ce paragraphe au cas particulier des séismes qui est évoqué plus loin.

Deux types d'essais doivent donc être réalisés pour étudier ce comportement. Le premier peut être qualifié d'essai de "fatigue statique" et est lié aux phénomènes visqueux : on maintient une charge constante sur un élément de structure. Seuls des essais sur poutres et sur anneaux ont été réalisés [Nürnberggerova 1992]. Ils ont montré un bon comportement des bétons de fibres, qu'on peut attribuer à la capacité des fibres à contrôler une fissuration même fine. Cependant, on peut regretter qu'aucun essai n'ait encore été réalisé sur des éléments de structure préfissurés. Le second type d'essais concerne les chargements cycliques à basse fréquence et à charges modérées. Comme pour le comportement au cisaillement, les fibres améliorent nettement la ductilité des structures mais, en présence d'armatures, elles modifient peu la capacité portante [Batson 1972, Morris 1981, Le Roy 1986, Otter 1986, Ramakrishnan 1987, Johnston 1991, Kwak 1991].

### **3. Comportement dynamique**

On a vu au paragraphe III que l'arrachement d'une fibre pouvait dissiper une importante énergie. Cette propriété a conduit les chercheurs à étudier le comportement des bétons de fibres soumis à un chargement dynamique. La gamme des chargements dynamiques est très vaste [Toutlemonde 1995]. On peut en distinguer deux catégories : les séismes et les chocs (mous ou durs). Les deux types d'action ont été étudiés et ont montré une augmentation de l'énergie dissipée grâce aux fibres.

En ce qui concerne les simulations de séismes, on retrouve des résultats du même ordre que pour les chargements cycliques évoqués plus haut [Lakshmiathy 1986, Jindal 1987, Del Toro 1988, La Borderie 1991, Katzensteiner 1992, Tang 1992]. On peut néanmoins souligner un meilleur comportement des noeuds de rive par rapport aux noeuds courants, car ceux-ci sont plus durement sollicités par les chargements combinant cisaillement et flexion. L'intérêt des

fibres est ici de remplacer tout ou partie des étriers ce qui diminuerait la main d'oeuvre et faciliterait le bétonnage.

En ce qui concerne les chocs, on peut distinguer les essais de perforation des essais de soufflage ou de choc mou. Dans tous les cas, on observe une nette augmentation de l'énergie dissipée et de l'effort maximum appliqué [Naaman 1984, Reinhardt 1986, Razani 1988, Bailly 1990 et 1991, Mindess 1993, Gambarova 1994] par rapport à un béton blanc. Bailly suggère que cette augmentation reflète un mécanisme de structure (multifissuration) couplé à une augmentation de l'énergie dissipée lors de l'arrachement dynamique d'une fibre. Dans le cas d'une combinaison de fibres avec des armatures traditionnelles, on observe une augmentation importante du pic d'effort notamment avec un BHP.

#### **4. Retrait**

Le retrait, ou plutôt les retraites du béton sont à l'origine d'une fissuration qui peut être importante. On entend par retrait les déformations d'origine thermique ou hydrique du béton. Acker propose trois mécanismes élémentaires (autodessiccation conséquence de la contraction le Châtelier, dessiccation, chaleur d'hydratation) pour décrire les différents retraites (endogène, hydrique, thermique) [Acker 1992]. Ces phénomènes sont donc dus à la pâte de ciment, et leurs conséquences dépendent des conditions aux limites mais aussi du squelette granulaire.

De nombreux essais ont été réalisés mais il faut les étudier avec précaution. En effet, on compare généralement un béton blanc et des bétons de fibres. La compacité n'étant pas optimisée, la teneur en air peut être très différente. Ceci explique des résultats souvent contradictoires d'un article à l'autre. Il demeure que les fibres semblent avoir peu d'influence sur l'amplitude des retraites, mais qu'en revanche elles améliorent la répartition de la fissuration dans le cas de retraites empêchés [El Hachem 1990, Granju 1991, Kovler 1993].

En ce qui concerne l'amplitude des retraites, il est plus efficace de travailler sur la composition de la pâte. On a ainsi récemment obtenu des bétons à très faible retrait [de Larrard 1995]. Il faut souligner que dans le cas du retrait dit "plastique" (dessiccation prématurée en surface), l'addition de fibres synthétiques limite la fissuration. Mais le même résultat peut aussi être obtenu par une bonne cure.

#### **5. Durabilité**

Le maître d'ouvrage souhaite, bien évidemment, être assuré de la pérennité de la construction. En ce qui concerne les fibres métalliques, le problème principal est la corrosion. Des essais ont été menés en laboratoire et sur site, sur des blocs sains ou fissurés [Hannant 1975, Mangat 1987, Kosa 1991, Hara 1992, Grzybowski 1993]. La détérioration observée dépend du milieu extérieur mais aussi de l'ouverture initiale des fissures. Ainsi lors du resurfaçage d'une autoroute au Québec, on a pu observer l'absence de corrosion des fibres d'acier dans les fissures d'ouverture inférieures à 0,3 mm, après 8 années de service, et malgré l'utilisation de sels de déverglacage [Chanvillard 1994a]. Enfin, les fibres affleurant à la surface se corrodent rapidement, ce qui nuit à l'aspect des parements et est particulièrement néfaste pour les applications en bâtiment, même si la rouille ne se propage pas en profondeur. Afin de remédier partiellement à ces problèmes, on peut utiliser des fibres traitées contre la corrosion.

## 6. Résistance au feu

Le bâtiment semble pouvoir fournir un large champ d'applications des bétons de fibres car il utilise des éléments préfabriqués peu ferrailés. La tenue au feu des éléments de structure est alors une des préoccupations majeures. A priori, le fait que les fibres soient courtes et apportent un renforcement discontinu doit permettre une bonne tenue au feu grâce au pouvoir isolant du béton. Cependant la question reste entière en ce qui concerne les sections fissurées. Peu d'essais ont été réalisés concernant ces problèmes, mais les bétons de fibres semblent montrer un comportement satisfaisant [Kamal 1992, Sarvaranta 1994, Kodur 1995].

## VI. UTILISATIONS DANS LES STRUCTURES

Les premières applications industrielles des BFM se sont imposées pour des raisons technologiques. Une deuxième famille d'applications, qui est le produit de réflexions et de modélisations rendues possibles par la recherche, commence à apparaître.

Dans la première catégorie, on trouve généralement des structures peu sollicitées : les dallages industriels, le béton projeté, les pieux forés et certains produits préfabriqués. Les dallages industriels consomment la majeure partie des fibres métalliques utilisées à travers le monde. Les fibres se sont imposées à la place d'un treillis soudé forfaitaire, souvent mal posé et gênant la mise en oeuvre. Dans le même type d'applications, on peut citer les voies de roulement des aéroports ainsi que les réparations de chaussées ou de trottoirs [Wu 1987, Granju 1992]. Dans le cas de voies de roulement hautement sollicitées en fatigue, on n'hésite pas à utiliser des quantités élevées de fibres [Mc Gregor 1995].

Pour le béton projeté en tunnel, la technique traditionnelle consiste à mettre en place un treillis dont la pose est longue et coûteuse [Morgan 1984]. De plus, les armatures créent une "ombre" lors de la mise en place du béton et génère des "hors profils" qui augmentent la quantité de béton à mettre en place. Le béton de fibres projeté permet donc, à la fois, une économie de temps et de main d'oeuvre, mais aussi un gain de qualité du renfort [Vandewalle 1990]. On retrouve les mêmes types de justification pour l'emploi des fibres dans la fabrication des pieux forés à la tarière creuse [Lamotte 1988, Vincent 1990, Berthelot 1994]. En effet, il est difficile de descendre des cages d'armatures dans un pieu de grande profondeur et cela prend du temps. L'emploi dans les produits préfabriqués se justifie lui aussi par une facilité de mise en oeuvre par rapport à la solution en béton armé. Parmi les applications, on peut citer les abris de transformateurs. Dans le cas des coffres-forts ou des conteneurs de déchets radioactifs, on fait appel, en plus, aux qualités de contrôle de la fissuration [Pech 1992]. Parmi les applications en bâtiment, on peut citer les panneaux de façade.

La deuxième catégorie de produits est en plein développement. Citons par exemple les dalles champignons [Destrée 1995]. Ces dalles, en appui sur des pieux, sont dimensionnées pour reprendre une sollicitation de flexion supérieure à la sollicitation de fissuration. On a donc affaire à un véritable élément de structure indépendant du sol. Il en est de même des dalles de ponts mixtes [Jaeger 1995]. Les voussoirs préfabriqués de tunnel sont une autre application prometteuse. Des réalisations ont déjà eu lieu en Italie et en Angleterre [Moyson 1994, Wallis 1994], ainsi que des essais en France [Casanova 1995a]. Les fibres paraissent particulièrement adaptées pour remplacer les ferrailages tridimensionnels complexes. Dans le cas des tunnels, on est parvenu à une optimisation du creusement qui met en avant l'intérêt des fibres [Sakai

1995]. On a en effet conçu un tunnelier qui coule le béton de fibres sous pression à l'avancement, le tunnelier servant de coffrage glissant, ce qui permet de diminuer le temps de fabrication et d'augmenter la sécurité.

Un nombre important de recherches ont été effectuées sur des éléments de structure. Des poutres ont ainsi été testées en flexion, à l'effort tranchant et en torsion. Des poteaux ont été testés en flexion composée [Al-Shaikh 1992, Alsayed 1992] et les fibres apparaissent comme un complément utile des cerces pour les poteaux en béton à hautes performances car elles assurent une ductilité supplémentaire. Comme indiqué au paragraphe "Comportement dynamique", un effort de recherche important a été effectué sur les noeuds d'ossature et a montré l'amélioration du comportement sous chargement alterné. On peut citer le développement d'une méthode de calcul par éléments finis qui permettra le dimensionnement aux chocs des conteneurs à haute intégrité dont l'objectif est l'entreposage de déchets à longue durée de vie [Sercombe 1995].

## VII. CONCLUSION

Le principal intérêt des BFM est leur capacité à se mettre en oeuvre comme un béton ordinaire ce qui permet un gain de temps, et souvent de qualité, par rapport à une solution traditionnelle. Il apparaît cependant un manque de quantification des caractéristiques mécaniques en fonction du type et de la quantité de fibres. Il n'existe pas, à proprement parler, de règles de dimensionnement des structures construites en béton de fibres. En fait, il existe des principes de calcul des dallages industriels et des pieux forés, mais ils sont basés sur une caractéristique, le pic en traction par flexion, sur laquelle les fibres n'interviennent pas pour les faibles dosages utilisés. Dans le cas des bétons projetés, en tunnel, la SNCF a adopté une approche pragmatique qui consiste à comparer les solutions béton armé et béton de fibres sur la base d'un essai de poinçonnement et de l'énergie qu'il dissipe. Cependant, si on veut un jour passer d'un chemisage provisoire à un revêtement définitif, il est nécessaire de pouvoir le dimensionner.

On a noté que les quantités de fibres étudiées dans ce mémoire (qui incluent celles utilisées industriellement) ne permettent pas une amélioration intrinsèque du matériau, mais apportent une amélioration du comportement structural, grâce au contrôle de la macrofissuration. L'emploi de ces matériaux dans les structures doit donc s'accompagner d'une caractérisation du comportement après fissuration, ainsi que d'une modélisation des éléments de structure fissurés. Cette démarche n'a été appliquée que récemment [Zahn 1991, Stang 1991, Glavind 1994, Schneider 1994] et on se propose de la développer dans le cadre de ce travail, en l'appliquant à l'étude du comportement de poutres.

## 2. Comportement postfissuration en traction

### Résumé

Les BFM étudiés dans ce mémoire contiennent des fibres métalliques longues (de 30 à 60 mm) en dosage limité (de 0,4 à 1,25 % en volume). L'action des fibres sur le comportement mécanique n'intervient donc qu'après localisation des macrofissures. On propose de caractériser cette action par un essai de traction uniaxiale sur éprouvette entaillée. Cet essai fournit une relation effort - ouverture de fissure dont on vérifiera, aux chapitres suivants, qu'elle permet le calcul prédictif du comportement d'éléments de structures.

Après une présentation de l'essai et de ses limites, on donne des exemples de résultats pour divers BFM. L'influence de certains paramètres tels que la nature des fibres, leur géométrie, l'anisotropie de répartition induite par la mise en oeuvre est mise en évidence. Ces effets militent en faveur de l'établissement d'une carte d'identité du matériau en fonction de sa composition et de sa mise en oeuvre. On propose ainsi une procédure d'exploitation qui conduit à la détermination d'un diagramme caractéristique (tenant compte de la dispersion des essais) qui peut être utilisé pour le dimensionnement d'une structure. On précise qu'il est nécessaire de carotter les éprouvettes dans des massifs représentatifs de l'application visée afin de prendre en compte l'influence de la mise en oeuvre. Pour se placer dans des conditions proches du chargement en place, le prélèvement des éprouvettes doit s'effectuer dans la direction des sollicitations principales.

## I. QUEL ESSAI POUR QUEL OBJECTIF ?

Le calcul de structures en BFM nécessite la détermination de la "loi de comportement", supposée intrinsèque, du matériau. Comme il a été précisé au chapitre 1, les macrofibres, dans la plage des quantités utilisées dans cette étude, modifient principalement le comportement **après fissuration**. Il a de plus été souligné que le comportement en traction permet d'expliquer, au moins qualitativement, les résultats expérimentaux observés à partir d'autres sollicitations. Malheureusement, il n'existe pas aujourd'hui de modèle théorique permettant de prévoir, à partir de la composition du matériau, le comportement du béton de fibres après fissuration en traction.

Plusieurs méthodes expérimentales ont donc été développées pour quantifier l'action des fibres sur le contrôle de la fissuration. Ce sont les essais de fendage et de module de rupture (qui ne donnent accès qu'à une valeur pic qualifiée de "résistance"), l'essai de flexion (avec mesure de la flèche et du comportement postfissuration) et l'essai de traction uniaxiale. Cependant, la plupart de ces essais ne permettent pas de déterminer un comportement intrinsèque du matériau. En effet, les résultats dépendent généralement de la taille des éprouvettes et font intervenir des effets structuraux qu'il est difficile d'analyser en terme de comportement en traction.

Il est important de rappeler ici l'influence de la mise en oeuvre sur l'anisotropie et l'homogénéité du matériau, donc sur ses caractéristiques mécaniques et leur dispersion. Si, à l'origine, les fibres ont été introduites dans le béton pour en assurer un renforcement homogène, la réalité est différente. Il est donc indispensable, dans l'optique d'un calcul de structure, de caractériser le matériau in situ dans les directions principales de sollicitations.

### 1. Fendage et module de rupture

Les essais les plus couramment utilisés pour caractériser le comportement en traction du béton sont les essais de fendage et de module de rupture (essai de flexion 3 points, piloté en effort). Ils sont appréciés en raison de leur simplicité d'exécution mais génèrent des sollicitations hétérogènes qui provoquent des effets d'échelle importants (effet de gradient). On a vu au chapitre 1, qu'en présence de fibres, la couture des macrofissures pouvait augmenter la valeur de l'effort maximum appliqué, par l'intermédiaire d'un effet de structure.

Dans le cas de l'*essai de fendage*, la localisation est perçue par l'émission d'un bruit. Le tableau 2.1 montre que l'effort maximum atteint, dans le cas d'un béton de fibres particulier, est supérieur à l'effort de fissuration. Or, l'interprétation des résultats de l'essai de fendage en terme de résistance en traction directe est basée sur les hypothèses de la mécanique des milieux continus. Il est donc discutable de convertir l'effort maximum mesuré en une résistance à la traction directe du matériau.

<b>Effort de fissuration (kN)</b>	484	510	495	510	450	?
<b>Effort maximum (kN)</b>	618	744	707	675	628	648

Tableau 2.1 - Essais de fendage sur éprouvettes 16 x 32 cm. BHP fibré (résistance moyenne à la compression de 90 MPa, 100 kg de fibres en acier à crochets). L'effort de fissuration est noté à l'instant où on capte l'émission d'un bruit caractéristique.

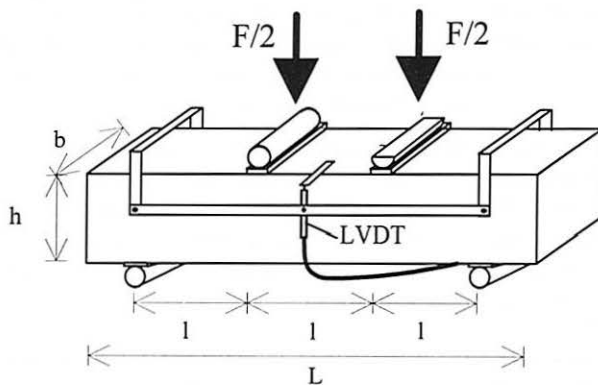
En utilisant un dosage suffisant en fibres, la propagation d'une macrofissure intervient avant le pic d'effort lors d'un essai de *module de rupture*. Cependant, une fois encore, on interprète cette valeur d'effort en terme de résistance à la traction en considérant le prisme comme élastique.

Malgré leur caractère non intrinsèque, ces valeurs de résistance sont utilisées par certains auteurs pour déterminer des relations empiriques de prévision du comportement de poutres [Swamy 1985, Sharma 1986, Narayanan M. 1987, Ashour 1992]. On est en droit de s'interroger sur la validité de ces relations à des échelles différentes en raison de l'hétérogénéité du champ de contraintes pour les deux essais présentés. De plus, cette valeur unique de résistance n'est pas reliée à une ouverture de fissure. Or, d'une part, un essai de traction montre que la résistance évolue avec l'ouverture et, d'autre part, la durabilité d'un ouvrage est fortement liée à l'ouverture des fissures qu'il présente. Enfin, rappelons qu'il faudrait réaliser ces essais sur des éprouvettes prélevées in situ, ce qui n'est pas le cas aujourd'hui.

En ce qui concerne la résistance de la matrice en traction, seul un essai de traction directe assure un champ de contraintes homogène. Pour les bétons étudiés dans ce travail, cette caractéristique est correctement approchée par les formules réglementaires (BAEL pour le béton ordinaire, AFREM pour le BHP) à partir de l'essai de compression simple [Harrouche 1989]. Cependant il peut s'avérer nécessaire d'effectuer des essais lorsque le béton utilisé est particulier (béton projeté, compacté ...).

## 2. Essai de flexion

Les essais de fendage et de module de rupture mettent en évidence l'apport des fibres mais ne permettent pas de déterminer une loi de comportement utilisable pour un calcul de structure. Pour l'obtenir, il est nécessaire d'effectuer un **essai contrôlé en déplacement** et de mesurer l'évolution de la fissuration en fonction de la sollicitation. L'essai de loin le plus utilisé est l'essai de flexion 4 points sur prisme (fig. 2.1) [ASTM C1018, JSCE 1984, NF P 18-409].



**Figure 2.1** - Essai de flexion 4 points sur prisme. Mesure de la flèche par un extensomètre permettant de s'affranchir des déformations de la presse et aux appuis.

Cet essai est généralement interprété en termes d'indices de ténacité, indices qui sont définis comme le rapport des énergies dissipées sur différents intervalles de flèche. L'essai fournit un

bon moyen de comparaison entre bétons de fibres mais il est soumis à des effets d'échelle tant sur le gradient des contraintes axiales que sur l'ouverture de fissure. Une deuxième étape consiste à déterminer une loi "équivalente" de comportement en traction du matériau. Pour ce faire, on cherche une loi de comportement élastoplastique, en traction, dissipant, sur un intervalle de variation de flèche donné, la même énergie que l'essai de flexion (voir, par exemple, [Paillère 1993]). On verra au chapitre 3 que cette démarche peut conduire à des lois de comportement en traction erronées et, en tout cas, non intrinsèques comme précisé au paragraphe précédent. De plus, on raisonne généralement en déformation de la zone en traction alors que la réalité correspond à une ouverture de fissure. Enfin, il est souvent mis en avant la simplicité de réalisation de l'essai. En fait, il a été montré que de nombreuses précautions devaient être prises pour effectuer un essai de qualité [Mindess 1994]. De plus, suivant ces normes, les prismes sont coulés dans des moules à leurs dimensions, et ne sont donc pas toujours représentatifs du béton de la structure.

Malgré tout cet essai, à condition de redéfinir la géométrie de l'éprouvette ainsi que son mode de fabrication, peut être un outil de caractérisation efficace pour des applications bien précises comme le dallage industriel [Bernier 1991, Schneider 1994].

### 3. Essai de traction uniaxiale

L'essai le mieux adapté à l'obtention d'une loi de comportement utilisable pour les calculs d'éléments de structure est donc, tout simplement, l'essai de traction uniaxiale. Cet essai, lorsqu'il est piloté en déplacement, fournit en effet directement l'évolution de la résistance d'une section fissurée en fonction de l'ouverture de fissure. Plusieurs configurations sont utilisées dans le petit nombre de travaux où il est employé. Afin de mesurer l'ouverture de fissure, il est nécessaire de connaître la zone d'apparition de la macrofissure. De plus, pour s'assurer d'un bon fonctionnement des fibres, il est nécessaire que la fissure n'apparaisse pas trop près du bord de l'éprouvette. Deux solutions sont donc utilisées : entailler les éprouvettes dans la section médiane [Harrouche 1989, Stang 1991], ou fabriquer des éprouvettes de section variable avec une zone centrale réduite (fig. 2.2) [Mansur 1986, Lim 1987a, Zahn 1991, Casanova 1992]. Cette deuxième solution a l'avantage, si la géométrie est correctement choisie, d'aboutir à un champ homogène des contraintes, qui permet de mesurer la résistance à la traction du matériau. Cependant, on ne maîtrise pas la zone de localisation, ce qui conduit généralement à une dissymétrie de chargement et à un faciès de rupture complexe, qui rend difficile l'interprétation en terme de contrainte équivalente. De plus, la fabrication de ces éprouvettes par usinage est très complexe et le coulage dans des moules spéciaux peut générer une orientation préférentielle des fibres.

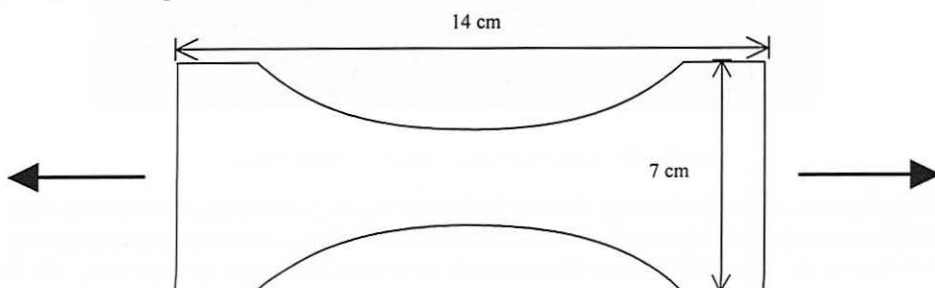


Figure 2.2 - Epreuve de section variable (traction uniaxiale, [Casanova 1992]).

On a donc choisi dans ce travail d'utiliser des éprouvettes carottées et entaillées, qui permettent de mieux contrôler la géométrie de la macrofissuration. En revanche, la présence d'une entaille provoque une concentration de contraintes qui induit une sous-estimation systématique de la résistance du matériau à la traction directe (c'est-à-dire avant fissuration). Pour connaître la résistance en traction directe, il est donc nécessaire d'effectuer un essai supplémentaire sur une éprouvette non entaillée.

## II. ESSAI DE TRACTION UNIAXIALE SUR EPROUVETTE ENTAILLEE

L'essai présenté ici est né de deux études menées sous l'impulsion de P. Rossi. La première a porté sur l'étude du comportement postfissuration en traction des bétons de fibres à l'aide d'essais sur des éprouvettes parallélépipédiques entaillées [Harrouche 1989]. La deuxième a concerné l'étude du matériau béton sous sollicitations dynamiques et a nécessité la mise au point d'un essai de traction directe très fiable [Toutlemonde 1994] sur des éprouvettes carottées, donc cylindriques. La mise au point de ces essais a été effectuée par F. Le Maou et leur extension à l'étude des bétons de fibres par l'intermédiaire d'éprouvettes carottées et entaillées a débuté en 1992 par la réalisation d'essais sur des éprouvettes de petit diamètre [Nogues 1992, Le Maou 1994]. Les essais réalisés au cours de cette thèse ont permis à la fois de développer le procédé, d'en étudier les limites, et de définir une procédure d'exploitation.

### 1. Présentation de l'essai

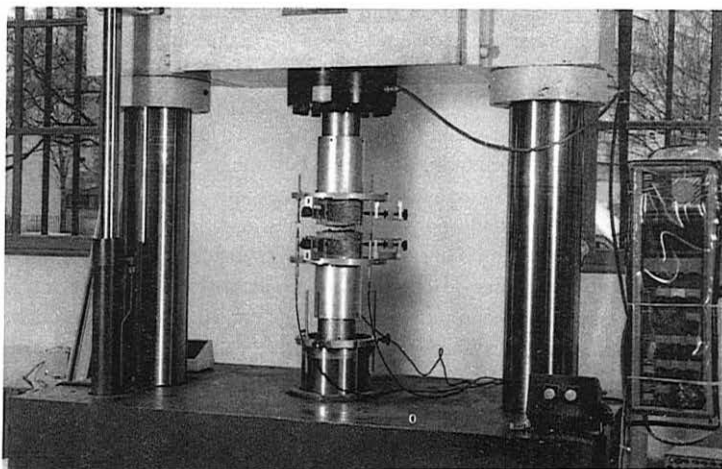


Figure 2.3 - Essai de traction sur éprouvette entaillée.

Comme précisé en introduction, il paraît indispensable de caractériser le matériau à l'aide d'éprouvettes qui ont été carottées dans un massif caractéristique, en termes de géométrie et de fabrication, de l'application visée. Par exemple, pour une application de type pieu foré, la commission de l'AFREM préconise de couler un pieu de 60 cm de diamètre et d'y découper des tranches pour le prélèvement de carottes. De plus, en fonction de la géométrie de la pièce

à réaliser et de son mode de fabrication, il peut être nécessaire d'effectuer ces carottages suivant plusieurs directions. Ainsi, dans le cas du béton projeté, on fabrique des caisses (60 x 60 x 15 cm) dans lesquelles on carotte perpendiculairement à l'axe de projection, dans deux directions orthogonales.

L'essai est donc réalisé sur des éprouvettes cylindriques sollicitées en traction par l'intermédiaire de casques, collés, de même diamètre que le corps d'éprouve [Rossi 1994b, Toutlemonde 1994] (fig. 2.3). L'essai de traction est réputé difficile à réaliser car il demande à la fois un matériel performant et des précautions expérimentales. Néanmoins les progrès réalisés par les fabricants de presses permettent aujourd'hui de piloter finement les essais à partir d'une consigne externe.

La condition sine qua non de la réalisation d'essais de qualité est l'obtention d'un champ de contraintes homogène. Ceci dépend principalement de trois paramètres :

- homogénéité de l'effort transmis à l'éprouvette par l'intermédiaire des casques :

Elle est obtenue en utilisant des casques de même diamètre que l'éprouvette. Leur longueur (au moins 1,5 fois le diamètre) a été calculée par éléments finis de sorte que l'effort transmis par le filetage en tête de casque soit diffusé de manière uniforme au niveau de la face collée de l'éprouvette. Les casques sont constitués d'un alliage d'aluminium de rapport E/ $\nu$  (module d'Young/coefficient de Poisson) proche de celui du béton pour limiter l'écart entre les déformations transversales.

- limitation de toute flexion parasite :

Il s'agit avant tout d'assurer un centrage aussi bon que possible (les écarts sont principalement dus à une différence de diamètre entre l'éprouvette carotée et le casque usé par le nettoyage). L'élançement optimal des éprouvettes est 1 [Hordijk 1987] car il permet, d'une part, de limiter les effets de la flexion (qui augmentent avec la hauteur de l'éprouvette) et, d'autre part, d'assurer une bonne homogénéité du champ de contraintes. Cependant, pour l'étude du comportement postfissuration, une entaille est réalisée à mi-hauteur afin d'imposer la zone de localisation et d'assurer la symétrie du chargement. Il faut s'assurer qu'une fibre traversant la fissure puisse mobiliser la totalité de son ancrage, ce qui donne, pour la hauteur, une borne inférieure égale à 2 fois la longueur de la fibre. Enfin, la fixation des casques à la presse doit être rigide, car on a montré que la présence de rotules amplifie la flexion et diminue la résistance mécanique [Hordijk 1987, Harrouche 1989].

- qualité du collage :

Le collage est effectué en place, à l'aide d'une colle rapide méthyl-métacrylate à deux composants (®ÜLS). De consistance pâteuse, elle est étalée sur les faces de l'éprouvette préalablement dégraissées, et l'ensemble casques + éprouvette est mis en compression (contrainte d'environ 0,5 MPa). La colle durcit en 15 minutes et atteint alors une résistance en traction supérieure à 15 MPa. Son module d'Young est de l'ordre de 1 GPa.

L'essai de traction uniaxiale sur éprouvette entaillée permet d'accéder à une relation effort-ouverture de l'entaille. La mesure de l'ouverture moyenne de l'entaille est effectuée à l'aide d'un extensomètre ®J2P [Boulay 1981] constitué de 3 capteurs de déplacement (LVDT) disposés à 120° et supportés par des couronnes en aluminium en appui ponctuel sur l'éprouvette par l'intermédiaire de têtes élastiques (fig. 2.4). Ces 3 capteurs permettent de

mesurer une éventuelle flexion de l'éprouvette. L'extensomètre est placé dans la zone centrale de l'éprouvette symétriquement par rapport à l'entaille. La base de mesure est choisie en fonction de la longueur de la fibre. Lorsque des fibres, fonctionnant par ancrage, sont inclinées par rapport à l'axe de l'éprouvette, elles peuvent provoquer une fissuration de peau indésirable. On préconise donc une base de mesure au moins égale à 1,5 fois la longueur de la fibre. Toutefois cette base de mesure ne doit pas être trop grande pour éviter un phénomène de "snap back" (relaxation des déformations élastiques qui conduit à une diminution du déplacement total mesuré). Le pilotage de l'essai est réalisé par un asservissement externe sur la vitesse d'ouverture moyenne de l'entaille (moyenne des trois LVDT). Cette vitesse est adaptée en fonction de la base de mesure pour assurer jusqu'au pic une vitesse d'évolution de la contrainte moyenne de 0,05 MPa/s, conformément à la norme sur l'essai de fendage [NF P 18 408]. La vitesse est ensuite augmentée par paliers en fonction de l'ouverture mesurée.

Le décollement de l'éprouvette intervient par simple cisaillement à l'aide d'un marteau.

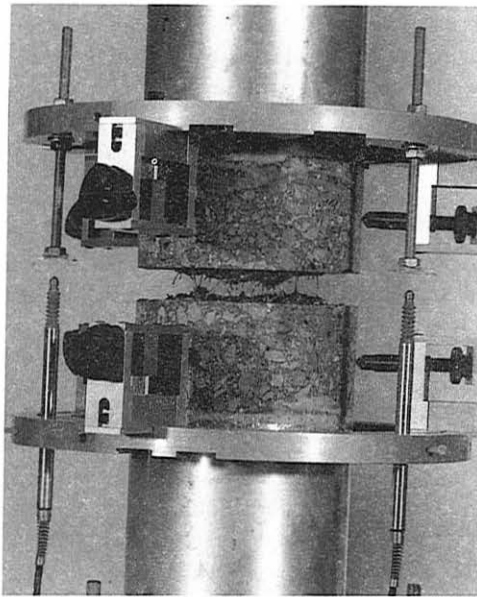


Figure 2.4 - Mesure de l'ouverture moyenne.

## 2. Limites de l'essai

### 2.1 Flexion

La phase de localisation et de propagation de la macrofissure à travers l'entaille génère une flexion de l'éprouvette qu'on ne peut éviter malgré les précautions prises lors de la préparation [Vervuurt 1994]. Comme le montre la figure 2.5, cette flexion se traduit par la divergence des mesures données par chacun des trois capteurs de déplacement. Une fois la fissure bien localisée, les mesures fournies par les trois capteurs évoluent suivant une pente semblable. Cependant, on conserve une ouverture angulaire non nulle du plan de la fissure, mesurée par l'écart entre les capteurs. On n'obtient donc pas rigoureusement une ouverture constante.

Harrouche a montré qu'une rotation importante entraînait une sous-estimation du comportement du matériau [Harrouche 1989]. Elle y remédie en plaçant des barres rigides en parallèle à ses éprouvettes. Ce système s'avère efficace, mais lourd. De plus, dans le cas présent, les écarts mesurés sont faibles, ce qui limite leur effet. En revanche, il est clair que l'ouverture mesurée avant que les trois capteurs ne donnent des valeurs positives du déplacement, avec des évolutions parallèles comme sur la fig. 2.5, ne correspond pas à une sollicitation en traction, mais traduit la flexion de l'éprouvette.

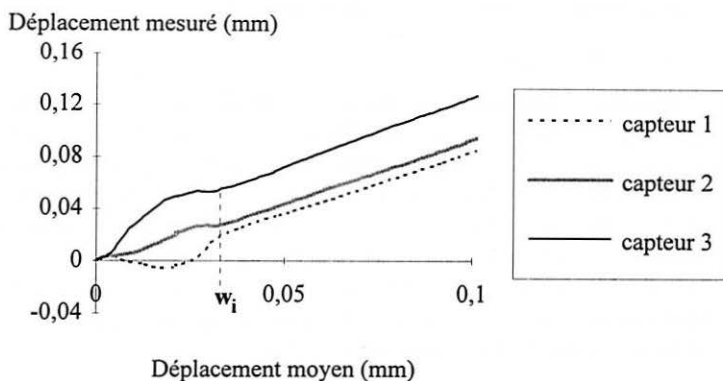


Figure 2.5 - Mise en évidence d'une flexion lors de la propagation de la fissure

## 2.2 Localisation de la fissure

En toute rigueur, l'extensomètre fournit une mesure moyenne des déplacements de part et d'autre de l'entaille. Il intègre les déformations jusqu'au pic d'effort, puis moyenne une ouverture de fissure en flexion lors de la propagation. Après la propagation, il mesure l'écartement des deux moitiés de l'éprouvette. Si la fissure principale se situe en gros dans le plan de l'entaille, des fissures locales peuvent apparaître en parallèle. Néanmoins, ces fissures restent en général marginales, par leur nombre et par leur ouverture, comme on peut le vérifier après ouverture de l'éprouvette. En négligeant leur effet, on assimilera le déplacement moyen mesuré à une ouverture de fissure.

La mesure de l'ouverture ( $w_t$ ) s'effectue sur une base de longueur  $L_b$  : elle intègre donc les déformations élastiques. On propose, lors de l'exploitation, de soustraire à la valeur d'ouverture mesurée, un déplacement élastique calculé en fonction de la contrainte  $\sigma$  :

$$w = w_t - w_e \text{ où } w_e = \frac{\sigma}{E} \cdot L_b \quad (2.1)$$

## 2.3 Exploitation de la mesure de l'effort

Il est nécessaire de rapporter l'effort mesuré à une surface "active" si on veut pouvoir utiliser les résultats d'essais dans les calculs de structures. Il est difficile de mesurer la surface de rupture, car elle peut être perturbée à cause de la présence de "paquets" de fibres ou de gros granulats. Cette surface intervient quantitativement vis-à-vis de l'énergie dissipée lors de la propagation de fissure. Une fois la fissure propagée, son faciès détermine les conditions d'ancrage des fibres, donc leur réponse. Ainsi, lorsque le plan de rupture présente un cône,

l'énergie totale dissipée au cours de l'essai est généralement plus faible, pour un même nombre de fibres, que pour un plan régulier. Dans la plupart des cas, une entaille suffisante assure une surface de rupture peu perturbée, et l'effort mesuré peut être ramené à l'aire de la section entaillée, ce qui permet de définir une "contrainte normale apparente" perpendiculairement à la section fissurée. On peut noter qu'en moyenne les faciès de rupture de plus de 150 essais de traction, d'une part, et de 50 essais de flexion ou d'effort tranchant, d'autre part, sont comparables. *Par abus de langage, on désignera donc, dans la suite, par **contrainte** le rapport entre l'effort mesuré et l'aire de la section entaillée.*

## 2.4 Profondeur d'entaille

Le rôle de l'entaille est de concentrer les contraintes afin d'initier la fissuration. Plus l'entaille est fine et profonde, plus la concentration de contraintes est importante. Une faible entaille serait suffisante pour un matériau homogène. Mais, du fait de l'hétérogénéité du béton, il a été nécessaire d'étudier expérimentalement l'influence de la profondeur d'entaille. On se trouve confronté à la nécessité d'un compromis entre, d'une part, la conservation d'une aire importante pour assurer la représentativité de l'essai et, d'autre part, l'assurance de la création d'un plan de rupture avec un minimum d'effets parasites. Les facteurs influençant ce dernier point sont : l'endommagement lié au carottage, la taille du plus gros granulats, ainsi que la taille, l'orientation, et le mode de fonctionnement des fibres.

On a abouti aux constatations empiriques suivantes pour une épaisseur d'entaille (trait de scie) de 2 mm. Dans la majorité des cas, une profondeur d'entaille égale au dixième du diamètre de l'éprouvette est satisfaisante. Cependant, dans le cas des fibres fonctionnant par ancrage et inclinées en moyenne de plus de 30° par rapport à l'axe de sollicitation, on a noté une fissuration parasite, en peau, en dehors de l'entaille. Une profondeur d'entaille supérieure ou égale à la moitié de la longueur des fibres a donc été utilisée.

## 2.5 Vitesse de chargement

Les fibres d'acier tréfilé continuent, pour des ouvertures pouvant atteindre plusieurs millimètres, à dissiper de l'énergie par frottement à l'interface fibre - matrice. Pour des raisons pratiques de durée d'essai, il n'est alors pas concevable de conserver la vitesse de pilotage du début de l'essai qui est de l'ordre de 5 à 10  $\mu\text{m}/\text{min}$ . Néanmoins, une augmentation brutale de la vitesse de pilotage provoque une augmentation sensible d'effort. L'effort étant mesuré par une cellule externe directement reliée au casque supérieur, cette augmentation ne peut être due qu'à des phénomènes visqueux à l'interface fibre-matrice ou au niveau de la colle. Il est donc nécessaire de procéder par paliers. La procédure adoptée dans ce travail est indiquée dans le tableau 2. On garde une vitesse constante jusqu'à la fin de la propagation de la fissure, puis on augmente progressivement la vitesse pour que la durée d'un essai jusqu'à une ouverture de 3 mm soit d'environ 30 min.

<b>Ouverture (mm)</b>	0	0,05	0,1	0,3	1
<b>Vitesse (<math>\mu\text{m}/\text{min}</math>)</b>	10	25	50	100	200

Tableau 2.2 - Vitesses de pilotage de l'essai utilisées dans ce travail.

### 3. Procédure d'exploitation

Dans la logique d'une approche réglementaire, il est important de définir une procédure d'exploitation des essais de caractérisation du matériau. Comme c'est actuellement le cas pour le comportement en compression du béton seul, on doit pouvoir fixer dans le cahier des charges des valeurs caractéristiques auxquelles seront appliqués des coefficients de sécurité. Le comportement postfissuration en traction présente la particularité de varier sensiblement en fonction du type de fibres utilisé, de la matrice et des conditions de mise en oeuvre. La relation contrainte - ouverture de fissure doit donc être déterminée, pour une application donnée, en termes de courbe moyenne et d'écart type afin de définir un **diagramme caractéristique**.

Cette procédure doit permettre d'établir la **carte d'identité** d'un béton de fibres métalliques. Celle-ci n'est cependant valable que pour un dosage en fibres, une matrice de composition fixée, et une procédure de mise en oeuvre correspondant à une application donnée. Ceci signifie qu'on pourra dimensionner sur cette base les structures correspondant à cette application, mais pas à des applications différentes. Par exemple, la carte d'identité d'un béton de pieu foré n'est pas celle d'un béton de poutre, car la mise en oeuvre est très différente. En revanche, pour une application donnée, la caractérisation est faite une fois pour toutes et seul intervient un contrôle lors de la fabrication. Les recommandations de l'AFREM préconisent un contrôle de la qualité de la matrice et de la quantité de fibres. Dans le cas d'éléments préfabriqués, on pourrait adjoindre un contrôle régulier par comptage du nombre de fibres dans une section sciée. Un tel contrôle suppose une corrélation directe entre le nombre de fibres comptées et le comportement mécanique. Une telle corrélation reste à établir. Après réalisation d'un essai de traction, il convient donc d'ouvrir totalement l'éprouvette afin de compter les fibres traversant la section et de noter leur état de déformation ainsi que leur orientation (fig. 2.6).

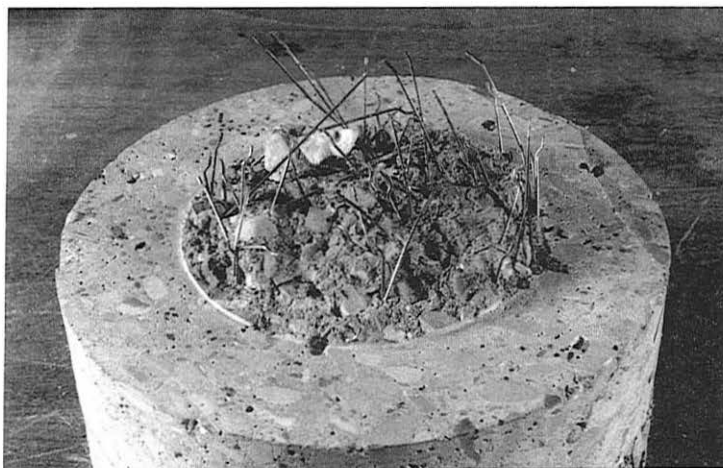


Figure 2.6 - Exemple de plan de rupture après ouverture et décollement de l'éprouvette.  
(Diamètre 150 mm, fibres à crochets de longueur 60 mm, diamètre 0,8 mm).

La dispersion de l'essai diminue lorsque la taille de l'éprouvette augmente et on recommande la réalisation de 10 à 20 essais en fonction du diamètre utilisé et de la quantité de fibres. Ce grand nombre d'éprouvettes rend possible une analyse statistique et on propose la procédure d'exploitation suivante :

### 3.1 Détermination de la moyenne des diagrammes Contrainte - Ouverture

Elle est obtenue directement à partir des résultats d'essais. Il faut cependant souligner que l'acquisition des données est généralement effectuée en fonction du temps et non en fonction de l'ouverture moyenne de la fissure : le calcul de la moyenne doit donc être effectué à partir d'une linéarisation des résultats, pour un pas d'ouverture donné.

### 3.2 Caractérisation de la dispersion de l'essai

Il est difficile de caractériser la dispersion d'un ensemble de diagrammes, aussi a-t-on choisi d'étudier la variation d'une variable scalaire : l'intégrale du diagramme contrainte - ouverture, sur un intervalle donné d'ouvertures. Ce n'est pas, en toute rigueur, l'énergie dissipée (par  $m^2$ ) lors du déplacement des deux demi-éprouvettes dans la mesure où on conserve une part de l'énergie élastique et qu'on n'effectue pas, au cours de l'essai, une mesure calorimétrique permettant de mesurer la quantité de chaleur dégagée. Cependant, par abus de langage, on dénommera énergie (notée E) la valeur de cette intégrale calculée entre deux bornes d'ouverture ( $w_i$  et  $w_m$ ) (fig. 2.7). L'ouverture  $w_i$  est l'ouverture à partir de laquelle la fissure est complètement propagée dans l'entaille (fig 2.5; on choisit la plus grande des valeurs observées dans l'échantillon d'essais considéré). L'ouverture  $w_m$  peut correspondre à une ouverture ultime définie pour l'application traitée.

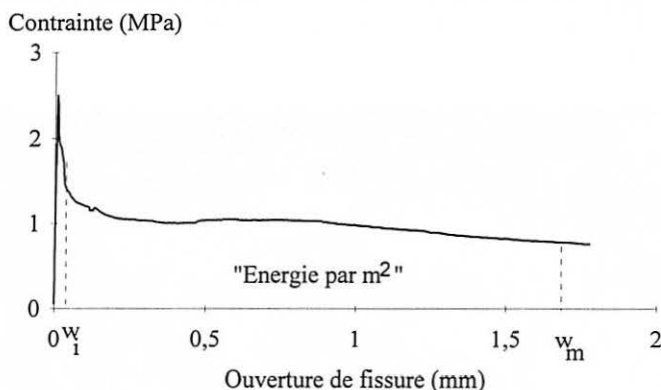


Figure 2.7- Définition de l'énergie entre  $w_i$  et  $w_m$  lors de l'essai de traction.

### 3.3 Tracé du diagramme caractéristique Effort - Ouverture

En faisant l'hypothèse que l'énergie calculée en 3.2 suit une loi gaussienne, on peut en estimer l'écart type  $\sigma$ . On définit la valeur caractéristique de l'énergie,  $E^*$ , par analogie avec les règlements en vigueur pour le béton [Lacroix 1982] par la relation :

$$E^* = E_{\text{moyenne}} - k \cdot \sigma \quad (2.2)$$

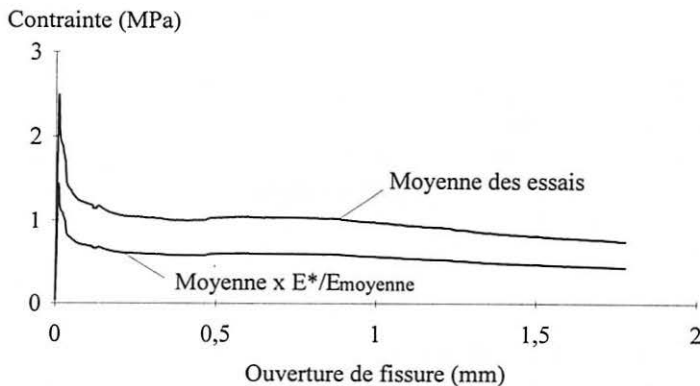


Figure 2.8 - Détermination du diagramme caractéristique

Dans le cas d'une population gaussienne, une valeur  $k = 1,64$  assure que 95% des résultats d'essais sont supérieurs à  $E^*$ . Lorsque le nombre d'essais est petit, on ne peut calculer que des estimations de la moyenne et de l'écart type, et on détermine  $k$  à partir de la table de Student. On obtient alors le diagramme caractéristique en appliquant au diagramme moyen une affinité de rapport  $E^*/E_{moyenne}$  parallèlement à l'axe des ordonnées (fig. 2.8). On verra par la suite que la dispersion est éminemment variable en fonction de la mise en oeuvre et du nombre de fibres utilisées.

#### 4. Influence de la taille de l'éprouvette

##### 4.1 Effet d'échelle

Si on se réfère aux essais de Wu [Wu 1991, Rossi 1994d] sur les effets d'échelle en traction directe, on constate une augmentation de la résistance moyenne du béton et de l'écart type lorsque le diamètre de l'éprouvette diminue. Dans le cas d'un béton ordinaire, les points faibles sont situés dans la pâte ou à l'interface. Si on tend à diminuer la taille de l'éprouvette en deçà de 2 fois le diamètre du plus gros grain, la part relative de pâte est soit très importante, soit très faible. Ceci explique l'augmentation de l'écart type mais aussi de la résistance moyenne. En effet, dans un béton ordinaire, la résistance du granulat est sans commune mesure avec celle de la pâte, donc si l'éprouvette est petite, elle peut avoir une résistance très importante dans la mesure où une fissure a du mal à s'y propager. Une étude théorique a montré que, dans le cas d'un matériau hétérogène, mais à un seul constituant, la moyenne n'est pas modifiée mais l'écart type augmente lorsque le diamètre diminue [Sellier 1993]. Qu'en est-il pour le comportement postfissuration du béton de fibres ?

##### 4.2 Effet de seuil

La dispersion des résultats expérimentaux est liée au nombre de fibres qui traversent la fissure, à leur orientation et à leurs conditions d'ancrage. Si on peut s'attendre à une augmentation de l'écart type lorsque le diamètre de l'éprouvette diminue, il est possible que la moyenne reste constante puisqu'on se trouve dans le cas d'un seul constituant, la fibre (en fait la fibre dans une matrice qui conditionne l'ancrage). Cependant, il faut prendre en compte deux effets. Le premier est un artefact expérimental : si une fibre est inclinée par rapport à

l'éprouvette, et que le diamètre de celle-ci est petit, les conditions d'ancrage de la fibre peuvent être dégradées ce qui conduira à un mauvais comportement.

Le deuxième effet est lié aux interactions entre différentes fibres. Imaginons une fibre d'acier tréfilé perpendiculaire au plan de la fissure et une autre faiblement inclinée. Prises séparément, la première aura un comportement excellent alors que la deuxième risque de provoquer l'arrachement d'un morceau de béton et de dégrader fortement son ancrage. En revanche, si les deux fibres se trouvent au même niveau, la fibre perpendiculaire va en quelque sorte confiner la fissure ce qui permettra à la fibre inclinée de travailler. On peut donc prévoir un effet de seuil d'efficacité : lorsque les fibres sont nombreuses, elles améliorent le comportement global par synergie.

Cet effet de seuil a été mis en évidence sur des essais de flexion centrée pour lesquels, à volume constant de fibres (de longueur 60 mm), on faisait varier le diamètre, donc le nombre. On présente sur la figure 2.9 les courbes moyennes correspondant à 30 et 50 kg/m<sup>3</sup> de fibres d'acier à crochets de diamètre 0,8 ou 1 mm. Pour 30 kg, le comportement est similaire, alors que pour 50 kg les fibres les plus nombreuses améliorent nettement le comportement. Ces essais sont peu nombreux (5 par béton de fibres) mais montrent une tendance statistiquement significative. On rappelle au passage un effet de groupe signalé au chapitre 1 et qui montre l'existence d'un seuil supérieur: lorsque les fibres sont trop nombreuses elles désorganisent la matrice et nuisent aux conditions d'ancrage.

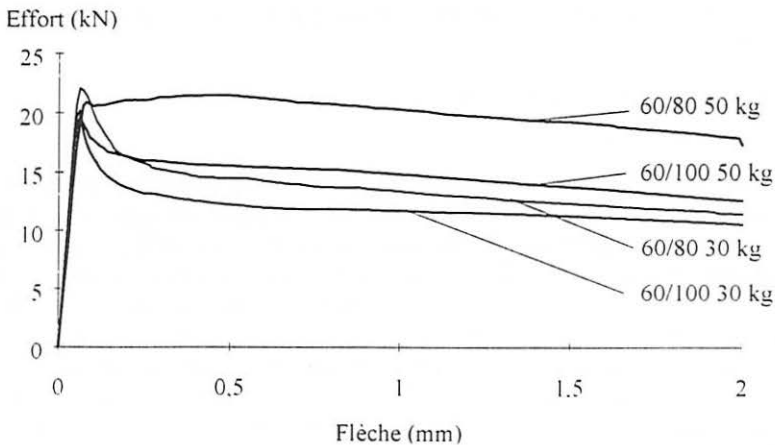


Figure 2.9- Mise en évidence d'un seuil d'efficacité (éprouvettes 14 x 14 x 56 cm en flexion 3 points, moyennes de 5 éprouvettes,  $f_c' = 30$  MPa).

### 4.3 Etude expérimentale

Une campagne d'essais a été menée afin d'étudier l'effet de la taille de l'éprouvette sur le comportement postfissuration. Trois diamètres d'éprouvettes ont été utilisés (74, 120 et 150 mm). Le béton de fibres B35BE40L (voir annexe 1) contient 0,5 % en volume de fibres d'acier tréfilé à crochets de 60 mm de long et de 0,8 mm de diamètre. Il a une résistance moyenne à la compression de 37 MPa à 28 jours. La géométrie des éprouvettes est donnée dans le tableau 2.3 et la composition du béton en annexe 1. Les éprouvettes ont été carottées

dans un massif (102 x 90 x 45 cm) suivant la fig. 2.10. Le béton, d'ouvrabilité plastique, est versé entièrement dans le massif, afin de limiter les effets de l'écoulement, puis vibré par l'intermédiaire de 4 vibreurs de coffrage externes. Le massif est décoffré après 48 h puis conservé, enveloppé dans une feuille de polyane, dans les conditions du laboratoire. Les éprouvettes sont prélevées après 28 jours.

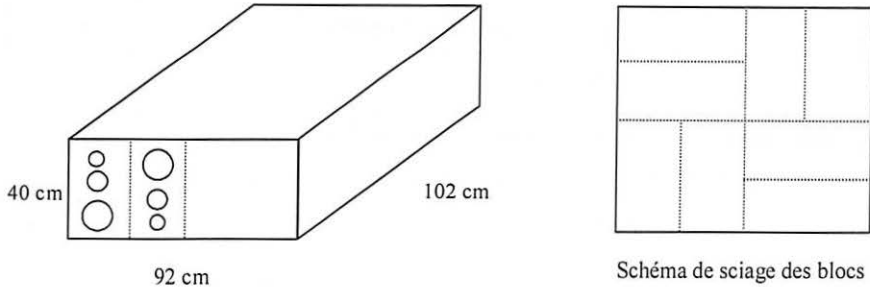


Figure 2.10 - Sciage du massif pour le carottage des éprouvettes de façon alternée.

Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Profondeur d'entaille (mm)
74	120	7,4
120	120	12
150	150	15

Tableau 2.3 - Géométrie des éprouvettes.

La base de mesure utilisée est de 8,2 cm et les vitesses d'ouverture de l'entaille sont fixées en fonction du déplacement, conformément à la procédure définie plus haut. La figure 2.11 reproduit les courbes moyennes obtenues, pour chacun des diamètres, à partir de 9 essais. Les diagrammes moyens sont voisins et la tendance à une diminution de la valeur moyenne du comportement postfissuration avec la diminution du diamètre n'est pas statistiquement significative au regard des dispersions. Le tableau 2.4 présente les résultats en termes d'énergie (l'ensemble des courbes expérimentales est donné en annexe). Cette énergie est évaluée entre les ouvertures 0,06 et 2,5 mm, conformément à la procédure décrite précédemment. On constate une nette diminution de l'énergie, par m<sup>2</sup>, et une augmentation de l'écart type lorsque le diamètre de l'éprouvette diminue. Le nombre moyen de fibres, par m<sup>2</sup>, traversant la section fissurée des éprouvettes, est similaire pour les trois diamètres. Les écarts constatés sur l'énergie ne peuvent donc être dus qu'aux phénomènes décrits ci-dessus. Ceci se traduit par des écarts importants en terme de diagrammes caractéristiques (fig. 2.12). Il faut cependant souligner qu'au vu de la dispersion importante observée sur les diamètre de 74 mm, il conviendrait d'effectuer plus d'essais pour obtenir la même précision, qu'avec les diamètres de 150 mm, sur l'évaluation de la moyenne.

Ces résultats posent le problème de la représentativité des essais pour un futur calcul de structure. Ils mettent en effet en évidence que, plus la zone sollicitée sera petite, plus la dispersion sera importante, donc la fiabilité faible. Il faut donc réaliser les essais sur des éprouvettes dont la section a une aire la plus proche possible de celle de la section fissurée de

la structure. Cela montre qu'il faut adapter la caractérisation du matériau en fonction non seulement du mode de mise en oeuvre mais aussi du volume fabriqué.

Diamètre (mm)	$E_{moyenne}$ (kJ/m <sup>2</sup> )	$\sigma$ (kJ/m <sup>2</sup> )	$\sigma/E_{moyenne}$	Nombre moyen de fibres par m <sup>2</sup>
74	1,58	0,84	53%	3710
120	1,76	0,66	37%	3900
150	2,18	0,712	33%	3982

Tableau 2.4 - Résultats en termes d'énergie (9 essais par diamètre).

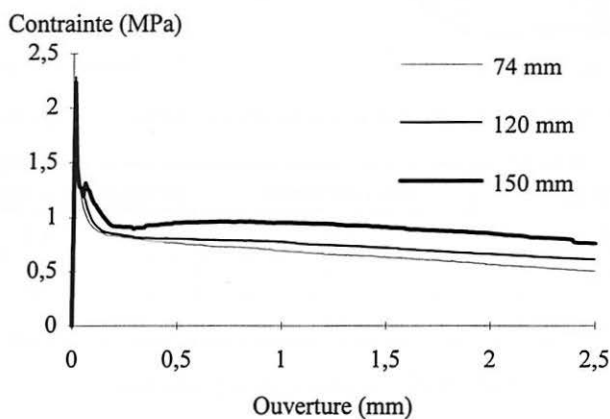


Figure 2.11 - Comparaison des diagrammes moyens pour 3 diamètres d'éprouvettes.

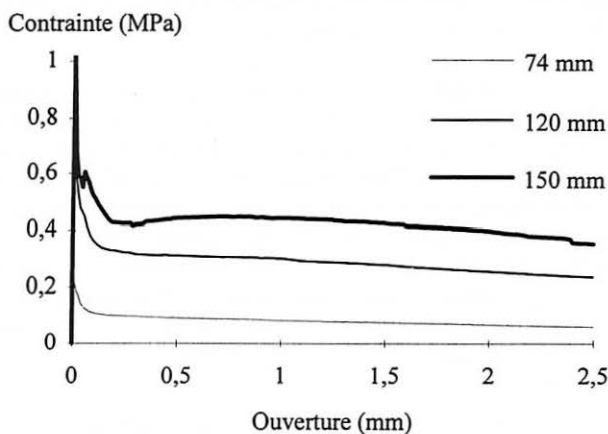


Figure 2.12 - Diagrammes caractéristiques pour les 3 diamètres d'éprouvettes.

### III. RESULTATS EXPERIMENTAUX

En préambule à cette partie, il est nécessaire de préciser que les essais de traction présentés ont été réalisés dans l'objectif de la modélisation d'un comportement de structure, et non pas dans l'objectif d'une étude systématique de l'influence d'un ensemble de paramètres sur le comportement à la traction. Ainsi, des essais de flexion sur prismes ont été réalisés avec 3 types de fibres et des essais à l'effort tranchant avec une même famille de fibres mais des bétons différents. Ceci explique le déséquilibre en nombre d'essais réalisés vis-à-vis des types de fibres et des catégories de béton. D'autres travaux en cours s'attachent à préciser l'influence systématique de certains paramètres, comme par exemple l'orientation moyenne [Atassi 1995].

#### 1. Fibres étudiées

Près de 150 essais de traction ont été réalisés au cours de cette thèse et ont permis de valider cet essai en tant qu'outil industriel.

Un béton est répertorié par sa résistance caractéristique à la compression simple (au sens du BAEL et arrondie au multiple de 5 le plus proche par défaut), par le type de fibre utilisé (2 lettres), la quantité de fibres introduite en  $\text{kg/m}^3$  (entre parenthèses), et éventuellement une indication sur la longueur des fibres (C courtes et L longues). Par exemple, le béton B35BE40L a une résistance caractéristique à la compression de 35 MPa et contient des fibres longues à crochets dosées à  $40 \text{ kg/m}^3$ .

Le tableau 2.5 récapitule les caractéristiques géométriques des fibres utilisées dans ce travail.

Fibre (nomenclature)	Masse volumique ( $\text{kg/m}^3$ )	Module d'Young (GPa)	Résistance (MPa)	Longueur (mm)	Diamètre ou largeur (mm)	Epaisseur ( $\mu\text{m}$ )
à deux têtes (TW(dosage))	7800 (acier)	210	1200	54	1	-
à crochets (BE(dosage)C)	7800 (acier)	210	1200	30	0,5	-
à crochets (BE(dosage)L)	7800 (acier)	210	1200	60	0,8	-
ruban (FF(dosage))	7200 (fonte)	130	1500 (garantie)	30	1,7	25

Tableau 2.5 - Caractéristiques des fibres utilisées.

Les bétons présentés ici ont tous été formulés suivant la procédure proposée au chapitre 1. **Les compositions de béton sont présentées en Annexe 1.**

#### 1.1 Fibres à têtes d'ancrage en acier tréfilé

Ces fibres en acier tréfilé (fig. 2.13), notées TW, sont développées par Eurosteel. Elles se distinguent par leur capacité à développer très tôt un ancrage, donc à limiter la chute d'effort

postfissuration. L'angle d'inclinaison des têtes ( $60^\circ$ ) a été choisi pour permettre un confinement du béton. L'acier se déforme entre les deux têtes d'ancrage jusqu'à rupture du fil. Cette rupture peut être systématique avec des matrices de bonne qualité.

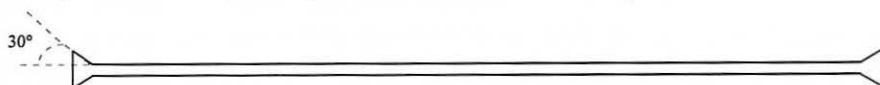


Figure 2.13 - Fibre Twincone

### 1.2 Fibres à crochets en acier tréfilé

Ces fibres en acier tréfilé (fig. 2.14), notées BE, sont fabriquées par Bekaert SA. Elles se présentent sous forme de plaquettes encollées, ce qui facilite l'introduction dans le béton (la colle se dissout dans l'eau de gâchage). Le crochet développe progressivement un ancrage, puis dissipe de l'énergie par plastification de celui-ci [Chanvillard 1993] ainsi que par frottement à l'interface avec la matrice. Les plus courtes sont actuellement essentiellement utilisées en béton projeté. Ces fibres existent aussi en acier inoxydable.



Figure 2.14 - Fibre à crochet

### 1.3 Fibre ruban en fonte amorphe

Ces fibres (fig. 2.15), notées FF, développées par SEVA (Pont-à-Mousson), sont des rubans de fonte amorphe obtenue par refroidissement brutal. Cette trempe crée une structure vitreuse qui est en partie à l'origine de sa résistance à la corrosion. Ces fibres ne posent pas de problèmes particuliers de mise en oeuvre pour du béton coulé en place, pourvu que les dosages restent inférieurs à 0,75 %. On peut introduire jusqu'à 1% de fibres dans un béton de sable. Pour un béton projeté par voie sèche, il convient d'utiliser des fibres courtes, car leur grande surface spécifique fait voler les grandes. Elles fonctionnent par adhérence avec la matrice (et reprennent donc un effort important même pour de faibles ouvertures de fissures), se déforment puis cassent, même pour une matrice médiocre. Les longueurs commercialisées sont de 15, 30, 45 ou 60 mm. Une de leurs caractéristiques importantes est leur grande résistance à la corrosion.



Figure 2.15 - Fibre ruban Fibraflex

## 2. Comparaison du comportement pour un même type de mise en oeuvre

On présente dans cette partie des résultats obtenus, pour les trois types de fibres, à partir de prismes coulés  $14 \times 14 \times 56$  cm dans lesquels on a carotté des éprouvettes parallèlement à l'arête la plus longue. Les compositions sont identiques pour les bétons B25BE40L et B25TW30, mais diffèrent de celle du béton B35FF30. **On ne cherche donc pas ici à comparer leurs performances**, mais plutôt à distinguer leur comportement, sachant que celui-ci correspond à une mise en oeuvre semblable.

## 2.1 Fibres en acier à deux têtes

On considère ici le béton B25TW30 qui contient 30 kg de fibres dans une matrice de résistance moyenne à la compression de 27,5 MPa. Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes de diamètre 120 mm, entaillées sur une profondeur de 15 mm. La figure 2.16 représente les résultats de 4 essais. On constate qu'après une chute jusqu'à une ouverture de 100  $\mu\text{m}$ , la contrainte postfissuration augmente légèrement de manière linéaire jusqu'à 1,4 mm d'ouverture pour ensuite chuter par paliers. L'augmentation peut être due à la plastification de l'acier entre les têtes d'ancrage, et la chute à la rupture de certaines fibres. L'éprouvette n°4 contenait deux fois moins de fibres que les autres dans la section fissurée. De plus, celles-ci étaient inclinées en moyenne de 60° par rapport à l'axe de sollicitation, ce qui provoque une rupture de l'ancrage par déchaussement : seule 1 fibre sur 8 a cassé. Dans les autres éprouvettes, plus de 3/4 des fibres ont cassé. Il faut souligner que l'ouverture correspondant à la rupture des fibres est fonction de la possibilité de déplacement local du cône ancré et de l'adhérence fibre - matrice, donc de la résistance à la compression.

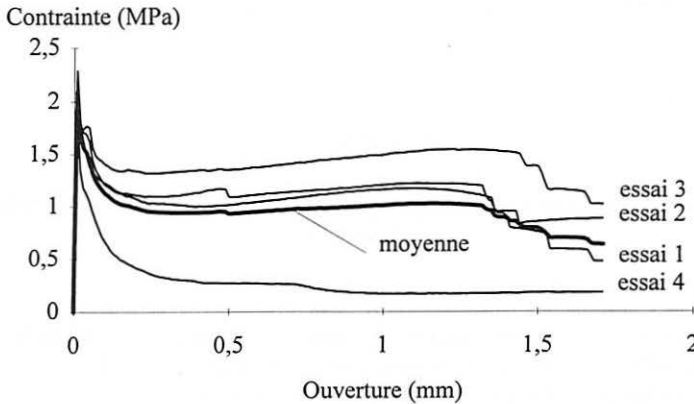


Figure 2.16 - Essais de traction sur le béton B25TW30.

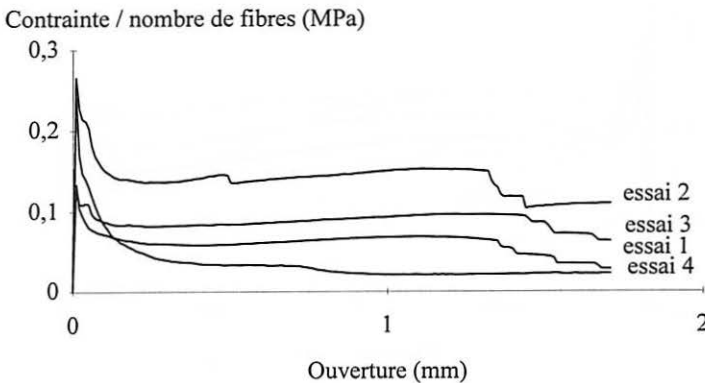


Figure 2.17 - Diagrammes de traction de la figure 2.16, la contrainte étant divisée par le nombre de fibres dans la section de l'éprouvette.

La figure 2.17 présente les diagrammes de traction, rapportés au nombre de fibres par section entaillée de l'éprouvette. Si on constate que le nombre de fibres explique qualitativement l'écart avec l'éprouvette n°4, en revanche ce n'est pas le cas pour les autres. Les mêmes constats peuvent être faits à partir de la figure 2.18, qui considère le nombre de fibres cassées par section. En fait, il faut compléter l'étude par l'inclinaison des fibres. Ainsi l'éprouvette n°2 contient autant de fibres que l'éprouvette n°4, mais celles-ci sont globalement parallèles à l'axe de sollicitation et elles ont toutes cassé.

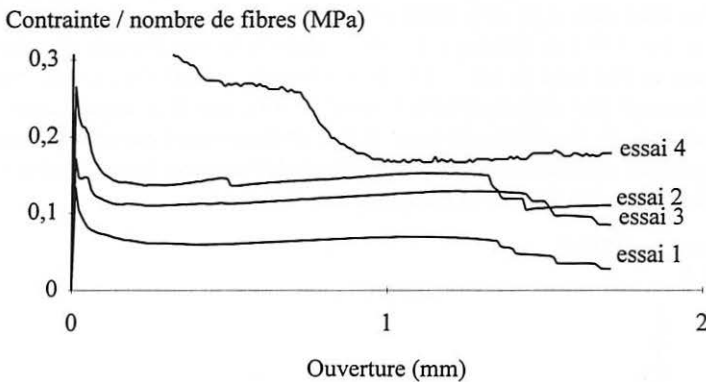


Figure 2.18 - Diagrammes de traction de la figure 2.17, rapportés au nombre de fibres cassées par éprouvette.

## 2.2 Fibres en acier à crochets

La figure 2.19 présente un diagramme moyen contrainte - ouverture correspondant à 5 essais sur le béton B25BE40L. Ce béton, de résistance moyenne à la compression 27,5 MPa, contient 40 kg de fibres de longueur 60 mm. Les éprouvettes ont un diamètre

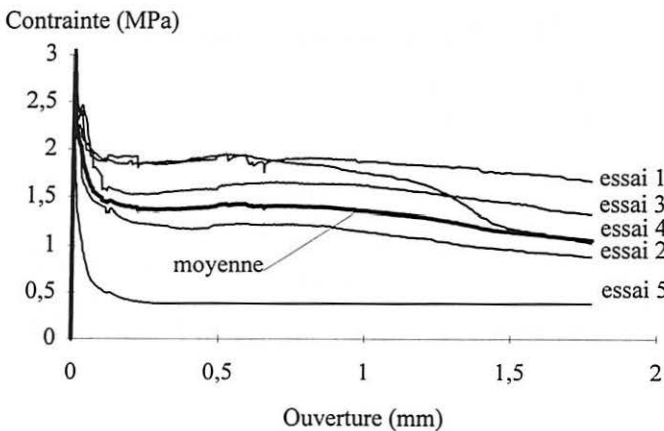


Figure 2.19 - Diagrammes contrainte - ouverture du béton B25BE40L.

de 74 mm et une entaille de 6 mm. On note un palier résiduel sur une grande ouverture de fissure, puis une décroissance progressive liée à l'arrachement, après plastification du crochet, des fibres les mieux ancrées. Comme dans le cas des fibres à deux têtes, la dispersion est liée au nombre de fibres traversant la section et à leur mode d'ancrage (environ la moitié sont déformées après l'essai), mais est surtout fortement tributaire de l'orientation et de la répartition des fibres.

### 2.3 Fibres ruban en fonte

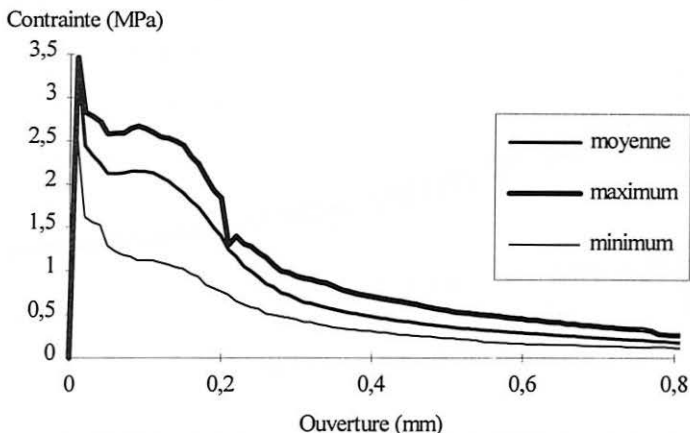


Figure 2.20 - Diagrammes minimum, moyen et maximum obtenus parmi 6 éprouvettes de diamètre 120 mm (entaille de 15 mm).

On présente, figure 2.20, des résultats obtenus sur le béton de fibres B35FF30. Ce béton, de résistance moyenne à la compression 40 MPa, contient 30 kg/m<sup>3</sup> de fibres ruban de 30 mm de long. Les éprouvettes testées ont un diamètre de 120 mm et sont entaillées de 15 mm. En raison de leur excellente adhérence à la matrice, ces fibres induisent une ductilité plus importante dans une matrice médiocre. En effet, l'ouverture de fissure entraîne une déformation de la fibre sur la longueur décollée. Plus l'adhérence fibre-matrice est faible, plus la longueur décollée est grande, donc plus la déformation de la fibre est faible ce qui retarde la rupture de la fibre. En revanche, l'effort repris pour une ouverture donnée est plus faible. La dispersion illustrée sur la figure 2.20 montre une grande sensibilité du comportement à l'orientation des fibres (ce qui a déjà été signalé [Harrouche 1989]), le résultat le moins bon correspondant à des fibres orientées parallèlement à la surface de rupture. L'utilisation optimale de ces fibres semble donc être les produits minces, coulés par couches. Leur grande résistance à la corrosion en fait, par exemple, des candidats de choix pour la réparation des canalisations.

## 3. Observations complémentaires

### 3.1 Effet de la mise en oeuvre

On a déjà noté l'effet important de la mise en oeuvre sur le comportement mécanique des bétons de fibres. On présente ici quelques observations effectuées dans le cadre de nos essais. La figure 2.21 représente les diagrammes moyens (9 éprouvettes) obtenus pour le béton B35BE100C, en comparant trois orientations des carottes : horizontale, diagonale et verticale

(le coulage étant effectué suivant un axe vertical). L'orientation moyenne des fibres est orthotrope (isotrope dans la plan perpendiculaire au sens de coulage) ce qui explique le comportement postfissuration médiocre des carottes verticales : cette orientation conduit, d'une part, à un faible nombre de fibres présentes dans la section et, d'autre part, à un mauvais ancrage (effet d'autant plus marqué, pour une type de fibre donné, que la fibre est courte). Cependant, on note que, dans le cas d'une orientation moyenne à 45° (carottes diagonales), l'effort moyen est peu affecté, ce qui montre que, même pour des inclinaisons importantes, la fibre continue à travailler correctement.

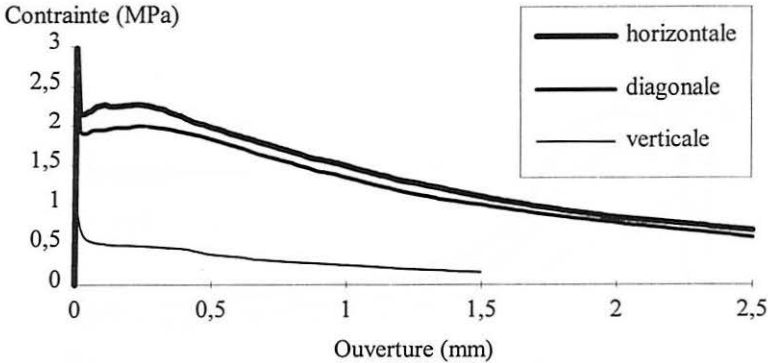


Figure 2.21- Influence de l'orientation sur le comportement mécanique.

Ces résultats soulignent l'importance d'une caractérisation non seulement par type de mise en oeuvre mais aussi par type de sollicitation. La définition d'une carte d'identité du matériau ne peut donc s'appliquer qu'à un type de mise en oeuvre et de géométrie de structure.

### 3.2 Effet de la qualité de la matrice

On compare (fig. 2.22) un béton ordinaire (B35BE100C) et un béton à hautes performances (B80BE100C) contenant 100 kg/m<sup>3</sup> de fibres courtes à crochets. La résistance moyenne du béton HP est de 89,6 MPa et son écart type de 0,8 MPa (6 éprouvettes). La mise en oeuvre diffère : le béton HP est coulé dans des poutrelles rectangulaires à plat (chapitre 4), alors que le béton B35BE100C est coulé verticalement dans une poutre de 0,8 m de hauteur. Le diamètre des éprouvettes est différent (B35BE100C  $\phi$ 150 carottées à 45° dans l'âme et B80BE100C  $\phi$ 120 carottées à 45° dans l'âme). Malgré ces différences, les fibres étant petites et nombreuses, on a pu vérifier une similitude de répartition des fibres (nombre de fibres par m<sup>2</sup> et inclinaison moyenne) entre les deux échantillons, ce qui permet de les comparer.

On note une très nette amélioration du comportement postfissuration du BHP par rapport au béton ordinaire sur l'intervalle 0 - 500  $\mu$ m. Sur cet intervalle le rapport des énergies dissipées est de 1,7. D'après le rapport de la commission BHP de l'AFREM [AFREM-BHP 1995], la formule réglementaire (éq. 2.2) donnant la résistance à la traction est acceptable jusqu'à 60 MPa alors qu'au delà il faut adopter la formule de (éq. 2.3) :

$$\text{BO} \rightarrow f_t = 0,6 + 0,06 \cdot f_c, f_c = 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_t = 3 \text{ MPa} \quad (2.3)$$

$$\text{BHP} \rightarrow f_t = 0,275 \cdot (f_c)^{2/3}, f_c = 90 \text{ MPa} \Rightarrow f_t = 5,5 \text{ MPa} \quad (2.4)$$

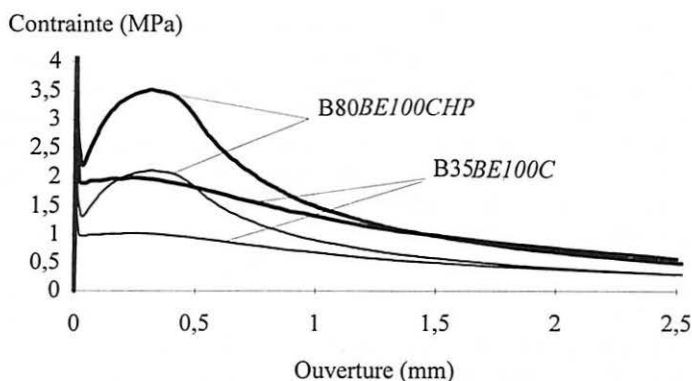


Figure 2.22 - Comparaison entre les bétons B35BE100C et B80BE100C renforcés de 100 kg/m<sup>3</sup> de fibres en acier à crochets, de longueur 30 mm (diagrammes moyens en trait gras et caractéristiques en trait fin).

Le rapport des résistances à la traction (1,8) est du même ordre que celui de l'énergie dissipée. Ceci n'est pas surprenant car la qualité de l'adhérence et de l'ancrage sont directement liés à la résistance à la traction. Il faut noter qu'en moyenne près de 15 % des fibres ont cassé, ce qui explique la chute relativement brutale du comportement postfissuration après 500  $\mu\text{m}$ . On obtient avec le BHP un comportement excellent et le fait qu'un pourcentage non négligeable, mais faible, de fibres casse montre qu'on a atteint un optimum en terme d'énergie dissipée [Rossi 1995b].

### 3.3 Effet de la taille

On compare ici les deux bétons de fibres B35BE100L et B35BE100C utilisés pour l'étude du comportement de poutres en T à l'effort tranchant (chapitre 4). Les matrices sont identiques et les résistances moyennes à la compression similaires, aux alentours de 40 MPa. Le mode de mise en oeuvre et le prélèvement des éprouvettes, à 45° dans l'âme de la poutre, sont les mêmes; seuls la longueur, le diamètre et le crochet des fibres varient. La figure 2.23 compare les diagrammes moyens et caractéristiques obtenus.

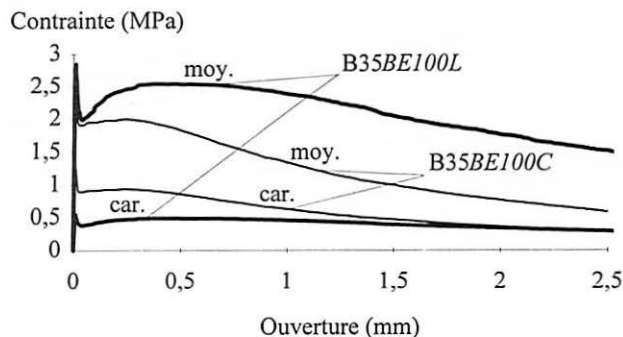


Figure 2.23 - Comparaison des diagrammes moyens et caractéristiques des fibres 30/50 et 60/80 dosées à 100 kg/m<sup>3</sup> ( $f'_c = 40$  MPa).

On constate un meilleur comportement moyen des fibres longues. Le rapport des niveaux "paliers" des contraintes résiduelles des deux bétons est de 1,25 (2,5/2) ce qui est exactement le rapport entre les facteurs  $L/d$  (longueur/diamètre) des deux fibres utilisées (75/60). Ceci montre que pour de faibles ouvertures (jusqu'à 300  $\mu\text{m}$ ) l'adhérence fibre - matrice joue un rôle fondamental. Pour des ouvertures plus importantes, l'écart entre les deux BFM se creuse car les fibres plus longues développent un frottement sur une longueur plus importante. La figure 2.24 montre l'ensemble des résultats obtenus pour les fibres longues. On distingue nettement deux familles de diagrammes. Les plus bas correspondent à une inclinaison moyenne des fibres inférieure à  $30^\circ$  par rapport au plan de rupture. Dans ce cas, des morceaux de bétons sont arrachés et les fibres perdent leur ancrage ; de plus, elles sont peu nombreuses. Dans le cas des fibres courtes, la répartition est plus homogène car les fibres sont cinq fois plus nombreuses et moins sensibles à la ségrégation. La dispersion est donc nettement plus importante dans le cas des fibres longues, comme le montrent les diagrammes caractéristiques. Ceci a pour conséquence une inversion de l'ordre des diagrammes. Ce cas particulier montre qu'il y a à ne considérer qu'un comportement moyen du matériau, notamment à partir d'une extrapolation expérimentale ou théorique, mais souligne en même temps les limites de la procédure de caractérisation. Plus précisément, ce résultat pose le problème de la **représentativité** des éprouvettes vis-à-vis des gros volumes.

Afin de remédier à ce problème de représentativité, on propose de prélever les éprouvettes suivant un plan de rupture prévisible de la structure. On effectue ensuite les moyennes des essais par section, et on calcule l'écart type de ces moyennes. Du point de vue de la conception, la procédure utilisée fig. 2.23 consiste à supposer possible qu'une section entière de la poutre ait un comportement correspondant à une éprouvette entaillée de diamètre 120 mm. La deuxième consiste, au contraire, à considérer que, dans une section, on peut avoir des points forts et des points faibles.

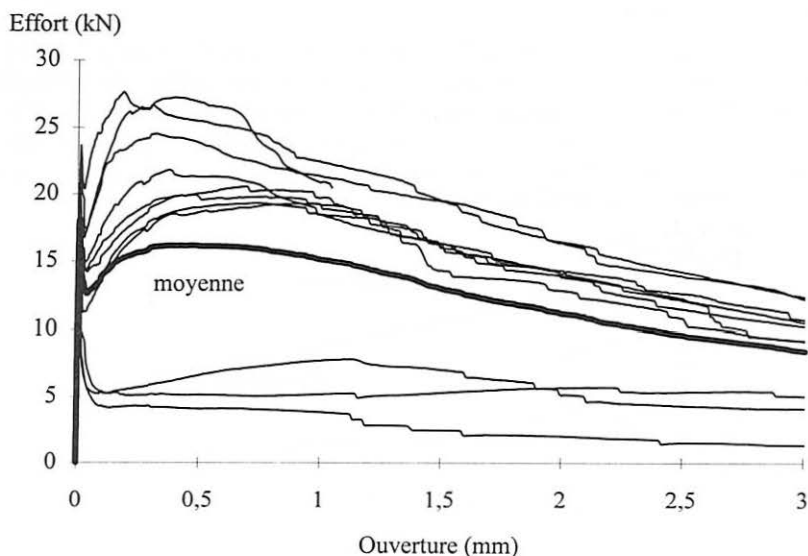


Figure 2.24 - Diagrammes effort - ouverture. Fibres 60/80 (éprouvettes de 150 mm de diamètre entaillées de 30 mm).

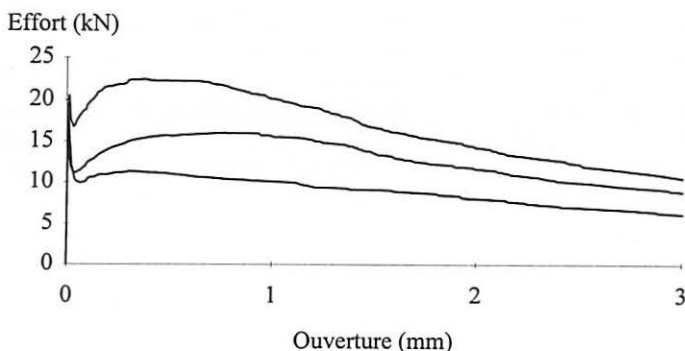


Figure 2.25 - Regroupement 3 par 3 des diagrammes de la figure 2.23.

La figure 2.25 reprend les résultats de la fig. 2.24, mais en les regroupant par bielles. Pour chaque bielle, on calcule le diagramme moyen des trois essais réalisés sur les éprouvettes qui y ont été carottées à 45°. Chaque diagramme de la fig. 2.25 représente donc la moyenne dans une bielle. En comparant les deux figures, on constate que la dispersion est nettement moins importante dans le deuxième cas (le diagramme caractéristique n'a pas été calculé, faute de représentativité statistique suffisante de ces 3 résultats). La sollicitation considérée étant l'effort tranchant calculé à l'état ultime, le regroupement par bielles est tout à fait justifié.

#### IV. CONCLUSION

On a présenté dans ce chapitre un essai de traction uniaxiale sur éprouvette entaillée. L'éprouvette est carottée in situ, dans la direction des sollicitations principales, afin de prendre en compte l'anisotropie du matériau. Malgré quelques limites, cet essai permet d'accéder de manière satisfaisante à un **diagramme contrainte - ouverture de fissure**. Une procédure d'exploitation a été définie, qui aboutit à la détermination d'un diagramme **caractéristique**, intégrant la dispersion des essais.

Ce chapitre est illustré de résultats expérimentaux concernant 4 types de fibres introduites à des dosages variés dans des matrices dont la résistance moyenne à la compression varie de 27,5 à 90 MPa. Ces essais montrent une grande sensibilité de la résistance résiduelle postfissuration et de la ductilité, vis-à-vis de paramètres comme la taille et le type de la fibre, la résistance de la matrice, et surtout la mise en oeuvre donc l'orientation. Si on peut corrélérer certains résultats avec l'augmentation de la résistance en traction de la matrice ou avec le mode de comportement des fibres, il n'a en revanche pas été possible de définir une équation générale de comportement en fonction des paramètres de formulation. Ceci montre qu'il est indispensable de **caractériser chaque béton** en fonction de l'application visée et d'utiliser pour cela des éprouvettes carottées **dans la direction des sollicitations principales**. On entend par application non seulement le type de mise en oeuvre (béton coulé ou projeté), mais aussi la forme de l'élément (pieu ou poutre par exemple). On peut ainsi définir, à l'aide du diagramme caractéristique, une **carte d'identité** pour un matériau et une application, donc une mise en oeuvre, donnés.

Cependant, on a pu voir (fig. 2.23) que la définition proposée pour le diagramme caractéristique peut s'avérer très pénalisante. En fait, le problème posé est celui de la

représentativité des résultats. Plus le nombre de fibres est faible et plus la dispersion est élevée. Deux solutions sont alors envisageables : effectuer des essais sur des éprouvettes dont l'aire de la section entaillée soit la plus proche possible de l'aire de la section sollicitée dans la structure (ce qui peut être difficile expérimentalement), ou **analyser les résultats en terme de section sollicitée**, ce qui conduit à effectuer beaucoup d'essais sur des éprouvettes de taille raisonnable et à regrouper les résultats en fonction de la position du prélèvement (fig. 2.25). Le diagramme caractéristique est alors obtenu en considérant l'écart type sur les sections de l'élément de structure.

# 3. Comportement en flexion

## Résumé

L'étude du comportement en flexion de prismes en BFM montre qu'apparaissent rapidement (pour de faibles valeurs de flèche) une ou plusieurs macrofissures bien localisées. On peut donc décrire la majeure partie du comportement d'un prisme en flexion par l'étude de l'équilibre d'une section fissurée dont le comportement s'apparente à celui d'une charnière semi-rigide.

Les modèles proposés dans la littérature sont basés sur l'hypothèse que les principes de la théorie des poutres restent valables dans la section fissurée. On est alors conduit à transformer l'ouverture de fissure réelle (au niveau de la poutre ou de l'essai de caractérisation en traction) en une déformation "équivalente" en divisant la première par une longueur de "référence". Cette longueur n'étant pas intrinsèque, cela pose le problème du caractère prédictif des modèles, notamment vis-à-vis des effets d'échelle liés à la hauteur de la poutre.

On décrit dans ce chapitre un nouveau modèle qui traduit explicitement la fissuration et utilise donc directement les résultats expérimentaux de caractérisation en traction. Le modèle est basé sur la description de la zone fissurée par un bicouche : la partie comprimée de la poutre se comporte suivant les hypothèses de la théorie des poutres, alors que la partie fissurée est décrite comme une charnière séparant deux blocs rigides.

Ce modèle a été validé, pour cinq BFM différents, sur des prismes soumis à une flexion circulaire. Il a montré une grande sensibilité aux résultats de l'essai de traction. Les résultats obtenus montrent un bon accord avec les essais tant au niveau global (diagramme effort - flèche) que local (diagramme déformation en compression - ouverture de fissure), ce qui en fait un bon outil de base pour le dimensionnement en flexion d'un élément de structure. Une faible variabilité a été constatée vis-à-vis des hypothèses de base du modèle.

## I. INTRODUCTION

Le dimensionnement en flexion est le calcul préliminaire de tout élément de structure en béton armé ou précontraint. On propose, dans ce chapitre, un modèle analytique dont l'objectif est de fournir un outil de dimensionnement qui rende correctement compte des mécanismes et donne une bonne évaluation de la capacité portante d'une structure, en fonction de l'ouverture de fissure. L'ambition n'est donc pas de décrire complètement le comportement d'une structure en flexion. Pour ce faire, il convient, si besoin est, d'utiliser une modélisation par éléments finis lors d'une étape de vérification.

Comme précisé au chapitre 1, les macrofibres, aux dosages utilisés dans ce travail et actuellement dans l'industrie, ne modifient pas la résistance intrinsèque du matériau mais n'interviennent que par couture des macrofissures. Le dimensionnement des éléments de structure en béton de fibres doit donc passer par un calcul en section fissurée. Certains travaux de recherche ont porté sur ce point [Sakai 1986, Craig 1987, Maidl 1992, DBV 1992]. Cependant, malgré une forte utilisation des bétons de fibres dans des ouvrages sollicités en flexion (dallages ou pieux forés), les méthodes de dimensionnement utilisées sont basées sur des caractéristiques élastiques [Hurtado 1989,]. La résistance en traction est généralement obtenue par un essai de flexion sur prisme et est donc faussée par un effet d'échelle lié au gradient de sollicitation. Ce mode de calcul non seulement ne reproduit pas le mécanisme réel, mais, surtout, ne donne aucune garantie quant à la non-fragilité des ouvrages en flexion (cette non-fragilité est définie comme la capacité d'un élément de structure à reprendre, en section fissurée, la sollicitation qui a engendré la fissure). Il est donc inacceptable pour des poutres, qui ne bénéficient pas de la sécurité apportée par le sol, comme c'est le cas pour les dallages ou les pieux.

Afin de dresser le cahier des charges d'une méthode de calcul, considérons le cas idéal d'un matériau élastoplastique parfait en traction et en compression. Une telle hypothèse est en accord avec les normes de caractérisation des bétons de fibres présentées au premier paragraphe du chapitre 2 [ASTM C1018, JSCE]. La figure 3.1 présente la loi de comportement du matériau et la répartition des contraintes dans une section rectangulaire fissurée par rapport à la même section élastique. On calcule, d'une part, le moment de fissuration  $M_e$  et, d'autre part, le moment résistant de la section fissurée  $M_f$ .

### - Comportement élastique

On considère qu'une fissure apparaît lorsque la contrainte en fibre inférieure atteint la valeur  $\sigma$ ; la valeur du moment élastique est alors :

$$M_e = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \sigma \quad (3.1)$$

Il est important de noter ici que la valeur dite de résistance en traction par flexion, obtenue par l'analyse d'un essai de flexion sur prisme, avec cette équation, est fortement soumise aux effets de gradient dans l'éprouvette. Ainsi, pour un essai sur prisme 14 x 14 x 56 cm le rapport entre la résistance en traction par flexion et celle obtenue par un essai de traction directe est en moyenne de 1,6 [Wright 1975]. Ce rapport tend vers 1 lorsque la hauteur du prisme augmente.

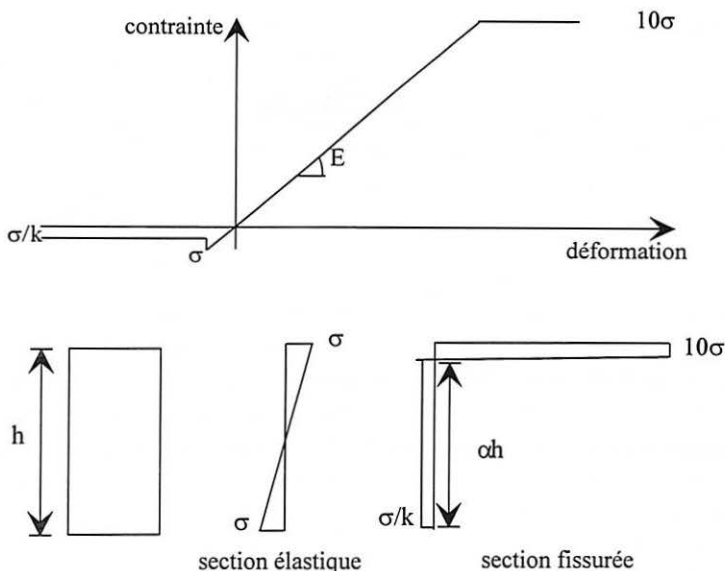


Figure 3.1- Comportement en flexion d'un béton de fibre idéalisé

- Comportement en section fissurée

Lorsque la courbure est très grande, la part du comportement élastique devient négligeable dans la section fissurée (faible hauteur concernée et petit bras de levier); on n'en tiendra pas compte dans ce calcul de dégrossissage. L'équilibre des efforts normaux dans la section fissurée (fig. 3.1) conduit à l'expression suivante du moment résistant:

$$\alpha = \frac{10k}{10k + 1} \quad (3.2)$$

$$M_f = \frac{b \cdot h^2}{2} \cdot \frac{\sigma}{k} \left[ \frac{100k^2 + 10k}{100k^2 + 20k + 1} \right] \quad (3.3)$$

$\sigma/k$  niveau palier postfissuration

$\alpha h$  hauteur de fissure

Afin de donner un ordre de grandeur de l'effet de la fissuration sur le moment, on calcule ci-dessous la valeur du rapport entre le moment résistant de la section fissurée et le moment de fissuration :

$$k = 3 \Rightarrow \frac{M_f}{M_e} \approx 0,97$$

$$k = 2 \Rightarrow \frac{M_f}{M_e} \approx 1,43$$

$$k = 1 \Rightarrow \frac{M_f}{M_e} \approx 2,73$$

Si on définit la non-fragilité en flexion comme la capacité de la section fissurée à reprendre un moment supérieur à celui de la section non fissurée, on note qu'elle est en gros atteinte pour une valeur de  $k$  égale à 3. *Il faut toutefois préciser que le moment de fissuration est calculé avec la résistance en traction directe, et ne prend donc pas en considération les effets de gradient sur la résistance en traction par flexion.* Ainsi, dans le cas d'un prisme de dimensions 14 x 14 x 56 cm,  $k$  doit avoir, pour assurer la non-fragilité, une valeur légèrement inférieure à 2 puisque la valeur de résistance en traction par flexion est 1,6 fois plus grande que la résistance en traction directe.

On peut néanmoins conclure de cette approche grossière qu'un **béton de fibres dont la contrainte caractéristique postfissuration en traction uniaxiale serait inférieure à  $0,35\sigma$  ( $\sigma$  contrainte de fissuration) ne permet pas de réaliser, en toute sécurité, un élément de structure, fonctionnant comme une poutre, qui ne soit pas fragile en flexion simple.** Ce résultat est confirmé par un calcul plus précis et validé expérimentalement dans ce qui suit.

Le calcul présenté ci-dessus est basé sur une loi de comportement simplifiée du matériau. En réalité, la contrainte postfissuration évolue avec l'ouverture de fissure, comme on l'a montré dans le chapitre 2. Or, plus la hauteur de la section sera élevée et plus, pour une valeur donnée de  $\alpha$  (fig. 3.1), l'ouverture de fissure sera grande sur la fibre inférieure. En conséquence, la reprise d'effort, donc de moment, s'en trouvera diminuée. Il existe donc un effet d'échelle sur le comportement en flexion, et notamment sur la contrainte résiduelle à atteindre pour assurer la non-fragilité.

Une deuxième conséquence de cet effet d'échelle sur l'ouverture de fissure est la durabilité et particulièrement la résistance à la corrosion. On a en effet noté que les risques de corrosion augmentaient avec l'ouverture (chapitre 1).

Il est donc indispensable de définir un modèle qui, d'une part, prenne en compte le comportement du matériau tel qu'il est mesuré par l'essai de traction uniaxiale (diagramme effort - ouverture de fissure) et qui, d'autre part, soit capable de quantifier l'évolution du moment résistant d'une section fissurée en fonction de l'ouverture de fissure. Une telle modélisation permettra d'effectuer un dimensionnement à partir de la définition des états limites de fonctionnement.

On présente dans ce chapitre un modèle qui répond à ces exigences ainsi qu'une validation expérimentale, tant au niveau global (diagrammes moment - ouverture de fissure) que local (diagrammes ouverture de fissure - déformation en compression).

## II. OBSERVATIONS EXPERIMENTALES

On considère un prisme soumis à un chargement en flexion circulaire. La figure 3.2 schématise deux diagrammes effort-flèche correspondant à deux bétons de fibres A et B qui diffèrent par leur comportement postfissuration. Le béton A entraîne un comportement non fragile en flexion. Sur ces diagrammes, on peut distinguer quatre zones correspondant à l'évolution de la fissuration.

**Zone I** - Le comportement du prisme est quasi-élastique. Les fibres n'interviennent pas et seules les caractéristiques de la matrice régissent le comportement. Une fissuration diffuse apparaît. Cette zone prend fin quand la contrainte limite en traction de la matrice est atteinte.

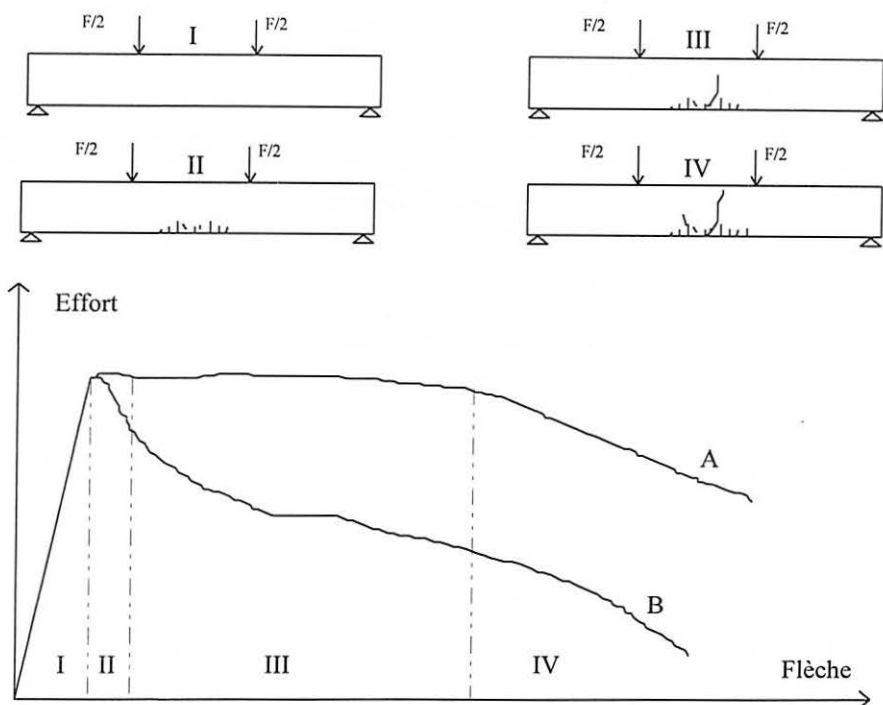


Figure 3.2 - Comportement en flexion circulaire

**Zone II** - Les microfissures se localisent, ce qui conduit à la création de macrofissures. Les granulats, les fibres, ainsi que les effets de volume (taille de la zone sollicitée par rapport à celle des hétérogénéités) et de gradient (étendue des contraintes dans la zone sollicitée) liés à l'essai jouent un rôle très important.

**Zone III** - Une macrofissure, cousue par les fibres, se propage. A ce niveau, le dosage en fibres, leur orientation et le mécanisme d'ancrage sont fondamentaux. Il est important de noter que, dans le cas de dosages faibles, la reprise de la charge de fissuration implique une forte propagation de la fissure dans la hauteur de la poutre. En effet, cela permet une montée de l'axe neutre donc du moment résistant de la section fissurée. *En conséquence, la zone qui s'étend sur une distance égale à la hauteur de la fissure de part et d'autre de celle-ci se trouve déchargée, et on n'observe pas de multifissuration serrée comme dans le cas du béton armé.*

**Zone IV** - La macrofissure principale s'ouvre de manière importante ce qui correspond à une dégradation du renforcement, et se traduit par une rupture de pente sur le diagramme. Cette dégradation, qui est fonction de la matrice et du type de fibre employé, est liée à la rupture, à une perte d'adhérence, ou à un déchaussement des fibres.

La description de ces mécanismes montre qu'une approche du type calcul à la rupture est appropriée pour ce type de matériau. Elle consiste à postuler un mécanisme de rupture et à écrire l'équilibre de la structure suivant ce mécanisme. Dans le cas d'une poutre en flexion, l'apparition d'une macrofissure peut être modélisée par une rotule semi-rigide.

### III. MODELISATION D'UNE SECTION FISSUREE

#### 1. Approche continue

Deux approches continues sont proposées dans la littérature pour décrire le comportement d'une section fissurée. La première s'apparente à l'approche simplifiée décrite en introduction et correspond à un calcul à l'état limite ultime pour le béton armé [Craig 1987, Dwarakanath 1991]. La seconde a pour objectif de décrire complètement l'évolution de la section fissurée en fonction de sa courbure. On reste dans le cadre de la théorie des poutres : on fait l'hypothèse que les sections planes restent planes, ce qui se traduit par une répartition linéaire des déformations, *même dans la section fissurée* [Lim 1987b, Naaman 1993]. A partir des lois de comportement du matériau en traction et en compression, on écrit les équations d'équilibre de la section fissurée suivant les hypothèses décrites fig. 3.3.

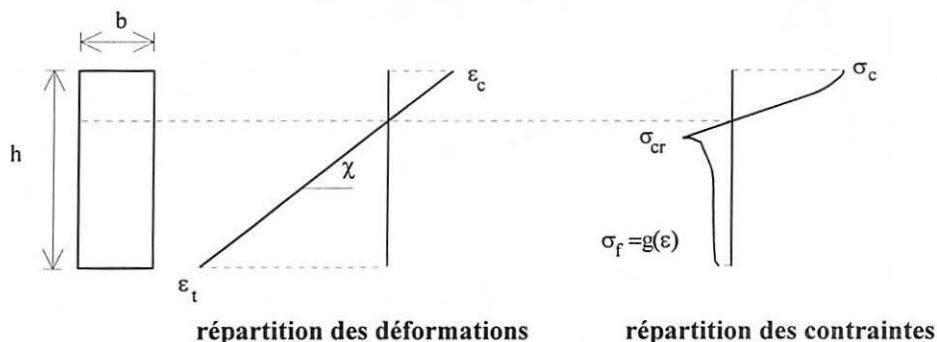


Figure 3.3 - Répartition des déformations et des contraintes dans une section fissurée (approche continue).

Comme l'illustre la fig. 3.3, cette approche nécessite la définition d'une relation contrainte - déformation en traction. Cependant la détermination expérimentale de cette relation conduit à une relation contrainte - ouverture de fissure. Le passage de l'ouverture de fissure à une déformation ne peut se faire qu'en divisant la première par une longueur de référence,  $L_r$ . Une définition et un mode de détermination expérimentale de  $L_r$  ont été présentés dans [Casanova 1994b]. Cependant, on peut s'interroger sur la valeur intrinsèque d'un tel paramètre. Cette longueur dépend-elle des fibres utilisées, de la matrice, du mode de chargement? Des travaux complémentaires effectués à partir de la méthode expérimentale citée suggèrent que  $L_r$  dépend au moins de la hauteur de la poutre [Atassi 1995]. Les interrogations portant sur la valeur de ce paramètre, ainsi que sur la validité de l'hypothèse de la planéité de la section fissurée, ont conduit à développer une approche discrète.

#### 2. Approche discrète

On propose ici une méthode basée sur des hypothèses cinématiques qui rendent inutiles la transformation de la relation contrainte - ouverture de fissure obtenue par les essais de traction en une relation contrainte - déformation [Casanova 1995b].

On s'intéresse à une section fissurée et à la zone autour de la fissure. Comme indiqué au paragraphe II, cette zone est perturbée à cause de la fissure. On se propose de distinguer, d'une part, la fissure en tant que discontinuité cinématique et, d'autre part, la partie supérieure de la

section qui a un comportement supposé suivre la théorie des poutres. Les fibres qui cousent la fissure reprennent l'essentiel de l'effort de traction, alors que le béton de fibres non macrofissuré reprend l'effort de compression et une faible part de traction (fig. 3.4). On modélise, en quelque sorte, cette zone comme un bicouche : la couche supérieure est une poutre continue, la couche inférieure est constituée de deux blocs rigides reliés par les fibres (fig. 3.5).

## 2.1 Equations d'équilibre

### Principales notations

b	largeur de la poutre
h	hauteur de la poutre
L	longueur de la poutre
I	moment d'inertie de la poutre
E	module d'Young
$\sigma$	contrainte
$\varepsilon$	déformation
$\sigma_b(\varepsilon)$	contrainte dans le béton
$\sigma_{cr}$	contrainte de fissuration en traction
$y_l$	ordonnée à laquelle la contrainte de fissuration est atteinte
w	ouverture de fissure
$\sigma_f(w)$	contrainte postfissuration en traction uniaxiale du béton de fibres
$\chi_e, \chi_m$	courbures élastique et de la section fissurée
$\alpha h$	hauteur de la fissure, $\alpha \in [0; 1[$
$2\theta$	ouverture angulaire de la fissure
$\Delta_f$	zone perturbée autour de la fissure
$N_b, N_f$	forces axiales reprises, respectivement, par le béton et par les fibres
$M_{ext}$	moment extérieur appliqué
$M_b, M_f$	moments résistants dus, respectivement, au béton et aux fibres

L'équilibre de la section implique l'égalité des efforts normaux de traction et de compression ainsi que l'égalité entre le moment résistant de la section et le moment extérieur appliqué (éq. 3.4 et 3.5).

$$N_b + N_f = 0 \quad (3.4)$$

$$M_b + M_f = M_{ext} \quad (3.5)$$

La fissure, d'ouverture w, est modélisée par un triangle isocèle de petit côté égal à w et de hauteur  $\alpha h$ , où  $\alpha \in ]0; 1[$ .  $N_f$  se calcule alors simplement, à partir de la relation contrainte - ouverture de fissure, obtenue par l'essai de traction sur éprouvette entaillée :

$$N_f = \int_0^{\alpha h} \sigma_f \left( \left( 1 - \frac{z}{\alpha h} \right) w \right) \cdot b \cdot dz \quad (3.6)$$

On rappelle que l'ouverture de fissure est définie comme l'ouverture mesurée par l'extensomètre, à laquelle on a retranché la part de déplacement élastique (fonction de la base de mesure et de la contrainte).

Le béton de fibres de la partie non macrofissurée de la section suit une loi de comportement  $\sigma_b(\epsilon)$  fonction de la déformation totale, et dont l'expression sera précisée par la suite. On fait l'hypothèse que la répartition des déformations reste linéaire dans cette partie de la section et on définit sa courbure  $\chi_m$ . On appelle  $-y_1$  l'ordonnée où est atteinte la contrainte de fissuration en traction du béton :

$$y_1 = \frac{\sigma_{cr}}{E\chi_c} \quad (3.7)$$

La figure 3.4 illustre la répartition des déformations et des contraintes.  $N_b$  se calcule comme l'intégrale de la contrainte sur la hauteur non macrofissurée de la section:

$$N_b = \int_{\alpha h}^h \sigma_b(\chi_m \cdot (z - \alpha h - y_1)) \cdot b \cdot dz \quad (3.8)$$

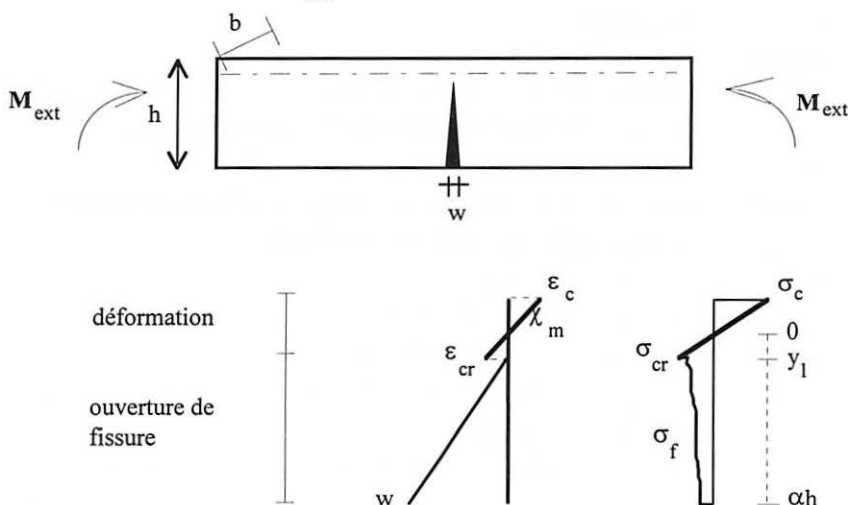


Figure 3.4 - Répartition des déformations et des contraintes dans la section fissurée (approche discrète).

Ecrivons alors les moments résistants de la section par rapport à la fibre inférieure :

$$M_f = \int_0^{\alpha h} \sigma_f \left(1 - \frac{z}{\alpha h}\right) \cdot w \cdot b \cdot z \cdot dz \quad (3.9)$$

$$M_b = \int_{\alpha h}^h \sigma_b(\chi_m \cdot (z - \alpha h - y_1)) \cdot b \cdot z \cdot dz \quad (3.10)$$

L'équilibre des efforts normaux étant assuré, on peut effectuer le calcul des moments résistants par rapport à n'importe quel point du plan de la section fissurée.

## 2.2 Hypothèses cinématiques

L'objectif de la modélisation est de déterminer une relation macroscopique traduisant le comportement d'une section fissurée, c'est-à-dire la relation moment - ouverture de fissure. On représente sur la fig. 3.5 la répartition de la courbure dans la zone autour de la fissure. Cette zone, de longueur  $\Delta_f$ , est perturbée par rapport au comportement élastique correspondant à une courbure  $\chi_e = \frac{M}{EI}$ .

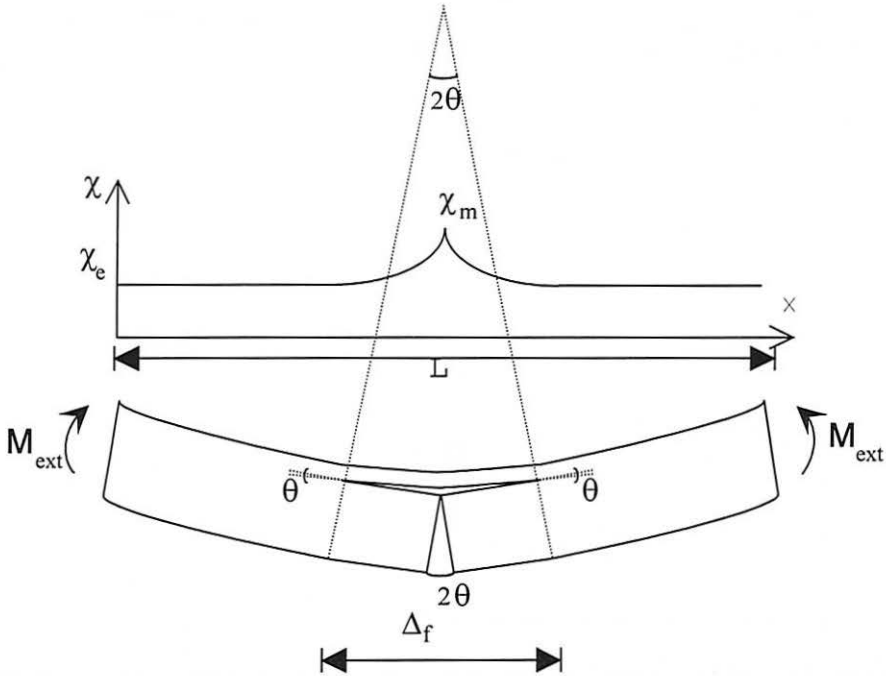


Figure 3.5 - Modélisation de la zone autour de la macrofissure

A la frontière de la zone perturbée, la poutre garde son intégrité. Ceci se traduit par la compatibilité des rotations des couches supérieure et inférieure aux positions  $-\Delta_f/2$  et  $\Delta_f/2$  par rapport à la fissure. L'hypothèse du bicouche fait donc apparaître une discontinuité de la rotation dans la zone perturbée, ce qui se traduit par un "trou" sur la fig. 3.5. Ce "trou" n'est évidemment pas physique et il correspond aux limites de validité de l'approche dans cette zone très perturbée qu'est la pointe de fissure. Cependant on vérifiera que son "ouverture" est petite devant la hauteur de la section.

La rotation d'angle  $\theta$  des blocs rigides de la couche inférieure se traduit par une ouverture angulaire  $2\theta$  de la fissure. En faisant l'hypothèse que  $w$ , ouverture de la fissure, est petite devant  $\alpha h$ , hauteur de la fissure, la géométrie adoptée entraîne la relation suivante :

$$2\theta = \frac{w}{\alpha h} \quad (3.11)$$

Les hypothèses de la théorie des poutres permettent de calculer la variation d'angle de la couche supérieure par l'équation:

$$\theta = \int_0^{\Delta_f/2} \chi(x) \cdot dx \quad (3.12)$$

Le problème posé par les équations (3.4), (3.5), (3.11) et (3.12) comprend 4 inconnues  $\alpha$ ,  $w$ ,  $M_{\text{ext}}$ , et  $\Delta_f$  auxquelles il faut ajouter  $\chi$ , fonction de la position. Certaines hypothèses simplificatrices sont donc nécessaires à sa résolution.

Une étude par éléments finis élastiques (fig. 3.6) montre qu'une fissure perturbe le comportement élastique sur une distance environ égale à sa hauteur de part et d'autre de la fissure. En accord avec nos hypothèses, on peut donc écrire :

$$\Delta_f = 2\alpha h \quad (3.13)$$

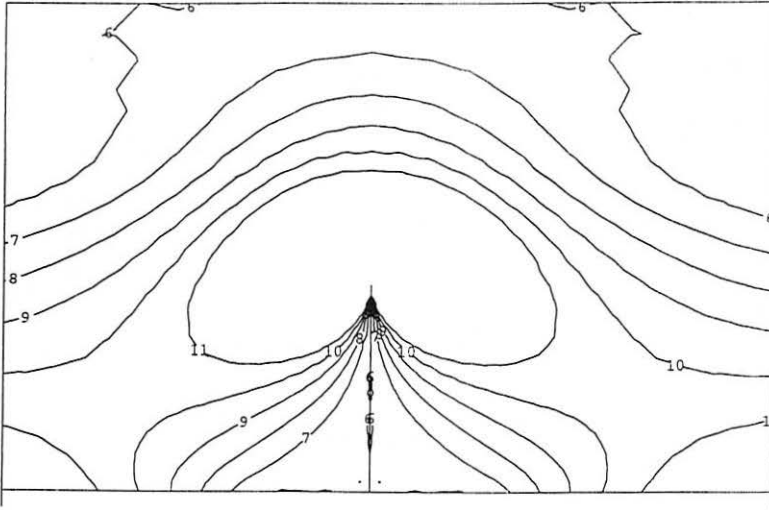


Figure 3.6 - Influence d'une fissure dans une poutre élastique (CESAR-LCPC). Une poutre élastique non fissurée, soumise au même chargement, a une contrainte élastique en fibre inférieure égale à 7 MPa.

On fait l'hypothèse supplémentaire que la courbure varie de manière parabolique de  $\chi_m$  au droit de la fissure à  $\chi_e$  sur la distance  $\Delta_f/2$  ( fig. 3.5). Cette hypothèse est un moyen terme entre la réalité qui correspond à une forte courbure de la partie juste au-dessus de la fissure, et sa description dans le cadre d'un modèle simple. L'équation (3.9) s'écrit alors :

$$\chi(x) = \chi_m - \frac{4}{\Delta_f} \cdot (\chi_m - \chi_e) \cdot x + \frac{4}{\Delta_f^2} \cdot (\chi_m - \chi_e) \cdot x^2$$

$$\theta = \frac{\chi_m + 2\chi_e}{3} \cdot \alpha h \quad (3.14)$$

La compatibilité de la rotation aux frontières de la zone perturbée permet, à partir des équations (3.8) et (3.11), de relier l'évolution de la courbure de la partie non macrofissurée à l'ouverture de la fissure:

$$\chi_m = \frac{3w}{2(\alpha h)^2} - 2\chi_e \quad (3.15)$$

Les relations supplémentaires introduites permettent de résoudre le problème posé par les équations (3.4) et (3.5) si on connaît  $\chi_m$  ou  $w$ . L'algorithme de résolution proposé est décrit en annexe 3. Il est à la base du **logiciel FLEXFIBRES** développé au cours de cette thèse.

Vérifions que la différence entre les déplacements verticaux des couches supérieure ( $\delta_1$ ) et inférieure ( $\delta_2$ ) est faible.  $\delta_1$  est calculé suivant l'hypothèse de variation parabolique de la courbure.  $\delta_2$  est calculé suivant un comportement de charnière.

$$\begin{aligned} \theta(x) &= \int_0^x \chi(x) \cdot dx \\ \delta_1 &= \int_0^{\Delta_f/2} \theta(x) \cdot dx \\ &= \frac{\chi_e + \chi_m}{16} \cdot \Delta_f^2 \end{aligned} \quad (3.16)$$

$$\delta_2 = \frac{2\chi_e + \chi_m}{12} \cdot \Delta_f^2 \quad (3.17)$$

On calcule la différence entre les déplacements verticaux à l'aide des équations (3.13) et (3.12):

$$\delta_2 - \delta_1 = \frac{w}{8} + \frac{3\chi_e}{12} \quad (3.18)$$

Cette différence, de l'ordre de  $w/8$ , est négligeable devant la hauteur de la section.

### 3. Détermination de la flèche

Dans la suite, un certain nombre de diagrammes effort - flèche au centre sont présentés. La flèche  $\delta$  est calculée suivant l'hypothèse de l'apparition d'une seule charnière plastique. Elle est la somme d'un terme élastique  $\delta_e$ , dû à la courbure de la zone non perturbée, et d'un terme lié à la rotation au niveau de la fissure,  $\delta_f$  :

$$\delta_e = \int_0^{(L-\Delta_f)/2} \left( \theta + \int_0^{(L-\Delta_f)/2} \chi_e(x) \cdot dx \right) \quad (3.19)$$

où  $L$  est la longueur entre appuis et  $\chi_e(x) = \frac{M_e(x)}{EI}$  la courbure élastique.

$$\delta_f = \frac{\theta \Delta_f}{2} \quad (3.20)$$

$$\delta = \delta_e + \delta_f = \frac{\theta L}{2} + \int_0^{(L-\Delta_f)/2} \int_0^{(L-\Delta_f)/2} \chi_e(x) \cdot dx \quad (3.21)$$

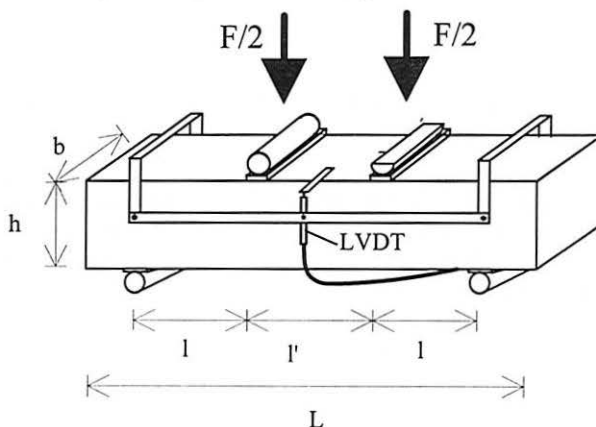
Dans le cas d'une poutre multifissurée, on applique le même principe à l'ensemble des charnières plastiques. La difficulté consiste à déterminer l'espacement entre les fissures. Nos

hypothèses ne permettent pas de prendre en compte l'apparition d'une macrofissure à une distance inférieure à  $\Delta_f/2$  d'une macrofissure existante.

#### IV. VALIDATION DU MODELE

La validation du modèle a été conduite à partir d'une trentaine de résultats expérimentaux sur des prismes soumis à une flexion 4 points (fig. 3.7). Deux tailles de prismes ont été utilisées (14 x 14 x 56 cm et 16 x 16 x 100 cm) ; certains ont été entaillés dans leur section médiane. Les prismes sont coulés dans des moules métalliques et vibrés extérieurement à l'aide d'une table vibrante. Le béton est introduit à l'aide d'une pelle à main : une pelletée au centre, puis une dans chaque tiers extrême. Ils sont décoffrés après 24 h et conservés en piscine jusqu'au jour de l'essai (environ 28 jours après le coulage). La face d'application de la charge est tournée de 90° par rapport à la face de coulage afin de limiter les effets de structuration des fibres.

Les essais ont été réalisés à l'aide d'une presse MFL de capacité 100 kN en contrôlant la vitesse (50  $\mu\text{m}/\text{min}$ ) de la flèche mesurée au centre du prisme. Cette flèche est mesurée par un capteur de déplacement (LVDT), en s'affranchissant des déformations de la presse et des appuis, à l'aide d'un extensomètre en appui ponctuel sur l'axe du prisme au droit des appuis (fig. 3.7) [Boulay 1988]. La mesure de l'ouverture de fissure est effectuée dans la zone centrale de l'éprouvette à l'aide d'un LVDT collé au niveau de la fibre inférieure sur une base de 10 ou 14 cm suivant l'essai. Les résultats présentés correspondent à l'ouverture mesurée, à laquelle on a soustrait la part de déplacement élastique.



si  $L = 46$ ,  $h = 14$  et  $b = 14$  cm alors  $l = l' = 14$  cm

si  $L = 100$ ,  $h = 16$  et  $b = 16$  cm alors  $l = 27,5$  et  $l' = 20$  cm

**Figure 3.7** - Essai de flexion 4 points (prisme équipé d'un extensomètre permettant de s'affranchir des déformations externes)

Les déformations de la zone supérieure du prisme sont mesurées à l'aide de jauges de 60 mm collées sur le béton à différentes hauteurs. La courbure est calculée, à partir de l'hypothèse de

linéarité de la répartition des déformations, par une régression linéaire sur les déformations mesurées.

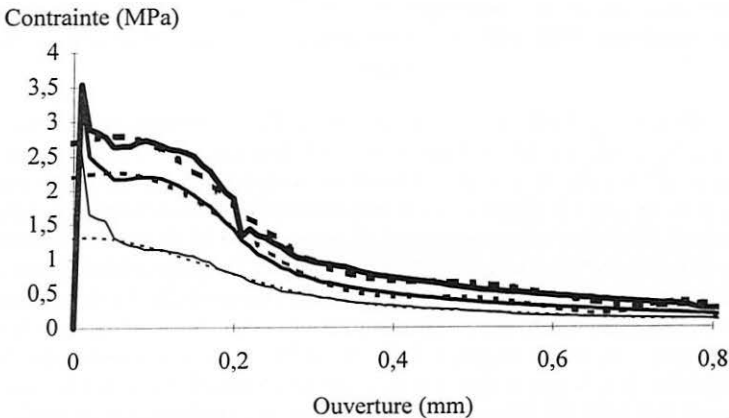
*Les valeurs de certains paramètres (base de mesure, position et nombre des jauges, profondeur d'entaille) pouvant varier entre deux campagnes d'essais, elles seront précisées lors des comparaisons avec le modèle.*

Pour chaque prisme testé, il a été carotté parallèlement à l'axe (donc suivant la direction de la sollicitation principale) une ou deux éprouvettes dans les parties saines (à 5 cm des extrémités, pour s'affranchir des effets de bord), pour caractériser le matériau en traction uniaxiale. Certains résultats d'essais ont été présentés au chapitre 2. On considère la courbe expérimentale à partir du moment où la fissure est correctement propagée (ouverture  $w_i$ , de l'ordre de 50 à 100  $\mu\text{m}$ , définie au chapitre 2). Cette courbe est prolongée jusqu'à une ouverture nulle en conservant la même valeur de contrainte que pour l'ouverture  $w_i$ . Le comportement en traction est obtenu par un *lissage* des courbes expérimentales, à l'aide du solveur d'Excel IV ou par une approximation à l'aide de segments de droite. Des éprouvettes cylindriques 16 x 32 cm ont été testées à 28 jours pour déterminer le module d'Young et la résistance moyenne à la compression du béton. La contrainte de fissuration est calculée suivant la formule réglementaire à partir de la résistance en compression :

$$\sigma_{cr} = 0,6 + 0,06.f_c \quad (3.22)$$

La validation du modèle doit être effectuée à deux niveaux. Le niveau global correspond aux diagrammes moment - ouverture de fissure (ou effort - flèche). Le niveau local concerne les déformations et la courbure mesurées. Ce niveau est indispensable à la validation de nos hypothèses et nécessaire à la détection d'un état limite de compression. On présente ici quelques exemples de cette validation (complétée à l'annexe 4). La composition des bétons utilisés est précisée dans l'annexe 1.

### 1. Comportement global



**Figure 3.8** - Approximations (trait pointillé) des diagrammes minimum, moyen et maximum obtenus en traction uniaxiale sur éprouvettes entaillées ( $\phi$  120 mm).

On présente, fig. 3.9, des résultats obtenus avec le béton B35FF30 sur des prismes 14 x 14 x 56 cm non entaillés. Les diagrammes en traction ont été lissés en utilisant des polynômes de degré 9 (fig. 3.8).

Le comportement en compression est modélisé par une loi parabolique : la résistance à la compression est prise égale à 40 MPa pour une déformation de 2 ‰, le module d'Young est calculé suivant la formule du BAEL ( $E = 11000(f_c)^{1/3}$ ). On précise que les déformations en compression calculées et mesurées sur la fibre supérieure n'ont pas atteint 1 ‰ pour une ouverture de 1 mm. On note la bonne prédiction de la dispersion des essais de flexion à partir de celle des essais de traction. Ceci tend à prouver que le diamètre des éprouvettes est représentatif et que le mécanisme de fissuration en flexion est bien décrit : le modèle possède une excellente sensibilité à la loi de traction.

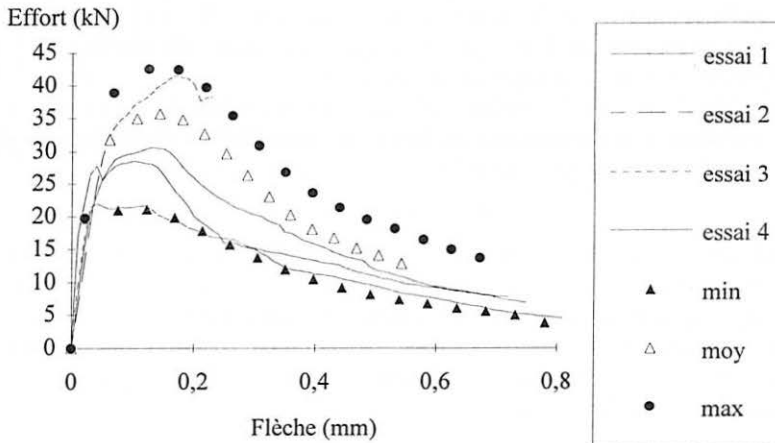


Figure 3.9 - Comparaison du modèle avec les essais effectués sur des prismes 14 x 14 x 56 cm en béton B35FF30. La contrainte de fissuration est prise égale à 3 MPa pour le calcul.

Les figures 3.10 à 3.13 présentent des exemples de modélisation pour des bétons contenant des fibres en acier tréfilé. Le béton utilisé a dans les deux cas une résistance moyenne à la compression de 27,5 MPa et le comportement en compression est modélisé par une loi parabolique. Afin de tester l'influence de l'approximation de la loi de traction, les fig. 3.11 et 3.13 décrivent les résultats obtenus en prenant, d'une part, une loi de traction obtenue suivant la procédure définie plus haut (segments 1) et, d'autre part, une approximation par segments prenant en compte la phase de propagation de la fissure (segments 2). La deuxième approche entraîne logiquement une augmentation de l'effort pour de petites ouvertures (ou flèche). Les écarts avec les essais restent raisonnables (inférieurs à 10 %), mais on constate que l'approche proposée (segments 1) est conservatrice. On note que l'écart entre l'effort de fissuration calculé (première valeur non nulle sur les courbes) et l'effort observé expérimentalement (de l'ordre de 1,6) est en accord avec les effets d'échelle. Les prismes présentés ont un comportement non-fragile (au sens du BAEL) et on vérifie que le niveau du palier est supérieur à 0,35 fois la résistance en traction (calculée) affectée d'un facteur 1,6.

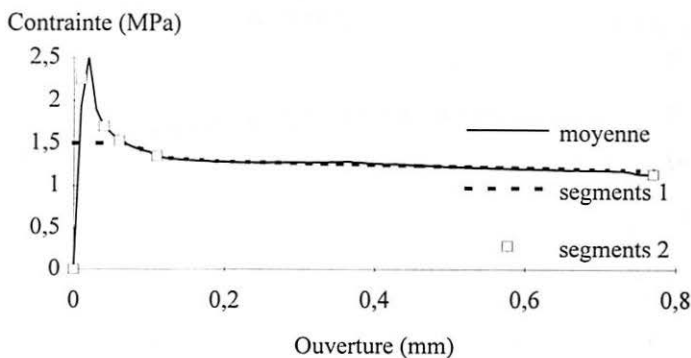


Figure 3.10- Approximation multilinéaire du diagramme moyen en traction du béton B25BE40L (propagation effective de la fissure à 70  $\mu\text{m}$ ).

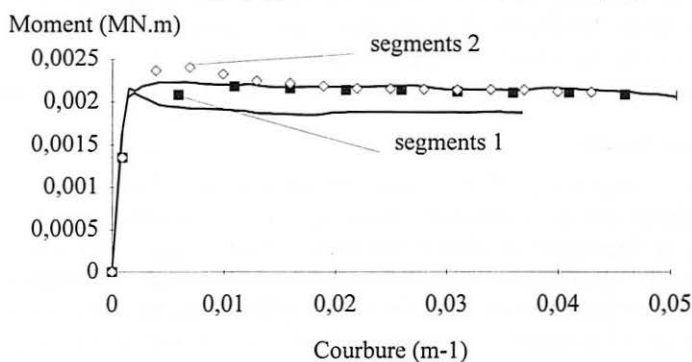


Figure 3.11 - Calcul effectué à partir de l'approximation multilinéaire en traction (contrainte de fissuration prise égale à 2,25 MPa). Section 16 x 15 cm correspondant aux essais sur des prismes 16 x 16 x 100 cm entaillés de 1 cm dans la section médiane.

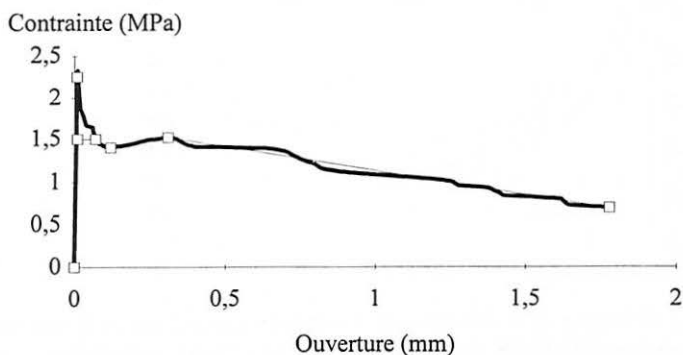


Figure 3.12 - Approximation par des segments de droite du diagramme moyen en traction du béton B25TW50.

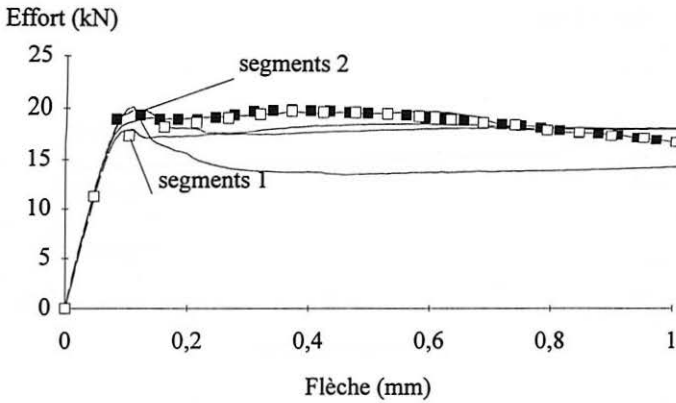


Figure 3.13 - Modélisation d'essais de flexion 4 points sur des prismes 16 x 16 x 100 cm non entaillés, en béton B25TW50, à partir des approximations par segments. La courbe "segments 1" est obtenue à partir de l'approximation décrite fig. 3.11. La courbe "segments 2" est obtenue en décrivant plus précisément la courbe moyenne de traction entre 10 et 70  $\mu\text{m}$ .

## 2. Informations locales

Les hypothèses concernant le mécanisme, la répartition de la courbure et la taille de la zone perturbée influent sur les paramètres locaux que sont la courbure, la déformation en compression, et l'ouverture de fissure. On présente, fig. 3.14 et 3.15, des exemples de résultats. On note une légère tendance à surestimer la déformation en compression, mais il faut se rappeler que la mesure est effectuée à l'aide de jauges qui ne fournissent qu'une valeur moyenne. En ce qui concerne la courbure, le modèle fournit une bonne estimation de son évolution. Au vu de la relative simplicité du modèle, les résultats obtenus au niveau local sont tout à fait satisfaisants.

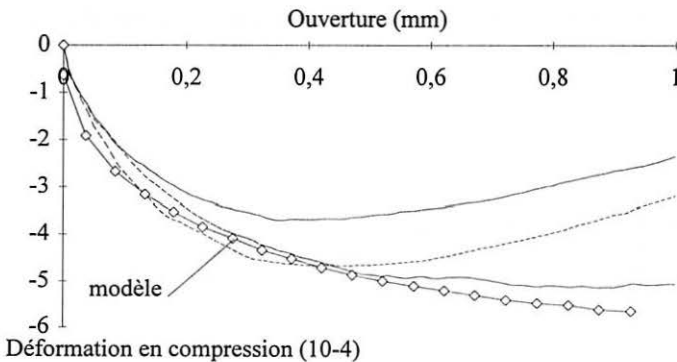


Figure 3.14 - Prédiction de la déformation en compression à 0,5 cm de la face supérieure. Prismes en béton B25BE40L, de dimensions 14 x 14 x 56 cm, entaillés de 1 cm dans la section médiane. Jauges de 60 mm.

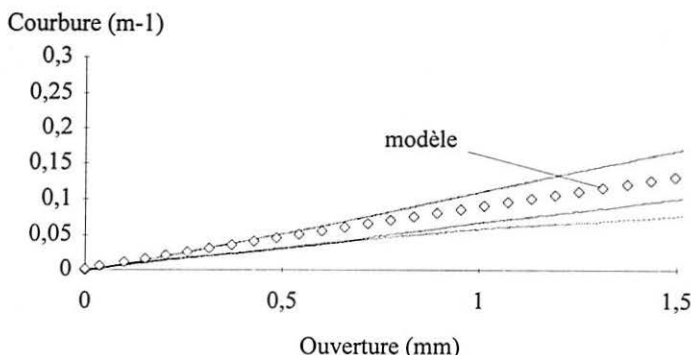


Figure 3.15 - Evolution de la courbure en fonction de l'ouverture de fissure. Prismes en béton B25TW50, de dimensions 14 x 14 x 56 cm non entaillés. La courbure est calculée à partir des déformations mesurées à l'aide de deux jauges de 60 mm située sur la face supérieure et à 0,55 cm de celle-ci.

### 3. Discussion

#### 3.1 Validité des hypothèses

Le modèle proposé est basé sur deux hypothèses fortes. La première concerne la taille de la zone perturbée,  $\Delta_f$ . La valeur choisie,  $2\alpha h$ , a été déterminée à partir d'une modélisation élastique par éléments finis d'un matériau homogène. La réalité est différente puisque la présence conjointe des fibres et des granulats modifie les transferts d'effort. De plus, lorsque la fissure est peu développée, la multifissuration adjacente perturbe la répartition de la courbure.

Cependant, la figure 3.16 montre que le comportement global est peu sensible à des variations d'amplitude 1,5 sur la valeur de  $\Delta_f$ . Les écarts extrêmes sont de 10 %, ce qui est acceptable au plan de la validité du modèle. Il est probable que lorsque la hauteur de la fissure est faible (de l'ordre de la moitié de la longueur de la fibre) les perturbations dans les zones d'ancrage influencent la répartition des fissures. Au delà, il semble que l'aspect structural prédomine.

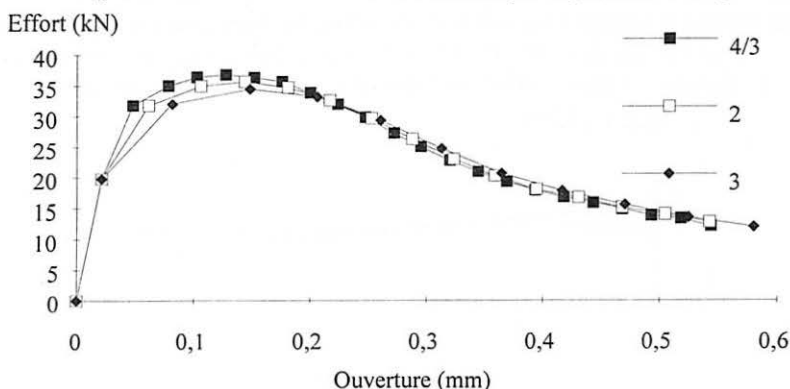


Figure 3.16 - Influence de la valeur de  $\Delta_f$  (4/3, 2 ou 3 fois  $\alpha h$ ) sur les diagrammes effort-ouverture (essais de la fig. 3.9).

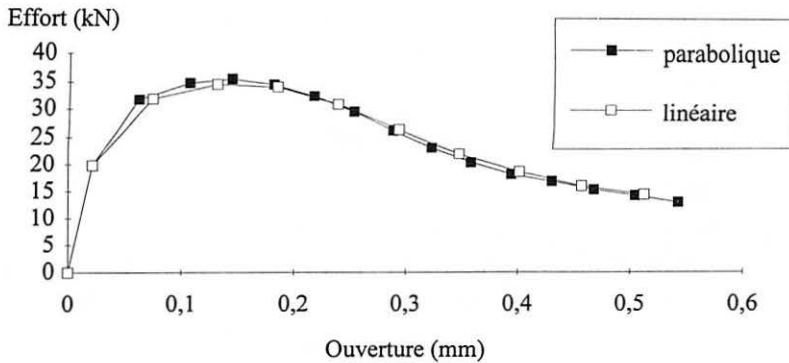


Figure 3.17 - Comparaison entre le modèle linéaire et le modèle parabolique.

La deuxième hypothèse concerne la variation de la courbure dans la zone perturbée. Il est clair que cette variation est, elle aussi, influencée par les phénomènes cités. La figure 3.17 compare des résultats obtenus avec une variation parabolique ou linéaire de la courbure. Les effets sont encore une fois relativement faibles.

### 3.2 Loi de traction et effets d'échelle en flexion

En introduction, il a été évoqué un effet d'échelle sur le comportement en flexion dû à la dépendance de la contrainte postfissuration vis-à-vis de l'ouverture. On schématise (fig. 3.18) deux comportements en traction énergétiquement équivalents et on présente les résultats obtenus pour des hauteurs de poutres différentes en gardant une largeur constante égale à 0,14 m (fig. 3.19 et 3.20). La résistance moyenne à la compression est prise égale à 35 MPa, et on choisit une loi d'évolution parabolique. On constate, tout d'abord, que les comportements en flexion sont très différents. Il faut donc être prudent avec les approches par équivalence en énergie. On observe que l'écart relatif entre les moments résistants reste constant. En revanche, le rapport entre le moment maximum et le moment de fissuration diminue avec la hauteur, ce qui s'explique par une diminution du gradient des contraintes avec l'augmentation de la hauteur. Enfin, la fig. 3.20 illustre un comportement différent des sections en fonction de la hauteur puisque la hauteur de fissure pour une ouverture donnée diminue avec la hauteur de la poutre, ce qui diminue la déformation maximum en compression. On se trouve donc loin, pour l'intervalle d'ouvertures considéré, de l'approximation présentée en introduction.

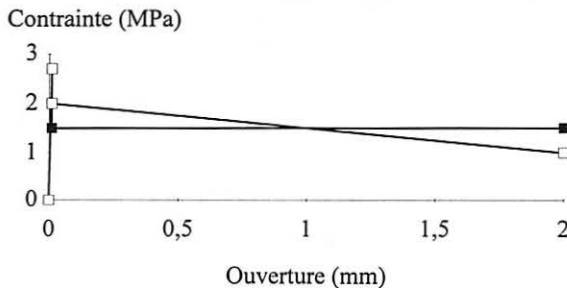


Figure 3.18 - Comportement type (constant et linéaire) en traction uniaxiale (résistance à la fissuration 2,7 MPa).

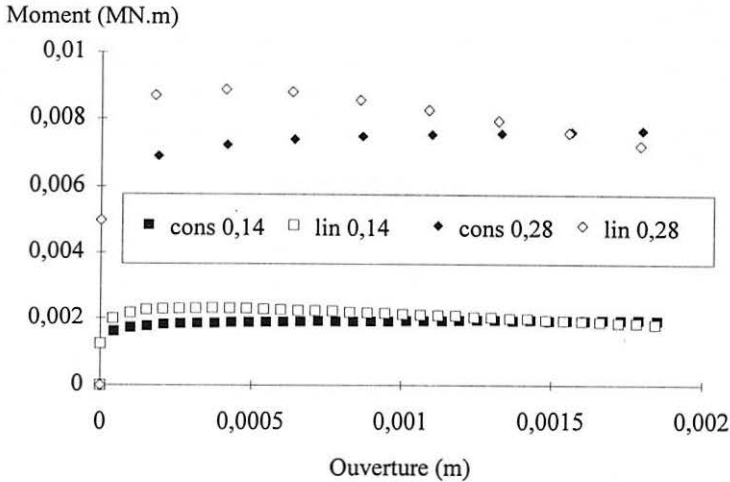


Figure 3.19 - Diagrammes moment - ouverture de fissure calculés pour deux sections de hauteur 0,14 et 0,28 m (largeur 0,14 m) en utilisant les lois de comportement constante et linéaire définies fig. 3.18.

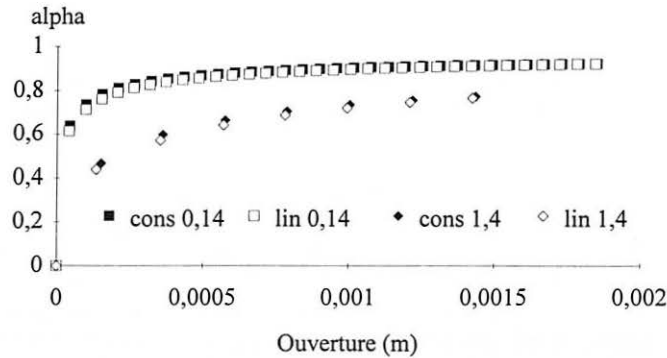


Figure 3.20 - Diagrammes alpha (propagation dans la hauteur de la section) - ouverture de fissure pour deux poutres de hauteurs respectives 0,14 et 1,4 m (largeur 0,14 m).

## V. EXTENSION A LA FLEXION COMPOSEE

Certaines applications actuelles (pieux forés à la tarière creuse) ou en développement (voussoirs de tunnel) des BFM concernent les sollicitations en flexion composée. Il est facile de prendre en compte, dans le modèle, l'effet d'un effort normal excentré, si on fait l'hypothèse que le mécanisme de fissuration n'est pas modifié. Il suffit pour cela d'ajouter dans les équations (3.4) et (3.5) l'effort normal extérieur et le moment dû à son excentricité :

$$N_b + N_f = N_{ext} \quad (3.23)$$

$$M_b + M_f = M_{ext} + M_{Next} \quad (3.24)$$

On présente, fig. 3.21, un exemple de calcul sur un pieu de section circulaire (on note que l'intégration des contraintes sur la hauteur se trouve pondérée par une largeur variable, au contraire des poutres). L'exemple traité a été tiré des travaux de [Zahn 1991]. Il s'agit d'essais de flexion 4 points sur des poutres cylindriques de diamètre 0,5 m, précontraintes extérieurement par un effort centré de 1,375 MN. Des essais de traction uniaxiale sur des éprouvettes coulées sont modélisées par une *contrainte postfissuration constante de 0,5 MPa*. La résistance moyenne à la compression est de 48 MPa à 28 jours. On constate que le comportement global est bien appréhendé, et que l'écart sur le moment maximum est inférieur à 10 %. On note que l'ouverture de fissure calculée pour une courbure de  $0,02 \text{ m}^{-1}$  est de 2 mm, ce qui correspond déjà à une diminution de la contrainte postfissuration lors des essais.

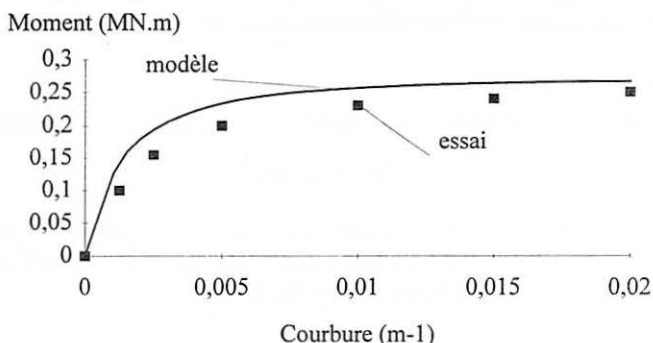


Figure 3.21 - Comparaison modèle - expérience des diagrammes moment - courbure correspondant à un pieu de 0,5 m de diamètre soumis à un effort normal extérieur centré de 1,375 kN.

Dans l'objectif d'un dimensionnement, il est important de tracer le diagramme d'interaction moment - effort normal afin de vérifier que l'ensemble des cas de charge est repris par la structure. Le programme FLEXFIBRES a été adapté en conséquence, et on a tracé, fig. 3.22, le diagramme moment maximum - effort normal correspondant au pieu modélisé fig. 3.21. Le changement d'allure de la courbe au delà de 6,5 MN correspond au fait que le moment repris par la section fissurée est inférieur au moment de fissuration : le moment maximum est donc égal au moment de fissuration et la condition de non fragilité n'est pas vérifiée.

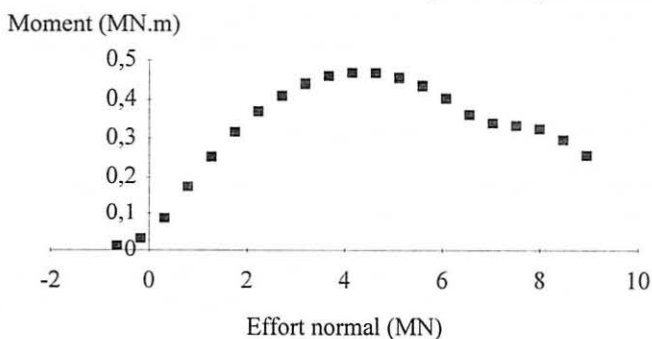


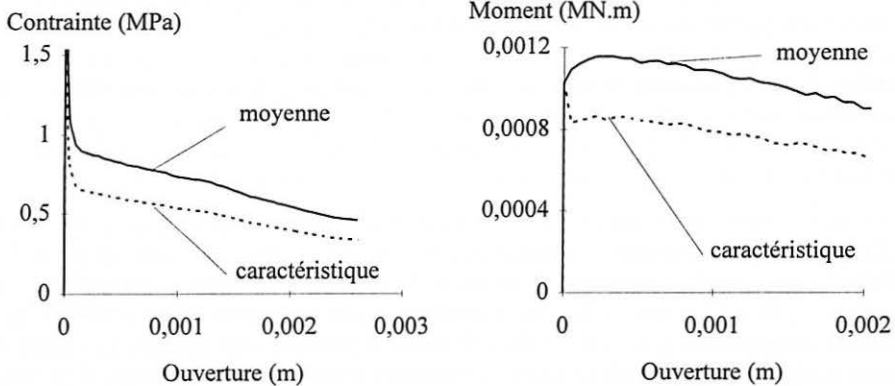
Figure 3.22 - Diagramme d'interaction moment - effort normal (pieu de diamètre 0,5 m).

## VI. CONCLUSION

Ce chapitre, qui concerne le mode de sollicitation le plus couramment rencontré dans les structures, la flexion, démontre à la fois la bonne adaptation aux BFM de méthodes d'analyse proches de celles relatives au béton armé, et la validité de l'essai de traction, en termes de caractérisation du matériau, donc de détermination d'un comportement postfissuration intrinsèque.

**Le modèle proposé rend possible la définition d'états limites à partir d'ouvertures de fissures ou de déformations en compression.** Il permet donc de prendre en compte les **effets d'échelle** liés à la hauteur de la section. Un certain nombre d'hypothèses ont été nécessaires à son écriture. Une validation a permis de les conforter et une étude a montré une faible sensibilité des diagrammes moment - ouverture (utiles à l'ingénieur) vis-à-vis des paramètres du modèle. Enfin, le modèle a montré une bonne sensibilité au comportement postfissuration en traction, ce qui donne la possibilité d'une optimisation des BFM utilisés pour une structure donnée.

Pour rester dans une logique réglementaire, il est nécessaire d'utiliser un diagramme caractéristique du comportement en traction tel qu'il a été défini au chapitre 2. La figure 3.23 compare ainsi les diagrammes calculés en utilisant en traction un diagramme moyen et un diagramme caractéristique obtenus pour un béton projeté, dosé à  $40 \text{ kg/m}^3$  de fibres à crochet de 30 mm. Le béton considéré présente un diagramme caractéristique particulièrement proche du diagramme moyen. On retrouve en flexion le même écart qu'en traction. Cependant, dans ce cas précis, le diagramme caractéristique ne permet pas de satisfaire à la condition de non-fragilité en flexion pour la section considérée.



a)- Diagrammes obtenus en traction  
(8 éprouvettes  $\phi$  74 mm carottées dans  
une caisse de béton projeté).

b)-Diagrammes moment - ouverture de fissure  
(calculés pour une section  $0,14 \times 0,14 \text{ m}$ ,  
à partir de la fig. a)).

Figure 3.23 - Comparaison des diagrammes moment - ouverture de fissure, calculés pour des diagrammes moyen et caractéristique en traction.

# 4. Comportement à l'effort tranchant

## Résumé

On traite dans ce chapitre du comportement des poutres en BFM, armées longitudinalement, soumises à l'effort tranchant.

La première partie est consacrée à l'étude bibliographique des nombreux travaux effectués sur les poutres en béton armé (BA), ainsi que de résultats plus récents sur les poutres en BFM. L'étude des poutres en BA a permis de comprendre les mécanismes mis en jeu. Ainsi, on peut distinguer dans la résistance à l'effort tranchant la part structurale de la part directement liée au renforcement transversal. Les essais réalisés sur les BFM ont mis en évidence une analogie de comportement avec les poutres en BA. La part structurale subit les mêmes évolutions que celle des poutres en BA en fonction des paramètres géométriques de la section et du chargement. On a pu définir une géométrie d'essai propre à évaluer l'apport du renforcement transversal.

La deuxième partie présente un programme expérimental, réalisé au cours de ce doctorat, sur des poutres en T de grandes dimensions. Il met clairement en évidence le lien entre le comportement postfissuration des BFM en traction et l'évolution de la part du renforcement transversal dans la résistance à l'effort tranchant de la poutre. On observe notamment un effet d'échelle lié au rapport entre la taille des fibres et la hauteur de la poutre. Une méthode de calcul à l'état ultime est proposée. Elle pose le problème de la définition d'une ouverture de fissure limite pour la détermination de la contrainte moyenne de calcul. Cette définition doit tenir compte des effets d'échelle constatés et une proposition est faite dans ce sens.

La troisième partie tient compte des enseignements de l'étude précédente pour tenter d'optimiser le couple matériau - structure vis-à-vis de la sollicitation d'effort tranchant. La première étape consiste à augmenter le niveau de la contrainte résiduelle postfissuration par l'emploi d'un BHP. Le niveau de cette contrainte restant peu élevé, on a privilégié une géométrie correspondant à des sollicitations limitées : la poutrelle rectangulaire. Les résultats obtenus confirment la similitude de comportement avec le BA. Dans ce cas précis, 1,25 % en volume de fibres d'acier se sont avérées aussi efficaces, en terme de comportement global, que 0,5 % de cadres plus 0,5 % d'armatures longitudinales situées dans la zone comprimée. Pour des niveaux de chargement correspondant à l'ELS, les poutrelles en BFM présentent des fissures d'effort tranchant deux fois moins ouvertes que les poutrelles en BA. La méthode de dimensionnement proposée s'avère satisfaisante.

## INTRODUCTION

Dans un élément de structure en béton armé, la mise en place des cadres est parfois longue et peut conduire à un ferrailage si dense qu'il rend difficile la mise en oeuvre du béton. L'utilisation des fibres métalliques, en remplacement partiel ou total des étriers, apparaît économique de par le gain de temps et de main d'oeuvre sur le ferrailage de pièces très armées. De même, dans le cas de poutres préfabriquées, l'utilisation des BFM peut conduire à une automatisation plus poussée de la chaîne de production. Bien entendu, il faut alors vérifier la capacité mécanique des fibres à reprendre les efforts de traction au droit des fissures et à assurer la ductilité nécessaire.

Afin de bien comprendre les mécanismes intervenant dans le comportement à l'effort tranchant, et d'évaluer le rôle que peuvent jouer les fibres, il est important de tirer les leçons de l'abondante littérature concernant le comportement à l'effort tranchant des poutres en béton armé.

## Première partie

### Etude bibliographique

#### A - POUTRES EN BETON ARME

##### I. INTRODUCTION

Depuis l'invention du béton armé à la fin du 19<sup>e</sup> siècle, les ingénieurs et les chercheurs ont tenté d'élaborer une théorie du comportement à l'effort tranchant des poutres en béton armé. Si, à ce jour, le comportement en flexion est correctement appréhendé par le calcul, il n'en est rien du comportement à l'effort tranchant, malgré les nombreux essais réalisés à travers le monde (plusieurs milliers). Les règlements actuels s'appuient sur des règles empiriques dérivées des essais et ayant pour base commune l'analogie avec le treillis de Ritter et Mörsch. Ces essais ont cependant permis de comprendre en grande partie le comportement des poutres après fissuration d'effort tranchant, et l'avènement de codes d'éléments finis, permettant de prendre en compte la redistribution des contraintes internes, laisse présager des progrès notables.

Citons par exemple, pour résumer l'état de l'art [Kotsovos 1983] :

*"Current shear design procedures are generally considered unsatisfactory and considerable efforts are being made to revise them."*

[On considère généralement que les règles actuelles de dimensionnement à l'effort tranchant ne sont pas satisfaisantes et des efforts considérables sont faits actuellement pour les réviser.]

*"... the various modes of diagonal failures ... are associated with the multiaxial stress conditions in the region of the path along which the compressive force is transmitted from support to support."*

[... les différents types de rupture par effort tranchant ... sont liés à la répartition multiaxiale des contraintes dans la zone du chemin de transmission de la force de compression du point de chargement au point d'appui.]

## II. COMPORTEMENT EXPERIMENTAL

### 1. Généralités

"Tout élément linéaire soumis à un moment fléchissant  $M$  subit simultanément un effort tranchant  $V=dM/ds$  qui produit des contraintes de cisaillement  $\tau$  ..., en tant que telles, (elles) ne constituent ni un critère de rupture, ni un critère de fissuration. Par contre elles influencent la valeur et la direction des contraintes principales ..." [Walther 1990]

Si on considère une poutre en béton armé, soumise à une flexion simple, son comportement est élastique au début du chargement, et les contraintes sont réparties comme le montre la fig. 4.1.1.

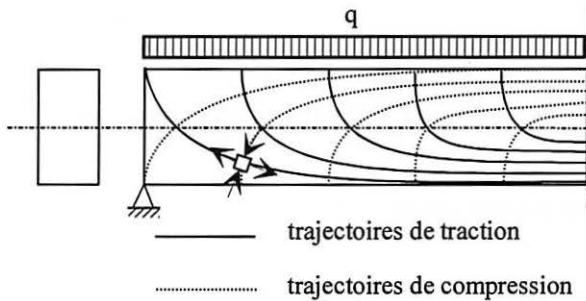


Figure 4.1.1 - trajectoires des contraintes principales à l'état non fissuré.

Le cisaillement a alors l'expression suivante :

$$\tau(y) = VS(y)/Ib(y)$$

où  $V$  est l'effort tranchant,  $S(y)$  le moment statique,  $b(y)$  la largeur de la section à l'ordonnée  $y$ , et  $I$  le moment d'inertie.

La figure 4.1.2 illustre la répartition du cisaillement en fonction de la section d'une poutre.

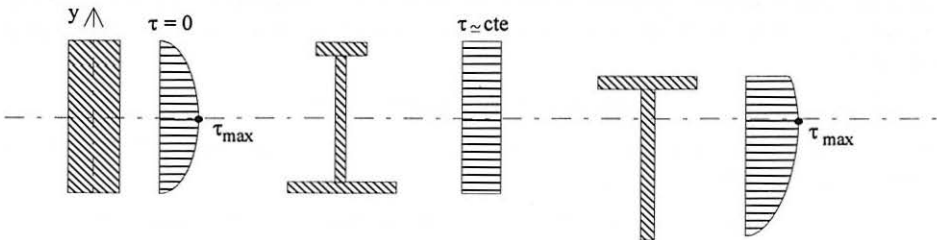


Figure 4.1.2 - Répartition du cisaillement en fonction de la section

(d'après [Walther 1990])

Les contraintes principales sont reliées aux contraintes normales, dans le repère de la poutre, et au cisaillement, à travers le cercle de Mohr :

$$\sigma_{I,II} = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \pm \sqrt{((\sigma_x - \sigma_y)^2 / 2 + \tau_{xy}^2)}$$

Lorsque la contrainte principale de traction atteint la résistance du béton, une ou plusieurs fissures apparaissent. Les fissures dues au moment de flexion, perpendiculaires à l'axe de la poutre, sont contrôlées par les armatures longitudinales et la zone du béton comprimé. En présence d'effort tranchant, des fissures diagonales apparaissent indépendamment ou dans le prolongement des fissures de flexion. Le terme anglo-saxon "shear failure" (rupture par cisaillement) est ambigu car ce sont les contraintes principales de traction qui sont à l'origine de la fissuration. De plus, les causes de rupture diagonale ne sont qu'en partie dues aux effets de cisaillement. En fait, il y a combinaison du transfert vers l'appui de l'effort tranchant et de la force de compression. L'évolution de la fissuration, donc de la capacité résistante de la structure, est fonction de paramètres géométriques et matériels:

- mode de chargement
- rapport a/d entre la portée d'effort tranchant et la hauteur utile de la poutre
- quantité, répartition et type du renforcement transversal
- quantité et type des armatures longitudinales
- résistances en compression et en traction du béton
- hauteur et largeur de la poutre
- géométrie de la section

Les résultats expérimentaux présentés ci-dessous ont permis d'étudier l'influence qualitative (mode de rupture) et quantitative (valeur de la capacité résistante) de ces paramètres.

La majorité des essais de poutre à l'effort tranchant ont été réalisés sur des poutres rectangulaires, en raison de la simplicité de leur géométrie. Cependant, les poutres employées par l'industrie sont souvent en T avec ou sans talon, afin de réduire le poids propre tout en gardant une inertie élevée.

Les dispositifs d'essais permettent en général d'appliquer une sollicitation en flexion simple sur un système isostatique. Cette flexion peut être centrée ou présenter une zone de moment constant. D'autres dispositifs ont été employés afin d'étudier l'action de moments de signes opposés, ou encore des systèmes hyperstatiques.

Dans la suite, on considérera un essai de flexion 4 points (zone de moment constant entre les deux points d'application de l'effort) appliquée à une poutre posée sur appuis simples. Dans le cas d'une poutre renforcée par des cadres d'effort tranchant et dont le rapport a/d (portée d'effort tranchant / hauteur utile) est supérieur à 2,5, Leonhardt [Leonhardt 1971] propose de distinguer différentes zones (fig. 4.1.3):

**Zone A** : au voisinage des appuis d'about ou, dans le cas hyperstatique, aux environs du point de moment nul. Aucune fissure n'est observée jusqu'à rupture pour a/d > 2,5.

**Zone B** : le moment est faible, et des fissures d'effort tranchant peuvent prendre naissance dans l'âme lorsque la contrainte principale de traction dépasse la résistance du béton. Leur

inclinaison est comprise entre 20 et 30°. On observe rarement une rupture, sauf si le taux de ferrailage transversal est très faible.

**Zone C** : les fissures se développent à partir des fissures de flexion, avec une inclinaison comprise entre 40 et 70°. La rupture intervient en flexion par compression ou par

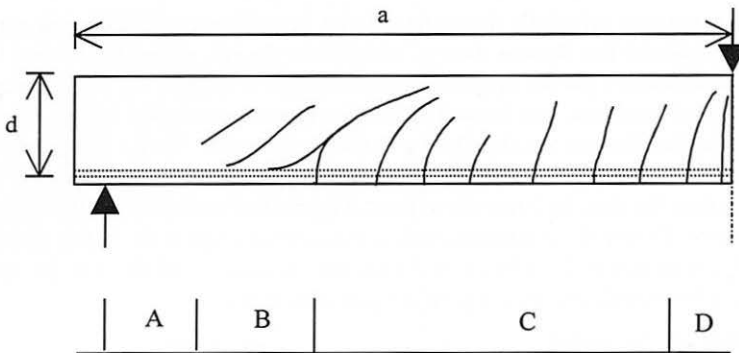


Figure 4.1.3 - Zones de fissuration d'une poutre en flexion (d'après [Leonhardt 1971]).

plastification des armatures longitudinales, sauf si le taux de ferrailage transversal est faible (la plastification des cadres entraîne une propagation de la fissure et, généralement, une rupture de la zone comprimée).

**Zone D** : moments élevés et efforts tranchants relativement faibles. Des essais sur poutres rectangulaires en béton armé ont montré que, lorsque le rapport  $M/Vd$  (c'est-à-dire  $a/d$ ) est supérieur à 7 ( $M$  moment de flexion), il n'y a aucun danger de rupture par effort tranchant [Leonhardt 1962].

Les zones B et C sont délimitées par la résistance du béton en traction par flexion.

## 2. Poutres sans armatures d'âme

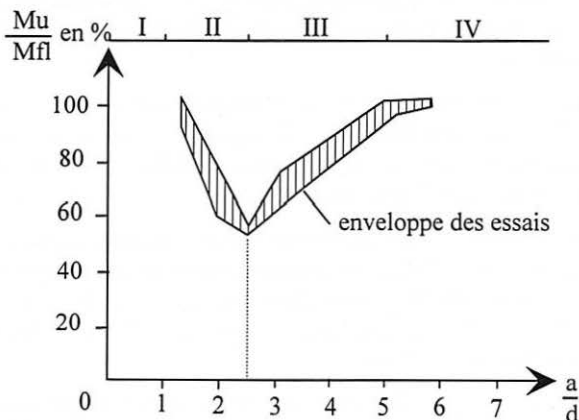


Figure 4.1.4 - Résistance relative d'une poutre en fonction du rapport  $a/d$  (d'après [Kani 1966], poutre rectangulaire 15x 30 cm, béton de résistance moyenne à la compression 28 MPa, renforcement longitudinal de 2,8 %).

Kani [Kani 1966] a montré la pertinence de la description du comportement des poutres sans armatures transversales soumises à l'effort tranchant, par le diagramme  $(M_u/M_{fl}) - (a/d)$ , où  $M_u$  est le moment de rupture de la poutre,  $M_{fl}$  la capacité résistante en flexion pure, "a" la portée d'effort tranchant et "d" la hauteur utile de la poutre (fig. 4.1.4). Ce diagramme, appelé "vallée de Kani", fait apparaître quatre zones en fonction du type de rupture : zone I cisaillement "direct" (rupture par fendage transversal du point d'appui au point de chargement), zone II et III rupture par effort tranchant, zone IV rupture par flexion. Les zones II et III diffèrent par le mode de rupture : fissure diagonale (brutale) en zone III, cisaillement compression en zone II.

Le mécanisme de propagation d'une fissure est le suivant [Robinson 1962]:

- apparition d'une fissure, qui peut se stabiliser, lorsque la contrainte de traction est supérieure à la résistance du béton.

- rôle des armatures longitudinales : effet de goujon faible mais augmentation de l'effort dans les armatures tendues ( $F=V.x/z$  et  $x/z$  croissant, fig. 4.1.5). Cet effort supplémentaire provoque une ouverture de la fissure de flexion et fait tourner les deux parties de la poutre : il y a auto-accélération de la propagation.

- la fissure suit les isovalues de compression et réduit progressivement la zone comprimée. Ceci conduit à un endommagement du béton en compression lorsque la contrainte atteint 60 % de la résistance ( $f_c$ ).

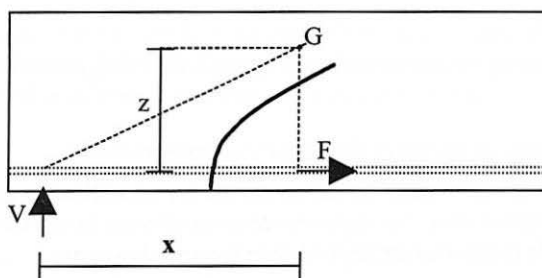


Figure 4.1.5 - Equilibre de la section fissurée : effort supplémentaire en traction.

De plus il peut apparaître une fissure le long des barres longitudinales : toute la barre est alors soumise à l'effort de traction du point de branchement des fissures.

Le diagramme de Kani fait apparaître un minimum de capacité résistante relative de la poutre pour une valeur  $a/d = 2,5$  qui délimite les zones II et III. Une série de 133 essais a été réalisée pour mesurer l'influence sur ce diagramme des paramètres  $a/d$ ,  $f_c$  et  $\rho_L$  (taux de renforcement longitudinal) sur la capacité résistante d'une poutre rectangulaire sans armatures d'âme. La valeur correspondant au minimum ( $a/d=2,5$ ) est indépendante de  $f_c$  et  $\rho_L$ . La valeur de  $f_c$  n'a pas d'influence significative sur cette courbe, au contraire de la quantité des aciers longitudinaux (fig. 4.1.6).

Une poutre en T sans renforcement transversal (lorsque la largeur de la table de compression est inférieure à 2 fois la hauteur de la poutre, et que son épaisseur est inférieure à la moitié de la hauteur) se comporte comme une poutre rectangulaire : la table de compression est traversée par la fissure diagonale et ne peut donc pas travailler efficacement.

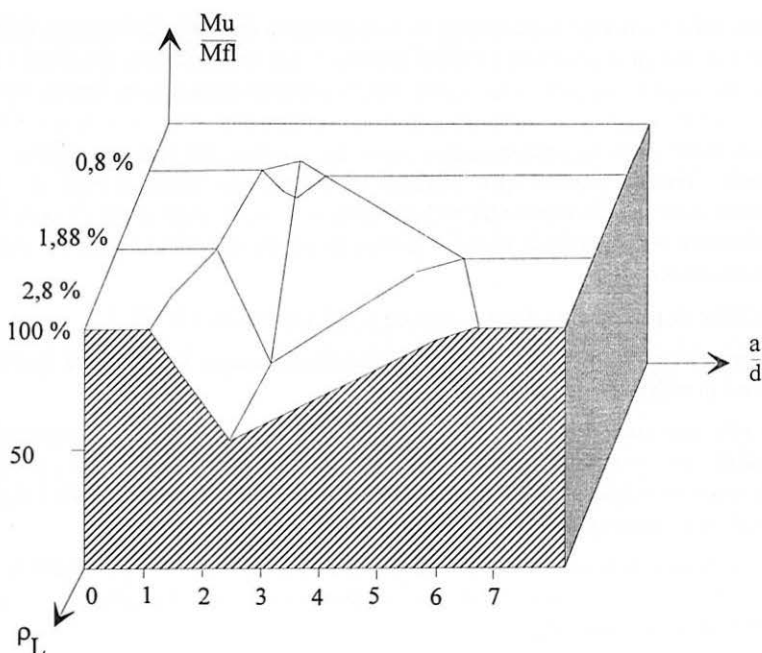


Figure 4.1.6 - Résistance relative d'une poutre en flexion 4 points en fonction du rapport  $a/d$  et du taux de renforcement longitudinal (d'après [Kani 1964], poutre rectangulaire 15x 30 cm, béton de résistance moyenne à la compression 28 MPa).

### 3. Comportement en présence d'armatures transversales

L'ensemble des essais montre une action qualitative (modification du mode de rupture, de la fissuration) et quantitative des armatures transversales sur la reprise de l'effort tranchant. En leur présence, le comportement dépend de la forme de la section.

L'apport des armatures transversales est conditionné par deux seuils :

- un seuil (minimum) d'efficacité, en terme de pourcentage et d'espacement minimum.
- un seuil (maximum) lié à la résistance en compression du béton (bielles ou table).

La présence de cadres n'influence pas l'apparition des premières fissures. A l'intérieur des bornes précitées, la capacité résistante augmente avec la section des aciers transversaux mais aussi par augmentation de la capacité portante de la membrure comprimée, en limitant la propagation de la fissure dans la zone comprimée. **Le rôle des armatures d'âme, en plus de reprendre directement une part de l'effort tranchant, est de préserver la membrure comprimée d'une destruction prématurée**, ce qui permet d'assurer l'équilibre interne.

Il faut aussi souligner le rôle de confinement autour des armatures de traction : il s'oppose à la fissuration longitudinale et donc à une rupture prématurée.

L'addition, à une âme de largeur  $b_0$ , d'une table augmente la résistance à l'effort tranchant en changeant le cheminement des contraintes, donc la répartition de la fissuration : plusieurs fissures parallèles apparaissent, confinées par la table de compression, et la poutre résiste par le *mécanisme du treillis*. L'augmentation de la capacité résistante est liée, à la fois, à la capacité supérieure de reprise de la table de compression **et** à un mécanisme de rupture différent, dans lequel les armatures transversales travaillent de manière optimale (fig. 4.1.7). Cette figure montre donc que pour mettre en évidence expérimentalement l'apport direct des armatures transversales, il est préférable d'effectuer des essais sur des poutres en T ayant un rapport  $b/b_0$  élevé (largeur de la table / largeur de l'âme). Pour éviter une rupture prématurée de la table de compression ou du talon, il faut disposer des armatures de couture entre les membrures et l'âme.

Enfin, il faut noter l'importance des actions cycliques sur l'adhérence des aciers et la propagation des fissures.

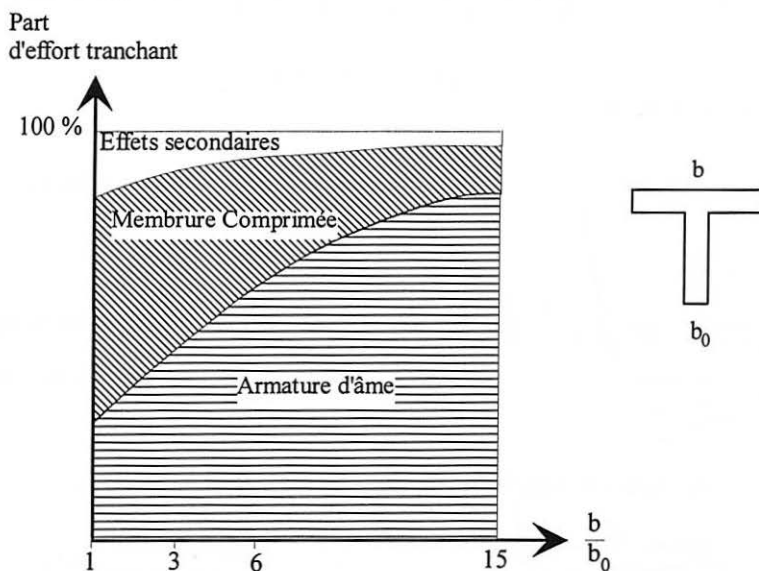


Figure 4.1.7 - Répartition de l'effort tranchant en fonction de la largeur de la table de compression (pour un taux de renforcement longitudinal donné [Leonhardt 1971]).

## 4. Mécanismes

### 4.1 Peigne de Kani

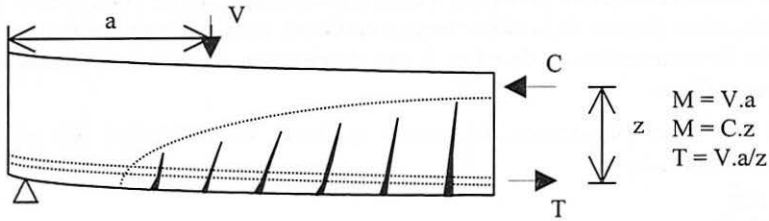
Dans le cas des **poutres sans armatures transversales**, deux types de comportement sont proposés afin d'expliquer les deux zones (II et III sur la fig. 4.1.4) de rupture par effort tranchant et la forme de la "vallée de Kani". Le chargement en flexion provoque une fissuration donnant à la poutre une allure de peigne (fig. 4.1.8a) . Tant que la résistance des "dents", encastées dans la zone comprimée, sollicitées en flexion par les armatures longitudinales n'est pas dépassée (fig. 4.1.8b), le comportement est celui d'une poutre. Lorsque les dents perdent leur rigidité à la flexion, la poutre se comporte comme un arc-tirant

(fig. 4.1.8c). L'arc-tirant peut éventuellement avoir une résistance supérieure à celle du peigne mais il ne peut être activé que pour de faibles valeurs du rapport  $a/d$ .

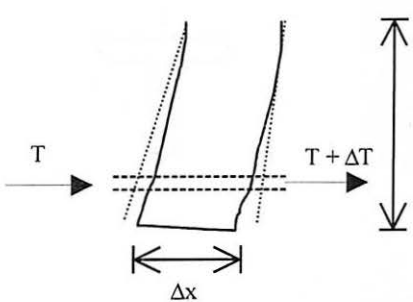
Pour ces deux phénomènes, des expressions analytiques simplifiées ont été établies à partir des mécanismes décrits ( $M_u$  moment à la rupture,  $M_f$  moment résistant en flexion) :

zone II (arc tirant) :  $M_u/M_f = k.d/a$  (branche d'hyperbole)

zone III (flexion des dents) :  $M_u/M_f = 1/\alpha.a/d$  (droite)



a) - Fissuration en "peigne".



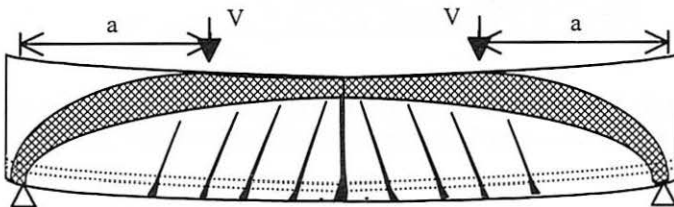
$$f = \frac{\Delta T \cdot s}{b \cdot (\Delta x)^{2/6}} \text{ contrainte de traction}$$

par flexion à l'encastrement

$$M_{cr} = M_0 \frac{\Delta x}{s} \cdot \frac{a}{d} \quad M_{cr} \text{ moment de rupture}$$

de la dent,  $M_0$  moment résistant de la section

b) - Equilibre d'une "dent" encastrée dans la membrure comprimée



c) - Fonctionnement en arc - tirant.

Figure 4.1.8 - Fonctionnement d'une poutre rectangulaire sans armatures transversales soumise à l'effort tranchant (d'après [Kani 1964]).

La figure 4.1.9 montre leur pertinence.

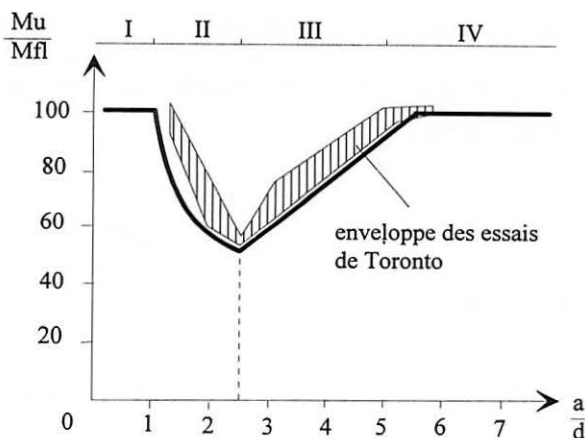


Figure 4.1.9 - Comparaison entre la modélisation proposée par Kani et l'enveloppe des essais de Toronto (d'après Kani [1964],  $k=0,9$ ).

#### 4.2 Concept du chemin de la force de compression (Compressive Force Path Concept)

La plupart des règlements ne remettent pas en question le fait que la rupture par effort tranchant intervient lorsque la résistance au cisaillement  $\tau_u$  ( $\tau = V/bd$ , cisaillement conventionnel) d'une section dite critique est atteinte. En fait, la rupture est liée à la combinaison du transfert vers l'appui à la fois de l'effort tranchant et de l'effort de compression dû à la flexion. Les essais de flexion 4 points sur poutres de section rectangulaire montrent en effet que, pour un taux de renforcement longitudinal donné, l'introduction d'armatures transversales supplémentaires déplace systématiquement la fissure critique vers le point de chargement alors que l'effort tranchant est constant entre le point de chargement et l'appui. Ainsi, pour une poutre rectangulaire non armée transversalement, la fissure critique apparaît toujours à partir de la fissure de flexion qui est la plus proche de l'appui, alors que pour une poutre ayant la même géométrie, mais armée transversalement, la fissure de rupture apparaît plus près du point de chargement.

Kotsovos propose donc une analyse différente, basée sur la forme du chemin, du point de chargement vers l'appui, le long duquel est transmise la force de compression (Compressive Force Path Concept, [Kotsovos 1983]). En proposant un chemin simplifié (bilinéaire), il explique l'évolution du mode de rupture avec  $a/d$  et le pourcentage d'armatures transversales. Reprenant la représentation de Kani, il analyse la propagation des fissures pour les 3 zones de rupture par effort tranchant (fig. 4.1.3 et 4.1.10) :

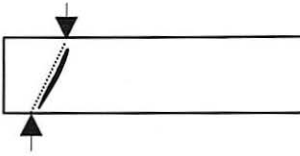
- type I : chemin linéaire du point de chargement à l'appui, rupture souvent fragile. L'état triaxial de compression ralentit la propagation de la fissure.

- type II : la redistribution après fissuration conduit à un chemin quasi linéaire du point de chargement à l'appui. Le confinement dans la zone de chargement entraîne une propagation horizontale de la fissure qui ne peut y pénétrer et la rupture intervient au delà du point de chargement:  $M_u / M_{fl} = (a_0/d) / (a/d)$  (hyperbole).

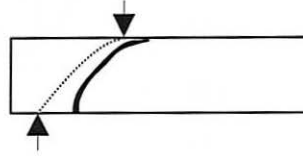
- type III : la fissure critique se crée à une distance et sur une longueur indépendantes de  $a/d$  pour une géométrie et un renforcement longitudinal donnés. La valeur de l'effort tranchant de rupture  $V_u$  est donc indépendante de  $a/d$  et  $M_u = V_u \cdot a$  tant que  $M_u < M_{fl}$ .

- type IV : rupture par flexion.

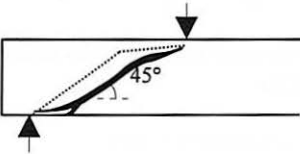
Type I ( $a/d < 1$ )



Type II ( $1 < a/d < 2,5$ )



Type III ( $2,5 < a/d < 7$ )



Type IV ( $a/d > 7$ )

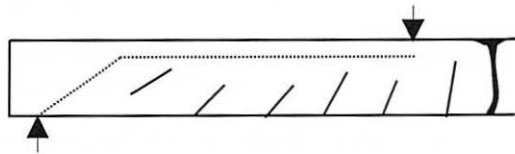


Figure 4.1.10 - Mode de rupture en fonction du rapport  $a/d$  (d'après [Kotsovos 1983]).

L'introduction d'armatures transversales a pour effet de décaler vers le point de chargement le point de rupture de pente du cheminement de la force de compression. Ainsi, pour un taux de renforcement transversal élevé, ce chemin tend vers une droite

poutre sans renforcement transversal

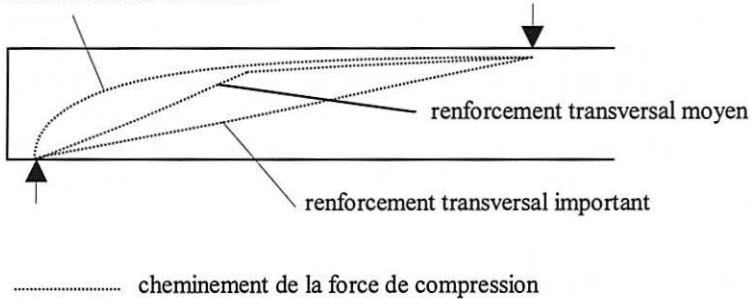


Figure 4.1.11 - Evolution du cheminement de la force de compression en fonction du taux de renforcement transversal (d'après [Kotsovos 1983]).

reliant le point de chargement au point d'appui, ce qui explique le décalage de la fissure de rupture vers le point de chargement (fig. 4.1.11). Ceci a également pour conséquence d'augmenter la sollicitation en compression au niveau du point de chargement, ce qui peut conduire à une rupture prématurée de la zone comprimée.

### 4.3 Treillis de Ritter et Morsch

Introduite à la fin du siècle dernier [Ritter 1899, Morsch 1909], l'analogie du treillis a permis le développement des règles de calcul utilisées jusqu'à ce jour. Son efficacité réside dans la

simplicité de la modélisation. Une fois la limite en traction atteinte en raison du cisaillement lié à l'effort tranchant, des fissures régulièrement espacées et inclinées à  $45^\circ$  se propagent. Les bielles de béton ainsi constituées sont soumises à une compression axiale (fig. 4.1.12). L'équilibre est assuré par la présence de cadres verticaux qui reprennent des efforts de traction axiaux. Les armatures longitudinales et la membrure comprimée assurent le transfert des efforts et la cohésion du treillis.

L'avantage de cette approche est le fait que le treillis simple est *statiquement déterminé* ce qui permet un calcul simple des sollicitations dans les membrures.

L'inconvénient de cette simplicité est qu'elle entraîne une surestimation des contraintes dans les étriers et qu'elle ne prend pas en compte certains phénomènes, comme par exemple les effets de la largeur de l'âme ou l'adoucissement du béton des bielles [Robinson 1968] dû à l'état triaxial des contraintes et à la traction transmise par les cadres.

Il a donc été nécessaire d'enrichir cette approche en y adjoignant des considérations empiriques.

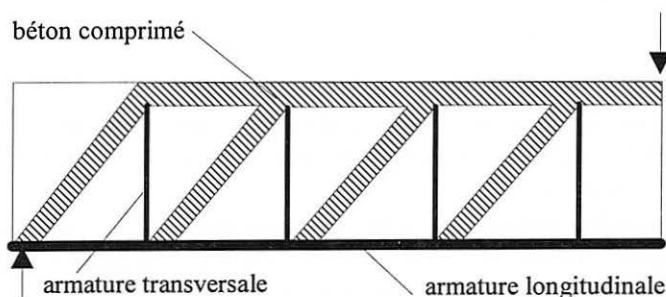


Figure 4.1.12 - Mécanisme du treillis.

#### 4.4 Répartition de l'effort tranchant dans une poutre

Par rapport à la théorie du treillis classique de Ritter-Mörsch, les essais ont montré qu'en réalité [Leonhardt 1971] :

- La résultante de compression dans la membrure comprimée peut être inclinée.
- Les bielles comprimées peuvent présenter une inclinaison différente de  $45^\circ$  en fonction du rapport  $b/b_0$ .

De ces deux effets résulte une diminution de la sollicitation dans les armatures d'âme.

- Il existe un effet de goujon dû aux armatures et aux gros granulats dans la membrure tendue qui disparaît progressivement avec l'ouverture de fissure.
- L'engrènement dans les fissures inclinées est important pour les faibles ouvertures de fissures.
- La rigidité en flexion des bielles encastées dans la membrure comprimée apporte une résistance supplémentaire.
- Le béton en traction entre les fissures inclinées participe à la reprise de l'effort tranchant en présence d'étriers inclinés et peu espacés.

Les effets secondaires ne représentent que 4 à 10% de l'effort tranchant et sont négligés dans les calculs. Seule l'inclinaison de la résultante de compression et celle des bielles jouent un rôle essentiel (fig. 4.1.7). Il en résulte un décalage vers l'appui du diagramme des efforts de traction longitudinaux.

### III. PRINCIPES DE DIMENSIONNEMENT

Dans la pratique, seules les poutres armées transversalement sont utilisées. Elles sont dimensionnées dans l'objectif d'éviter une rupture fragile.

#### 1. Théorie classique de l'effort tranchant

On distingue, dans les régions fissurées, les éléments suivants :

- membrure comprimée
- bielles obliques de béton, découpées par les fissures inclinées
- armatures tendues
- armatures transversales

Le calcul est complexe car on ne dispose d'aucune condition de compatibilité valable : l'hypothèse de Bernoulli (sections planes), notamment, n'est plus vérifiée dans les sections avec fissures obliques.

On définit la grandeur de calcul  $\tau = V/bz$ , où  $z$  est le bras de levier dans la section et  $b$  la largeur de la poutre. L'analogie du treillis conduit, pour une bielle inclinée d'un angle  $\alpha$  et un taux de renforcement  $\rho_t$  de cadres verticaux, à la répartition des contraintes suivante :

$$\sigma_t = \frac{\tau}{\rho_t} \cdot \operatorname{tg} \alpha$$

$$\sigma_c = \frac{2\tau}{\sin 2\alpha}$$

On a constaté expérimentalement que cette approche surestime la valeur des contraintes dans les étriers. L'écart constaté est moins important pour les poutres en T avec une âme mince, car on se rapproche plus du mécanisme du treillis. Dans les procédures de dimensionnement, on considère donc qu'une part  $\tau_0$  est reprise par la structure, part obtenue de manière empirique, les cadres n'équilibrant que la part  $\tau - \tau_0$ .

L'analogie du treillis met en évidence que les effets de l'effort tranchant ne se limitent pas à l'âme, mais influent aussi sur les membrures :

$$F_t = \frac{M}{z} + \frac{V}{2} \cdot \cot \alpha$$

$$F_c = \frac{M}{z} - \frac{V}{2} \cdot \cot \alpha$$

Dans la table de compression d'une section en T, les efforts tangents sont maximum à la jonction membrure-âme ("enracinement de la nervure"). Il est donc nécessaire de disposer des armatures de couture (cet effet se retrouve dans toutes les poutres de section non convexe, par apparition d'un effort rasant [Calgaro 1994]).

## 2. Modèle empirique de Kordina

Kordina a effectué [Kordina 1985] une étude statistique complète de 1000 essais de résistance à l'effort tranchant de poutres en flexion, principalement des poutres isostatiques sur 2 appuis, de section rectangulaire ou en T, avec ou sans armatures d'âme, sous chargement ponctuel ou réparti. Il a pu, à partir des mécanismes et des paramètres principaux mis en évidence, établir une relation empirique compatible avec l'ensemble des résultats expérimentaux.

L'approche consiste à décomposer, de manière classique et en utilisant l'analogie du treillis, la résistance à l'effort tranchant en deux termes représentant respectivement la part liée à la poutre en dehors des armatures transversales ( $\tau_s$ ) et celle due aux armatures transversales elles-même ( $\tau_c$ ). On utilise la valeur de calcul  $\tau = V/(7/8bd)$  ( $b$  largeur de l'âme et  $d$  la hauteur utile de la poutre) qui présente l'avantage d'être normée par rapport à la section des poutres :

$$\tau_u = \tau_s + \tau_c$$

Les expressions  $\tau_s$  et  $\tau_c$  sont établies à partir de la charge ultime expérimentale. La méthode d'analyse consiste à exprimer  $\tau$  comme le produit de fonctions des paramètres principaux.

### 2.1 Part de la structure en dehors du renforcement transversal

$$\tau_u = \tau_s = \sqrt{\frac{f'_c / 0,82}{10}} \sqrt[3]{\rho_L} \sqrt[4]{0,1d} \cdot f(\lambda_s)$$

où  $f'_c$  résistance à la compression sur cylindre en MPa (le terme 0,82 correspond à un coefficient de passage moyen de la résistance mesurée sur cube à la résistance mesurée sur cylindre),

$\rho_L$  taux d'armatures longitudinales ( $A_L/bd$ ) exprimé en pour-cent,

$d$  hauteur utile en cm,

$\lambda_s = a/d$  portée d'effort tranchant,

$$\lambda_s \leq 2 \Rightarrow f(\lambda_s) = 6 - 2,2 \cdot \lambda_s$$

$$2 \leq \lambda_s \leq 3,5 \Rightarrow f(\lambda_s) = 0,795 + 0,293(3,5 - \lambda_s)^{5/2}$$

$$\lambda_s \geq 3,5 \Rightarrow f(\lambda_s) = 0,9 - 0,03 \cdot \lambda_s$$

La forme de la dépendance en  $f'_c$  traduit l'évolution de la résistance en traction en fonction de la résistance en compression. L'utilisation d'une racine cubique pour quantifier l'apport des armatures longitudinales traduit une saturation liée à une rupture en compression ou à une rupture précoce des cadres. Le facteur prenant en compte la hauteur utile traduit un effet d'échelle mais la corrélation obtenue n'est pas très bonne.

### 2.2 Part des armatures transversales

$$\tau_c = \rho_t f_y \sqrt[4]{0,18d} \cdot f_1(\lambda_s) f_2\left(\frac{s}{d}\right) f_3(v)$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 s \cdot \sin \beta} \text{ taux d'armatures transversales}$$

$\beta$  inclinaison des cadres

$s$  espacement des cadres

$f_y$  limite d'élasticité de l'acier des cadres

$$\lambda_s = \frac{a}{d}, \quad \lambda_s \leq 1,5 \Rightarrow f_1(\lambda_s) = 0$$
$$1,5 \leq \lambda_s \leq 3 \Rightarrow f_1(\lambda_s) = -1 + \frac{2 \cdot \lambda_s}{3}$$
$$\lambda_s \geq 3 \Rightarrow f_1(\lambda_s) = 1$$

$\frac{s}{d}$  rapport entre l'espacement des cadres et la hauteur utile

$$f_2\left(\frac{s}{d}\right) = 0 \text{ si } \frac{s}{d} > 1$$

$$f_2\left(\frac{s}{d}\right) = 1 \text{ si } \frac{s}{d} < 1$$

$v$  indique si les cadres sont normaux ou soudés

$$\text{cadres normaux } f_3(v) = 1$$

$$\text{cadres soudés } f_3(v) = 1,5$$

La fonction  $f_2$  traduit la nécessité d'assurer la couture d'une fissure à 45°. Il n'est pas proposé de justification physique de l'influence de la hauteur utile.

Dans le cas de la poutre en T, il a été constaté que la capacité résistante supplémentaire de la table de compression ne peut être activée qu'en présence d'armatures transversales qui empêchent la propagation de la fissuration. En absence d'armatures d'âme, le comportement est donc identique à celui d'une poutre rectangulaire. En présence de cadres d'effort tranchant, on prend en compte l'apport de la membrure comprimée en multipliant  $\tau_s$  par un facteur de forme empirique:

$$\tau_u = f_T \cdot \tau_s + \tau_c$$

$$f_T = (0,9 + t/b_0), \text{ où } t \text{ épaisseur de la table et } b_0 \text{ largeur de l'âme.}$$

Pour des taux élevés d'armatures transversales, la décomposition linéaire des actions n'est plus valable. L'expression suivante assure une bonne corrélation avec les essais:

$$\text{si } \tau_1 < \tau_s \text{ alors } \tau_u = \tau_s + \tau_c$$

$$\text{si } \tau_1 > \tau_s \text{ alors } \tau_u = \tau_s \left(1 + 3 \sqrt{\frac{\tau_c}{\tau_s}}\right)$$

Elle traduit un phénomène de saturation qui peut s'expliquer, d'une part, par un affaiblissement des bielles comprimées, qui se trouvent dans un état biaxial traction-compression, ainsi que par les contraintes de compression élevées qui résultent de l'augmentation de l'effort tranchant.

Les expressions précédentes ne s'appliquent que dans la mesure où sont respectées les restrictions suivantes :

- La première concerne la résistance des bielles de béton comprimées et conduit à l'inégalité :

$$\tau_u < 0,25 \cdot f_c'$$

- La seconde établit un seuil d'efficacité des cadres, lié à leur capacité à reprendre un effort de traction suffisant, pour couvrir les premières fissures diagonales:

$$\rho_t \cdot f_y > 0,5 \text{ MPa}$$

Les auteurs se placent dans un domaine de validité lié aux conditions d'essais ou à l'absence d'essais pour certaines valeurs des paramètres. On peut retenir les points suivants :

- les relations restent valables pour des poutres continues,
- l'influence de  $\rho_L$  a surtout été étudiée pour des taux inférieurs à 5 %,
- dans une poutre en double T, l'influence des armatures longitudinales diminue si leur espacement dépasse 20 cm,
- le facteur de forme  $f_T$  n'a été validé que pour les domaines suivants :  $a/d > 2$ ,  $b/b_0 > 2$  et  $t/d > 0,15$ .

On définit  $q$  comme le rapport de la résistance calculée à la résistance expérimentale. Si l'on regarde l'ensemble des essais, la moyenne de  $q$  est 1 et l'écart type maximum observé est de 18 %.  $q=1,3$  est la valeur pour laquelle seuls 5 % des essais sont en dessous de la valeur calculée [Kordina 1987]. Ainsi, un modèle réglementaire pourrait être basé sur la valeur de dimensionnement caractéristique  $0,75 \cdot \tau_u$ .

### 2.3 Version simplifiée

Dans une publication ultérieure [Kordina 1987], l'auteur propose une version simplifiée des relations, dans le cas de poutres armées transversalement (mêmes notations que précédemment):

$$V_u = V_s + V_c \text{ charge ultime}$$

$$V_s = b_0 d \Delta \tau f_b f_L f_T \text{ part de la poutre sans cadres}$$

$$f_b = \sqrt{\frac{f'_c}{0,82} f'_c}, f_L = \sqrt[3]{\rho_L}, f_T = 0,7 + 0,15 \frac{b}{b_0} \leq 1$$

$b$  largeur de la table,  $b_0$  largeur de l'âme

$\Delta \tau = 0,24$  paramètre englobant les constantes du modèle précédent et

représentant une résistance moyenne (le fractile à 5% correspond à  $\Delta \tau = 0,19$ )

$$V_c = 0,9 b_0 d \rho_t f_y \text{ part des armatures transversales droites}$$

Ces relations reprennent les paramètres physiques les mieux identifiés et les pondèrent par un coefficient empirique  $\Delta \tau = 0,24$ . Ce coefficient traduit la difficulté à modéliser certaines interactions de façon analytique, mais il a le mérite de poser le problème honnêtement. L'expression de  $V_s$  ne prend pas en compte l'influence du rapport  $a/d$  : l'auteur se place dans un mode de rupture par "traction" diagonale, qui intervient pour des valeurs de  $a/d > 3$  dont l'influence relative est plus faible en présence d'armatures transversales.

#### IV. CONCLUSION

On a pu noter, à travers les nombreux résultats d'essais disponibles, l'importance des paramètres structuraux sur le comportement à l'effort tranchant. L'un des rôles fondamentaux des armatures transversales est de reprendre directement une part de l'effort tranchant. Cependant, **elles ont aussi un rôle fondamental vis-à-vis de la propagation des fissures.** Elles assurent en effet la liaison entre les membrures tendue et comprimée, mais surtout elles confinent ces membrures ce qui leur permet, en conservant leur intégrité, de reprendre l'effort tranchant.

**L'introduction des fibres ne sera donc efficace que si, d'une part, elle reprennent une part de l'effort à travers les fissures, et surtout si, d'autre part, elles limitent la propagation des fissures afin de permettre aux membrures de travailler correctement.**

La géométrie en T est celle pour laquelle le mécanisme de treillis correspond le mieux à la réalité expérimentale. Elle rend donc possible une analyse plus fine de l'apport du renforcement transversal. Elle permet aussi aux cadres d'effort tranchant de travailler le plus efficacement (fig. 4.1.7).

## B - BETONS RENFORCES DE FIBRES METALLIQUES

### I. INTRODUCTION

La première publication sur le comportement à l'effort tranchant de poutres en béton renforcé de fibres métalliques date de 1972. Depuis, une vingtaine d'articles ont été publiés sur ce thème. Il est possible de dresser un bilan des résultats obtenus afin d'évaluer l'intérêt industriel des BFM pour ce type d'application et de s'interroger sur l'opportunité d'effectuer de nouveaux essais.

Les connaissances acquises en béton armé ont permis de concentrer les études sur 4 facteurs principaux influençant le comportement des poutres à l'effort tranchant :

- le comportement en traction du matériau : les paramètres concernés sont la quantité de fibres, leur forme, leurs dimensions, le matériau constitutif, la matrice par ses caractéristiques mécaniques propres et par l'adhérence avec les fibres,
- le rapport  $a/d$  (donc  $M/Vd$ ) qui influe sur la répartition des contraintes, donc sur la capacité résistante de la structure,
- le pourcentage d'armatures longitudinales,
- la géométrie de la section : rectangulaire, en I, en T.

Le tableau 4.1.1 récapitule la majorité des essais publiés.

Auteurs	Géométrie	Paramètres variables	Essais de caractérisation	Modes de rupture
Batson et al, 1972	100 poutres rectangulaires 10,1 x 15,2 x 198 cm	Fibres cylindriques, plates ou ondulées $0 \leq V_f \leq 2,66 \%$ 1 série avec étriers $1,2 \leq a/d \leq 4,8$	Compression $34 \leq f_c' \leq 41$ MPa	50% F, 40% T 10% FT
Serna Ros, 1984	3 poutres rectangulaires, 25 x 55 x 700 cm	Fibres à crochets $V_f = 0$ ou 0,7 % $\rho_L = 1,95 \%$ $\rho_t = 0$ ou 0,7 % $a/d = 3$	Compression $45 \leq f_c' \leq 53$ MPa  Traction directe  Flexion	F
Swamy et al, 1985	9 poutres en T 17,5(50) x 30 x 340 cm  2 poutres rectangulaires 17,5 x 25 x 340 cm	Fibres ondulées $0 \leq V_f \leq 1,2 \%$ Etriers $\phi 6$ ou $\phi 4$ $a/d = 4,5$ $1,95 \leq \rho_L \leq 4\%$ $V_f = 0$ ou 0,8 % $\rho_L = 1,95\%$	Compression (cube) $46 \leq f_{cu} \leq 54$ MPa  Flexion (module de rupture) $4,2 \leq \sigma_{cu} \leq 9,5$ MPa	20 % F 50 % T 30 % FT

Auteurs	Géométrie	Paramètres variables	Essais de caractérisation	Modes de rupture
Sharma, 1986	7 poutres rectangulaires 15 x 30 x 160 cm	Fibres à crochets 0,9% Etriers $\phi 6$ Fibres + Etriers	Compression (cube) $42 \leq f_{cu} \leq 49$ MPa  Fendage $3,5 \leq f_t \leq 6,5$ MPa	T
Mansur et al, 1986	24 poutres rectangulaires 15 x 22,5 x 200 cm	Fibres à crochets $0 \leq V_f \leq 1 \%$ $2 \leq a/d \leq 4,4$ $0,8 \leq \rho_L \leq 2 \%$	Compression (cube) $20 \leq f_{cu} \leq 33$ MPa  Fendage $2,2 \leq f_t \leq 3,6$ Mpa  Module de rupture $3,5 \leq \sigma_{cu} \leq 4,6$ Mpa  Traction uniaxiale avec post-pic $1,8 \leq f_t \leq 2,6$ MPa $0 \leq \sigma_p \leq 0,9$ MPa	50 % F 50 % T
Narayanan et al, 1987	50 poutres rectangulaires 8,5 x 15 x (90-129) cm	Fibres à crochets $L/D = 100$ ou $133$ $0 \leq V_f \leq 3 \%$ Etriers $0 \leq \rho_t \leq 2 \%$ $2 \leq a/d \leq 3,1$ $\rho_L = 2, 3,7$ ou $5,7 \%$	Compression (cube) $36 \leq f_{cu} \leq 64$ MPa  Fendage $2,36 \leq f_t \leq 9,51$ MPa	20 % F 80 % T
Lim et al, 1987	22 poutres rectangulaires 15,2 x 25,4 x 200 cm	Fibres à crochets $V_f = 0, 0,5$ ou $1 \%$ Etriers $\phi 4$ $1,5 \leq a/d \leq 3,5$ $\rho_L = 1$ ou $2 \%$	Compression $f_c' = 34$ MPa  Traction avec post-pic $\sigma_p = 0,9$ et $1,6$ MPa	25 % F 65 % T 10 % FT
Valade, 1987	15 poutres rectangulaires 12 x 25 x 160 cm	4 types de fibres $V_f = 0 - 0,4 - 0,7 - 1 \%$ $a/d = 2$ $\rho_L = 1,35 \%$	Compression $38 \leq f_c' \leq 49$ MPa Essais de flexion avec enregistrement de la flèche	90 % T 10 % F
Tomaszewicz, 1988	10 poutres rectangulaires 15 x 25 x 380 cm	Fibres à crochets et fibres cisailées $V_f = 1,15 \%$ $a/d = 2,3$ ou $3$ $\rho_L = 1,82 - 3,25 \%$ $\rho_t = 0$ ou $0,67 \%$	Compression $f_c' = 60$ MPa  Fendage $f_t = 3,9$ ou $6,7$ MPa	40 % F 60 % T

El Niema, 1991	10 poutres rectangulaires 10 x 20 x 210 cm	Fibres ondulées $0 \leq V_f \leq 1 \%$ $a/d = 3,9$ $\rho_L = 3 \%$	Compression $23 \leq f'_c \leq 30 \text{ MPa}$  Fendage $2 \leq f_t \leq 4,7 \text{ MPa}$	100% T
Ashour et al, 1992	18 poutres rectangulaires 12,5 x 25 x 200 cm	Fibres à crochets $0,5 \leq V_f \leq 1,5 \%$ $1 \leq a/d \leq 6$ $0,4 \leq \rho_L \leq 4,6 \%$	Compression $92 \leq f'_c \leq 100 \text{ MPa}$  Fendage $6,6 \leq f_t \leq 10,9 \text{ MPa}$  Module de rupture $9,2 \leq \sigma_{fu} \leq 17,1 \text{ MPa}$	20 % F 80 % T
Tan et al, 1993	6 poutres en I $h = 37,5 \text{ cm}$ , $b = 6 \text{ cm}$	Fibres à crochets $0 \leq V_f \leq 1 \%$ $a/d = 1,5 - 2 - 2,5$ $\rho_L = 2 \%$	Compression $f'_c = 35 \text{ MPa}$  Fendage $3,3 \leq f_t \leq 4 \text{ MPa}$	100% T
Swamy et al, 1993	18 poutres en T, 5,5 (29,5) x 30 x 350cm	Fibres à crochets $V_f = 0 \text{ ou } 1 \%$ $a/d = 2 - 3,4 - 4,9$ $\rho_L = 1,55 - 2,76 \text{ ou } 4,31 \%$	Compression (cubes) $40 \leq f'_c \leq 51 \text{ MPa}$  Module de rupture $3,6 \leq \sigma_{fu} \leq 7,3 \text{ MPa}$	Divers

Tableau 4.1.1 - Etudes sur le comportement à l'effort tranchant des BFM (F flexion, T tranchant, FT mixte,  $V_f$  teneur volumique en fibres,  $\sigma_p$  contrainte palier en traction).

## II. RESULTATS DE CES ETUDES

### 1. Analyse

En ce qui concerne le comportement structural, on retrouve l'**influence fondamentale du rapport a/d** mise en évidence pour le béton armé. Ainsi pour  $a/d < 2$ , la rupture intervient principalement par compression de la bielle. Pour  $a/d > 3$ , on peut voir apparaître plusieurs fissures diagonales et la rupture intervient par traction diagonale ou par flexion. **Pour  $a/d > 6$ , la rupture est pratiquement toujours obtenue par flexion** : en effet, dans le cas de poutres rectangulaires, la rupture intervient soit par plastification des armatures longitudinales, soit par rupture de la membrure comprimée dans la section de moment maximum.

Mansur (1986) a montré, de plus, que **l'action des fibres est d'autant plus importante que a/d est faible**. On peut tenter d'expliquer ce phénomène par l'existence d'un fonctionnement différent : pour de faibles valeurs de  $a/d$ , les contraintes de compression sont directement transmises du point de chargement à l'appui. En présence de fibres, on peut voir apparaître un réseau de petites fissures enchevêtrées au niveau desquelles l'engrènement est encore plus important et s'ajoute à la reprise d'efforts de traction de la part des fibres à travers les fissures.

L'influence du renforcement longitudinal est la même que pour le béton armé : un taux plus important d'armatures longitudinales accroît la résistance à l'effort tranchant. L'apport des fibres semble augmenter avec ce paramètre, ce qu'on est tenté d'expliquer par une limitation plus importante de l'ouverture normale de la fissure ainsi que de son déplacement tangentiel : ceci favorise l'action des fibres, qui diminue quand les lèvres de la fissure s'éloignent l'une de l'autre. Swamy (1993) note de plus que **la présence de fibres semble améliorer l'effet de goujon des filants**, dans la mesure où elle retarde la propagation de fissures parallèlement aux armatures longitudinales.

Considérons à présent l'influence des paramètres liés au matériau. L'analyse n'est pas toujours simple dans la mesure où plusieurs paramètres fondamentaux peuvent varier simultanément. Ceci étant, il est tout de même possible de discerner des tendances. Ainsi **la résistance à l'effort tranchant augmente avec le dosage en fibres, les qualités d'ancrage ou d'adhérence de la fibre, la résistance à la compression**. Certains auteurs mentionnent l'existence d'un optimum pour un dosage de l'ordre de 1% en volume. Cette valeur est discutable dans la mesure où la matrice n'a pas été optimisée en fonction de la quantité de fibres. Le degré de désorganisation de la matrice augmentant avec cette quantité, le comportement du matériau s'en trouve dégradé. Cependant, il est certain que pour un type de matrice donné (pour lequel on se fixe par exemple la résistance à la compression, la taille des grains ...), il existe un seuil pour le dosage en fibres au delà duquel la matrice est très perturbée et l'amélioration du comportement est faible.

Les auteurs ont cherché à quantifier l'apport des fibres par la voie d'essais sur le matériau. Les principaux essais utilisés sont l'essai de fendage, la détermination du module de rupture par un essai de flexion sur prisme et l'essai de traction uniaxiale. Comme on l'a mentionné au chapitre 2, les deux premiers ne permettent pas d'obtenir d'information intrinsèque. Un essai de cisaillement "direct" est fortement sensible aux effets d'échelle et intègre un grand nombre de paramètres (notamment les conditions aux limites); il ne peut donc être un outil de prédiction pour une gamme étendue de poutres. Il a été noté au chapitre 2 que les facteurs qui influencent le comportement à la traction des BFM interagissent de manière complexe et que l'essai de traction uniaxiale est le moyen le plus sûr pour distinguer deux BFM. Cet essai, si on effectue une mesure du comportement postfissuration, permet une analyse pour une ouverture de fissure quelconque.

La comparaison des poutres renforcées d'étriers ou de fibres montre un comportement similaire. **Lorsque la contrainte résiduelle du béton de fibres,  $\sigma_p$ , est proche du produit  $\rho_t \cdot \sigma_a$ , les valeurs ultimes d'effort tranchant sont du même ordre** [Lim 1987b]. Le mélange de fibres et de cadres va dans le même sens, mais Swamy (1993) constate que lorsqu'on augmente le pourcentage d'étriers, une plus grande part de l'effort tranchant semble reprise par ceux-ci, au détriment des fibres. L'auteur explique ce phénomène par l'existence de fissures très ouvertes à l'état ultime, ce qui conduit à une faible contrainte résiduelle du BFM, donc à un transfert progressif de l'effort des fibres vers les cadres.

## 2. Limites des essais réalisés

Avant d'analyser les modèles de calcul proposés dans la littérature, il convient de faire quelques remarques sur les procédures expérimentales elles-mêmes. Le premier point concerne la formulation du matériau. Dans l'ensemble des articles précités, on définit une composition de béton qui reste constante, malgré l'addition de quantités variables de fibres.

Ceci a donc une influence sur la maniabilité du béton frais et sur les caractéristiques mécaniques de la pâte. Ainsi, il est fréquent que soient comparés deux bétons renforcés de quantités différentes de fibres et ayant des résistances à la compression qui varient de plus de 30 %. Or la valeur de la résistance à la compression a une influence tant sur l'apparition de la fissuration d'effort tranchant que sur le mode de rupture.

**Parmi les essais de caractérisation, ceux qui se limitent à la détermination de la valeur du pic, sans étude du mode de fissuration et des ouvertures, ne permettent pas une analyse objective du comportement. Ces valeurs sont en effet très fortement soumises aux effets d'échelle et aux conditions aux limites.**

**On peut encore une fois s'interroger sur les effets d'échelle et sur la représentativité industrielle des essais sur poutres de taille modeste.** De plus, il n'est souvent testé qu'une poutre par groupe de paramètres, ce qui ne permet pas de connaître la dispersion des résultats, qui augmente lorsque la taille de la zone sollicitée diminue. Enfin, lorsque la rupture intervient par flexion, cela ne permet pas de connaître la réserve de résistance à l'effort tranchant.

**Il est rarement fait état, notamment, de la valeur des ouvertures de fissure d'effort tranchant pour l'effort maximum.** D'une part, il est probable que celles-ci sont faibles dans le cas des poutrelles. D'autre part, on ne peut donc pas savoir si les essais utilisés pour caractériser le matériau présentent des ouvertures de fissure comparables.

### III. DIMENSIONNEMENT

Plusieurs méthodes de calcul sont proposées dans la littérature. Les essais ayant montré un comportement similaire du BFM et du béton armé classique, on considère souvent l'équilibre des forces au niveau d'une fissure diagonale. Les différences concernent la prise en compte de l'apport de la structure et de celui des fibres (exprimé en fonction de l'essai de caractérisation choisi). On ne présente dans ce qui suit que les méthodes qui semblent suffisamment générales pour être utilisées dans le cadre de notre étude.

#### 1. [Mansur et al, 1986]

Les auteurs considèrent l'équilibre des forces au niveau d'une fissure diagonale :

$$V = V_s + V_f$$

où  $V_f$  représente la part liée au renforcement de l'âme et  $V_s$  englobe les contributions internes à la structure.  $V_s$  est pris égal à l'effort tranchant nécessaire à l'apparition d'une fissure diagonale. Il est estimé par l'équation :

$$V_s = \left( 0,16\sqrt{f'_c} + 17,2 \frac{\rho_L V_d}{M} \right) bd < (0,29\sqrt{f'_c}) bd$$

$$\text{où } \begin{cases} \frac{M}{V} = \frac{M_{\max}}{V} - \frac{a}{d} & \text{si } \frac{a}{2} \leq 2 \\ \frac{M}{V} = \frac{M_{\max}}{V} - d & \text{si } \frac{a}{d} > 2 \end{cases}$$

$V_f = \sigma_p \cdot bd$  où  $\sigma_p$  est la contrainte résiduelle obtenue par un essai de traction uniaxiale.

La définition de  $V_s$  revient à supposer que la structure est capable de reprendre seule l'effort tranchant de fissuration, et ce, grâce au fait que les fibres empêchent une propagation brutale de la fissure, conduisant à la rupture de la zone de compression ou de l'ancrage des armatures longitudinales. Cependant, les ouvertures atteintes à la ruine sont souvent différentes de celles qui correspondent à l'effort de fissuration, ce qui entraîne notamment une diminution de l'apport des granulats.

La valeur de  $\sigma_p$  proposée est obtenue par un essai de traction uniaxiale qui n'est pas piloté par l'ouverture de fissure. Ceci conduit à une rupture brusque suivie d'un palier d'effort. Le palier obtenu n'est-il pas altéré par cette ouverture brutale ? De plus,  $\sigma_p$  est prise égale à la contrainte résiduelle pour une ouverture de  $60 \mu\text{m}$  : est-elle représentative de l'ouverture obtenue lors des essais d'effort tranchant ? Si tel est le cas, est-on assuré d'une ductilité suffisante ?

La principale faiblesse de cette approche concerne donc la définition de l'état dans lequel se trouve la poutre lors de ce calcul, et plus précisément des ouvertures de fissure considérées. Néanmoins, cette démarche s'apparente directement au dimensionnement des poutres en béton armé et propose un mécanisme physique clair. De plus, elle met directement en évidence, même si cela n'est pas précisé par les auteurs, une équation qui prédit une équivalence BFM - étriers verticaux :

$$\sigma_p = \rho_t \cdot \sigma_a$$

où  $\rho_t$  est le pourcentage d'armatures transversales et  $\sigma_a$  la contrainte limite de l'acier.

Une analyse complémentaire en flexion permet de délimiter les modes de rupture par flexion ou par effort tranchant.

## 2. [Narayanan M. et al, 1987]

Les auteurs proposent une analyse basée sur l'équilibre des forces au niveau d'une fissure diagonale. Ils distinguent l'effort tranchant de première fissuration (fissure diagonale visible sur l'axe de la poutre) et l'effort tranchant ultime. Ils font apparaître une part liée à la structure et une autre liée à l'action de couture des fibres. Les équations proposées sont issues d'une régression sur les résultats des auteurs et d'autres publications :

### Effort tranchant de fissuration

$$\tau_f = A' f_{tf} + C' \cdot \rho_L \cdot \frac{d}{a} + D' \cdot F$$

où  $f_{tf}$  est la contrainte de traction obtenue par fendage,  $\rho_L$  le taux d'armatures longitudinales exprimé en pourcent. F est le "facteur fibre" :

$$F = (L/D) \cdot V_f \cdot \eta$$

où L est la longueur de la fibre, D son diamètre,  $V_f$  la teneur en volume et  $\eta$  un facteur d'efficacité (il vaut 0,5 pour une fibre lisse, 1 pour une fibre indentée).

A' est une constante sans dimension valant 0,24, C' vaut 20 MPa et D' vaut 0,5 MPa.

### Effort tranchant ultime

$$\tau_u = E \left[ A' f_{tf} + B' \rho_L \frac{d}{a} \right] + \tau_f$$

B' vaut 80 MPa, E prend en compte l'effet d'arc :

$$E = 1 \text{ si } a/d > 2,8$$

$$E = 2,8 \cdot d/a \text{ si } a/d \leq 2,8$$

$\tau_f$  est la part liée au renforcement transversal par les fibres. A partir d'une analyse micromécanique basée sur l'adhérence fibre-matrice, les auteurs proposent l'équation :

$$\tau_f = 0,41 \cdot \tau \cdot F$$

où  $\tau$  est l'adhérence fibre-matrice moyenne et F est le "facteur fibre". Cette approche revient à estimer la résistance en traction uniaxiale après fissuration. Comme l'ont montré les chapitres 1 et 2, cette approche est discutable car elle ne tient compte ni des effets de la mise en oeuvre ni de l'évolution de la contrainte résiduelle avec l'ouverture.

On voit à nouveau apparaître l'essai de fendage dans le calcul de la résistance ultime. On peut émettre des réserves quant à l'effet d'échelle et à la valeur de l'ouverture de fissure ultime.

### 3. [Ashour et al, 1992]

Les auteurs utilisent des résultats établis pour le béton armé et les adaptent au BFM par une régression. On présente ici l'équation obtenue à partir des travaux de Zsutty :

Pour  $a/d > 2,5$

$$\tau_u = \left( 2,11 \sqrt[3]{F'c} + 7F \right) \sqrt[3]{\rho_L \frac{d}{a}}$$

Pour  $a/d < 2,5$

$$\tau_u = \left( 2,11 \sqrt[3]{F'c} + 7F \right) \sqrt[3]{\rho_L \frac{d}{a}} \cdot 2,5 \frac{d}{a} + \tau_f \left( 2,5 - \frac{a}{d} \right)$$

$$\tau_f = 0,41 \cdot \tau \cdot F \text{ (voir Narayanan et al)}$$

Il est difficile de comprendre le mécanisme physique lié à cette équation et notamment pourquoi les fibres n'interviennent pas directement en tant que renforcement pour  $a/d > 2,5$ . Cependant on retrouve correctement les résultats des auteurs.

### 4. [Swamy et al, 1993]

Dans un article récent, Swamy propose une méthode de dimensionnement basée sur le code modèle CEB/FIP :

$$V_u = V_s + V_f$$

$$V_s = 3,75 \cdot \tau_r \cdot b \cdot d, \text{ où } \tau_r \text{ est fonction de la résistance en compression}$$

$$V_f = 0,9 \cdot \sigma_p \cdot b \cdot d$$

$$\sigma_p = 0,41 \cdot \tau \cdot F$$

On retrouve dans ces formules des éléments déjà rencontrés, mais le point principal est qu'on admet ici implicitement que les fibres jouent le même rôle que les armatures transversales.

#### IV. CONCLUSION

La conclusion générale de ces études est qu'une poutre en BFM armée longitudinalement se comporte globalement comme une poutre en béton armé classique pour de faibles ouvertures de fissures. Les fibres agissent vraiment comme un renforcement transversal. Le réseau de fissures est comparable. L'apport structural est le même, à condition que les fibres soient en quantité suffisante pour contrôler la propagation des fissures dans la zone comprimée. Ceci a des conséquences importantes sur le dimensionnement, car il semble qu'on pourrait adapter les règlements actuels du béton armé. Cependant des questions subsistent quant à l'apport des fibres à l'état ultime [Paillère 1987b].

On peut noter qu'il existe une corrélation entre la résistance en traction par fendage (ou le module de rupture) et la résistance à l'effort tranchant de poutrelles rectangulaires. Cependant, l'**effet d'échelle** (notamment la valeur de l'ouverture de fissure à l'état ultime) sur ces corrélations n'a pas été vérifié et **limite sérieusement leur valeur prédictive**. Les poutres testées sont toutes de géométries similaires et la taille de la zone sollicitée est toujours voisine de celle des éprouvettes testées en fendage ou en flexion.

Les modèles basés sur l'équilibre des forces au niveau d'une fissure diagonale semblent plus proches des mécanismes physiques observés dans le cadre des études décrites ci-dessus. Ils ont l'avantage de tirer parti de la grande expérience accumulée par l'étude du béton armé. La contrainte résiduelle en traction uniaxiale après fissuration est le paramètre nécessaire à ces modèles : il intègre de manière globale l'ensemble des facteurs influant sur le comportement des BFM. **Il est cependant fondamental de pouvoir évaluer l'ouverture de fissure à l'état ultime**. En effet ce paramètre conditionne le niveau de la contrainte résiduelle des BFM en traction (chap. 2).

## C- CONCLUSION DE L'ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

L'étude bibliographique montre la **faisabilité** du remplacement des cadres d'effort tranchant par les fibres métalliques pour des poutres de faible hauteur. Elle souligne la proximité de comportement avec celui du béton armé.

Cependant, certaines questions demeurent sur les mécanismes, et notamment sur la **répartition de la fissuration**. Aucune comparaison systématique n'a en effet été effectuée entre le réseau de fissuration d'une poutre en BFM et celui d'une poutre en béton armé ayant un renforcement transversal "équivalent", même si certains auteurs mettent en avant une part plus importante de l'engrènement qui est lié aux fibres, et l'existence d'un réseau de fissuration plus serré. En ce qui concerne le dimensionnement, il est important de bien distinguer la part de la structure de celle du renforcement transversal. Celle-ci peut être soumise à des **effets d'échelle**, et ceux-ci n'ont pas été étudiés.

En se basant sur l'étude bibliographique, on peut définir une géométrie d'essai, couplée à une caractérisation du matériau, pour éclaircir ces questions. **L'objectif est de quantifier de manière fiable l'apport des fibres**, tout en gardant, si possible, une approche semblable au béton armé afin de profiter des connaissances acquises sur ce dernier. Le mécanisme du treillis, lié à un mode de rupture par "traction diagonale", est celui qui met le plus clairement en évidence l'apport du renforcement transversal; il est donc important de définir un essai permettant de s'en approcher au mieux. Pour ce faire, il convient, si on s'appuie sur les conclusions de la partie A, de choisir une poutre de **section en T**, ayant un rapport  $b/b_0$  (largeur de la table de compression/largeur de l'âme) supérieur ou égal à 6, soumise à une flexion simple avec un rapport  $a/d$  (portée d'effort tranchant/hauteur utile) supérieur ou égal à 3. Afin de limiter la dispersion, il convient d'étudier une zone d'effort tranchant de volume important. Ceci conduit à dimensionner une poutre de grande longueur, représentative de celles utilisées dans les ouvrages d'art ou les bâtiments industriels.

Les **modèles basés sur l'équilibre d'une section fissurée** semblent alors rendre compte correctement des mécanismes mis en oeuvre et de leur quantification [Fouré 1995]. On a noté qu'un essai de traction uniaxiale, comme celui présenté au chapitre 2, fournit le paramètre fondamental de la part due au renforcement transversal : la contrainte résiduelle après fissuration, contrainte qui est fonction de l'ouverture de fissure. La relation d'équivalence, qui découle de cette approche,

$$\sigma_p = \rho_t \cdot \sigma_a$$

suggère qu'il faut utiliser, pour ce genre de poutres, **une teneur volumique en fibres importante pour que l'effort tranchant admissible soit significatif**. Enfin, il faut s'assurer qu'il y a bien rupture par effort tranchant, si on veut apprécier la pertinence de la formule de dimensionnement proposée.

## Deuxième partie

# Etude expérimentale

## de poutres en T

### I. INTRODUCTION

Un programme expérimental a été mis au point au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, afin de quantifier l'apport des fibres et de le comparer à celui des cadres. Ce programme se démarque des précédents par la géométrie du corps d'épreuve, les objectifs fixés et la procédure de fabrication et de caractérisation des matériaux.

On a cherché à obtenir un mécanisme de rupture facilement modélisable, proche du mécanisme du treillis, et à prendre en compte d'éventuels effets d'échelle. En accord avec la conclusion de l'étude bibliographique, on a donc défini un essai basé sur une poutre de section en T de grandes dimensions.

La fabrication et la caractérisation du matériau sont effectuées conformément aux approches présentées aux chapitres 1 et 2.

Cinq poutres sont testées en faisant varier le renforcement transversal :

- une poutre sans renforcement transversal (BS),
- deux poutres armées de cadres  $\phi$  10 mm, HA500 (résistance moyenne à 0,2 % d'allongement de 580 MPa, résistance à rupture de 650 MPa), espacés de 13 cm (BA1) ou 50 cm (BA2) ,
- deux poutres, sans cadres, en béton de fibres d'acier de longueur 60 mm (BFM1) ou 30 mm (BFM2) dosées à 1,25% en volume.

Les autres paramètres (géométrie du chargement, renforcement longitudinal, résistance à la compression du béton...) restent constants.

*Un film décrivant l'ensemble des essais a été réalisé par la cellule Audiovisuel du LCPC [Casanova 1994c, Ringot 1994].*

### II. DISPOSITIF D'ESSAI ET CORPS D'EPREUVE

#### 1. Dimensionnement du corps d'épreuve

La géométrie de la poutre est décrite sur la fig. 4.2.1. La section en double-T a été choisie de manière à développer un véritable mécanisme de treillis. Le chargement d'une extrémité de la poutre produit une flexion trois points **inversée** qui permet d'exercer un effort tranchant égal à la capacité du vérin utilisé (1 MN) (fig. 4.2.1). Un chargement classique en flexion centrée ou quatre points n'aurait conduit qu'à un effort tranchant deux fois moins important. Afin d'éviter toute torsion lors de la manutention, la poutre a dû être fabriquée avec **la table de compression vers le bas**. L'essai est piloté en imposant la vitesse de la flèche, mesurée à



l'extrémité où est appliqué l'effort. Le capteur de déplacement est supporté par un profilé métallique en appui sur la table de compression, au droit des appuis de la poutre, afin de s'affranchir des tassements de ceux-ci (fig. 4.2.2).

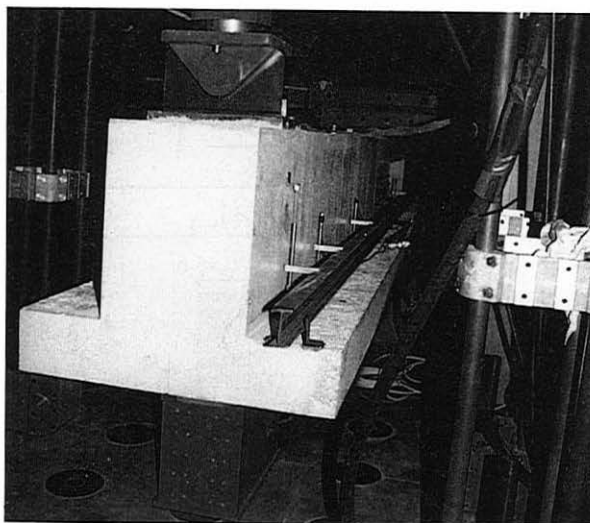


Figure 4.2.2 - Dispositif de mesure de la flèche pour le pilotage de l'essai.

Afin de prédéterminer la zone de rupture et d'y concentrer l'instrumentation, la poutre est dissymétrique. La partie courante a une section en simple T et est armée de 6 cadres  $\phi$  16 mm, HA 500 par mètre. Le dimensionnement est effectué compte tenu des contraintes suivantes:

- épaisseur de l'âme de 15 cm afin que les effets de paroi sur les fibres n'altèrent pas les résultats de manière significative,
- hauteur de 80 cm représentative des poutres de grandes dimensions,
- portée d'effort tranchant (distance entre l'appui et le point de chargement) supérieure à trois fois la hauteur pour limiter les effets parasites de diffusion aux appuis supposés s'étendre sur une longueur  $h$ , et surtout pour se placer dans un domaine de rupture par "traction diagonale" (zone III fig. 4.1.3),
- éviter la plastification des armatures longitudinales ou une déformation du béton en compression supérieure à 2 ‰ pour un effort tranchant maximal de 1 MN. Le béton utilisé est un B35 cohérent avec ce type de structure.

Ces contraintes ont conduit à une poutre de 6,2 m de longueur, armée longitudinalement de 8 barres  $\phi$  40 mm (HA500), avec une table de compression de 1 m de large (fig. 4.2.3).

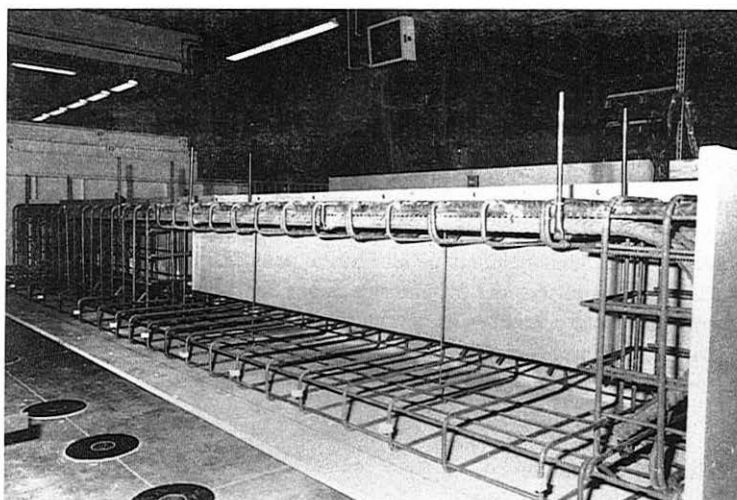


Figure 4.2.3 - Ferrailage commun aux cinq poutres.

## 2. Fabrication des bétons

Type de la poutre	Résistance moyenne à la compression à 28j (MPa)	Ecart-type (4 essais) (MPa)	Module d'Young (GPa)
BS	37	0,1	36
BA1	41	0,5	38
BA2	40	0,1	39
BFM1	42	0,1	40
BFM2	38	0,5	40

Tableau 4.2.1 - Caractéristiques mécaniques des bétons utilisés.

Comme précisé au chapitre 1, notre approche consiste à comparer des bétons optimisés répondant aux mêmes exigences industrielles : constituants, maniabilité, résistance à la compression. Les fibres utilisées sont en acier tréfilé de diamètre 0,8 mm (resp. 0,5 mm) et de longueur 60 mm (resp. 30 mm). Les extrémités forment un crochet qui permet un ancrage dans la matrice. Les formulations utilisées sont regroupées en annexe 1 (bétons B35, B35BE100L et B35BE100C). Elles correspondent à un temps d'écoulement de 10 s au maniabilimètre LCL. Cette fluidité est nécessaire pour bétonner la table de compression qui se trouve en fond de coffrage en raison du mode d'application de la charge. Le tableau 4.2.1 présente la résistance à la compression et les modules des bétons utilisés : les valeurs sont comparables.

Un moule de section en double-T à l'échelle 1 et d'1 m de longueur a été utilisé pour étudier la mise en oeuvre du béton. Il a permis de vérifier le bétonnage correct de la table de

compression. Les essais de mise en oeuvre ont conduit à diminuer la quantité de pâte en augmentant la quantité de superplastifiant afin d'empêcher la ségrégation des fibres. La vibration est effectuée à l'aide de vibreurs collés sur le coffrage. Une fois la table de compression coulée, les vibreurs sont placés perpendiculairement à l'âme afin d'assurer une bonne compacité.

L'importante quantité de béton à couler (plus de 3 m<sup>3</sup>) et la représentativité industrielle de l'essai ont conduit à faire appel à une centrale de béton prêt à l'emploi. Un suivi constant a permis d'obtenir d'excellents résultats de fabrication pour des bétons de fibres dosés à 1,25% en volume. Les fibres utilisées ont été choisies pour leur facilité de mise en oeuvre. Elles se présentent sous forme de plaquettes d'une trentaine de fibres accolées. Les fibres se décollent d'une part par l'action mécanique des granulats et d'autre part par la dissolution de la colle dans l'eau de gâchage. Les fibres sont introduites par la même bande roulante que les granulats.

### 3. Caractérisation en traction

Un essai de traction uniaxiale donne une information globale sur le matériau qui intègre tous les paramètres micromécaniques : la relation contrainte - ouverture de fissure. Comme précisé au chapitre 2, afin d'être représentatif, le béton servant à la fabrication des carottes, doit être coulé dans les mêmes conditions que la structure. On retrouve ainsi l'anisotropie et les effets de groupe (interactions des fibres entre elles) rencontrés in situ.

Le moule à l'échelle 1 et d'1 m de longueur (décrit au paragraphe fabrication) est rempli en même temps que les poutres et permet le prélèvement de carottes ( $\phi$  150, élancement 1, entaille 30 mm) dans l'âme. Les carottes sont prélevées suivant trois inclinaisons: horizontale, verticale et à 45°, c'est-à-dire perpendiculairement à la direction probable des fissures d'effort tranchant. La figure 4.2.4 illustre l'anisotropie du matériau. Elle traduit une orientation horizontale préférentielle des fibres qui conduit à un palier postfissuration très faible pour les éprouvettes carottées verticalement.

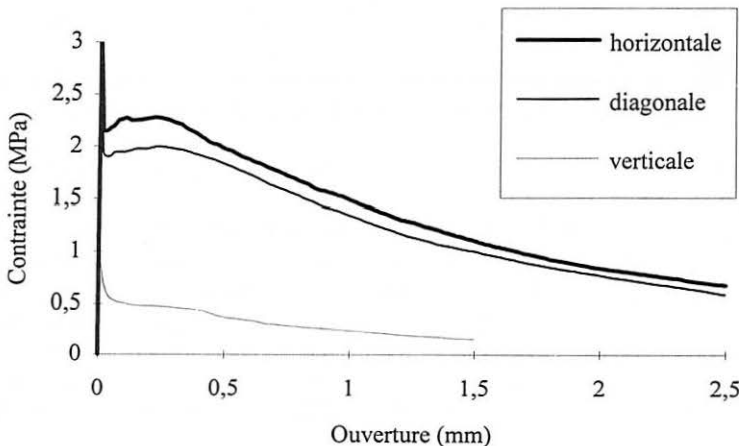


Figure 4.2.4- Influence de l'orientation des carottes sur le comportement mécanique.

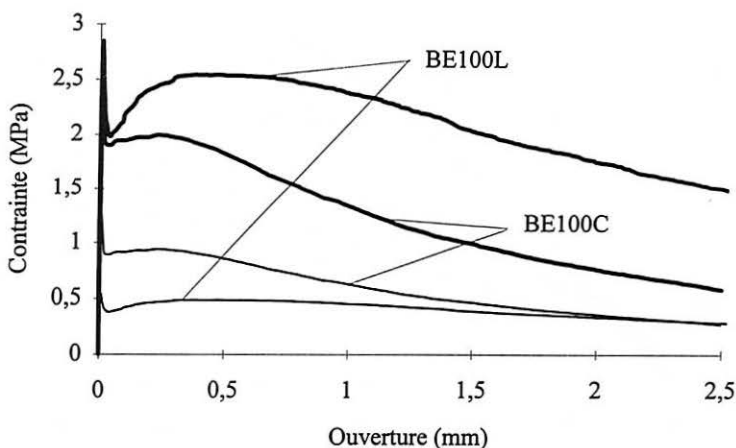


Figure 4.2.5 - Comparaison des diagrammes moyens (trait gras) et caractéristiques (trait fin) des fibres courtes et longues dosées à  $100 \text{ kg/m}^3$  dans un béton de 40 MPa de résistance moyenne à la compression.

Si on compare les résultats obtenus avec les fibres de 30 mm et de 60 mm (fig. 4.2.5), on constate que les fibres les plus longues ont en moyenne une contrainte postfissuration plus élevée et un palier plus étendu. En revanche, les fibres courtes, plus nombreuses, conduisent à des résultats nettement moins dispersés, donc à un diagramme caractéristique plus élevé.

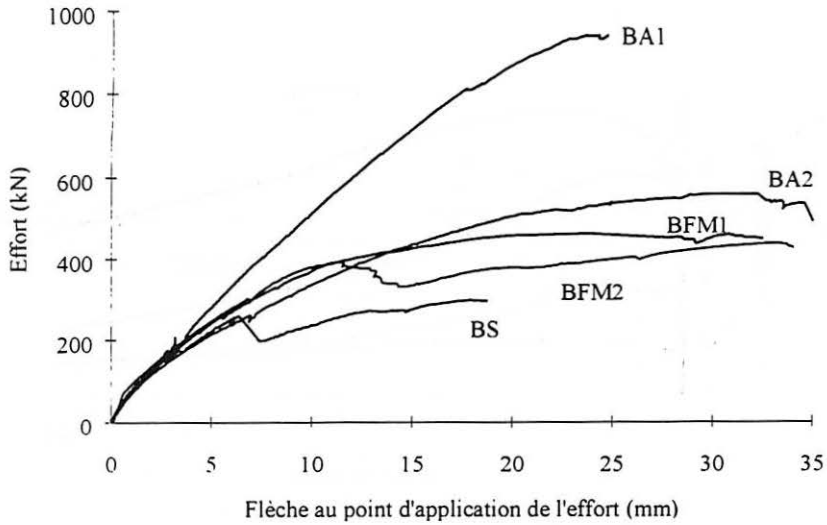
### III. RESULTATS ET ANALYSE

#### 1. Comportement global

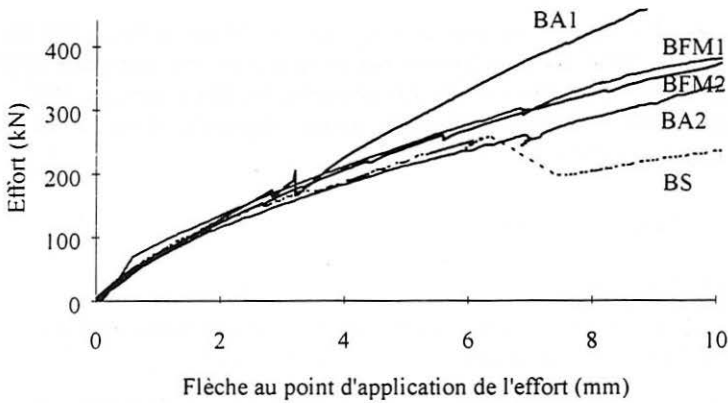
La figure 4.2.6a représente les diagrammes effort - flèche obtenus avec les 5 poutres (les résultats détaillés sont présentés pour chaque poutre en annexe 5).

La poutre BS, sans renforcement transversal, a d'abord développé un réseau de fissures fines inclinées à  $45^\circ$ . Lorsque l'effort a atteint 260 kN, une fissure, longue et ouverte, est apparue brutalement au centre de la zone étudiée. A partir de cet instant, la fissure s'est rapidement propagée le long du talon et de la table de compression, séparant la poutre en deux blocs. Seules les armatures longitudinales ont permis la couture de cette fissure.

La poutre BA1 a été dimensionnée conformément au BAEL (sans coefficients de sécurité et en utilisant la contrainte moyenne en compression et la véritable contrainte moyenne de rupture des aciers transversaux) pour un chargement de 600 kN. La plastification des cadres a eu lieu pour un effort tranchant (2,6/3.F) compris entre 693 et 830 kN. La rupture n'a pas été réellement atteinte car le vérin est arrivé en limite de capacité ( $F_{\max} = 960 \text{ kN}$ ). Un réseau serré de fissures fines est apparu. Il a été le siège d'un fort engrenement qui a limité la perte de rigidité, ce que traduit la pente importante de la courbe effort - flèche.



a) - Comparaison des diagrammes effort - flèche.



b) - Apport des fibres en flexion au début de l'essai.

Figure 4.2.6 - Diagrammes effort - flèche des cinq essais.

Les poutres BA2, BFM1 et BFM2 permettent de comparer les solutions béton armé et BFM à des niveaux voisins de chargement. Si on considère le début du chargement, jusqu'à atteindre une flèche de 10 mm, on constate une rigidité accrue d'un même niveau pour les deux BFM. Un calcul d'équilibre d'une section fissurée en flexion permet d'attribuer ce surplus de capacité portante au moment résistant supplémentaire apporté par les fibres. En effet, considérons la partie en simple T de la poutre (c'est-à-dire avec une âme d'épaisseur constante de 45 cm).

Plaçons nous dans une configuration où une fissure de flexion est bien propagée dans la section de l'appui central, et situons l'axe neutre sous la table de compression (fig. 4.2.7). Supposons maintenant que le BFM présente une contrainte résiduelle postfissuration constante de 2 MPa (ce qui est raisonnable pour les faibles ouvertures de fissure). Le moment dû aux fibres ainsi calculé correspond à un surplus d'effort de 60 kN appliqué à l'extrémité de la poutre. Cet effort est proche de l'écart maximum de 50 kN observé pour une flèche de 10 mm. De plus, il augmente avec la flèche entre 0 et 10 mm, donc avec la montée de l'axe neutre dans la section centrale. Ensuite, cet écart se réduit à cause de l'ouverture des fissures d'effort tranchant.

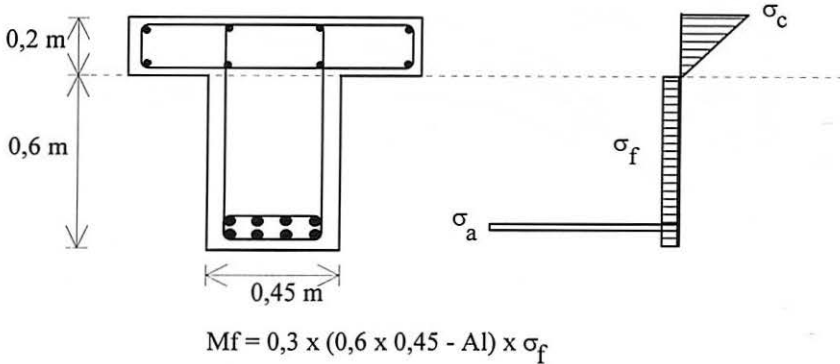


Figure 4.2.7 - Calcul approché de l'apport des fibres en flexion

Il est remarquable de constater que l'écart entre les diagrammes effort - flèche correspondant à la rupture par effort tranchant des deux poutres en BFM est directement comparable à la différence existant entre les diagrammes contrainte - ouverture de fissure en traction des deux matériaux. Ceci montre, d'une part, la représentativité de la caractérisation et d'autre part, la validité de l'hypothèse selon laquelle on détermine bien par l'essai de traction un comportement qu'on peut supposer intrinsèque pour son utilisation dans le calcul des structures.

Les étriers de la poutre BA2 ont plastifié à partir d'une valeur d'effort de 400 kN, soit pour une flèche de 13 mm. A ce niveau, les trois poutres BA2, BFM1 et 2 sont équivalentes.

A partir de ce point, les courbes divergent. La poutre en béton armé présente un long palier croissant. Le changement de pente à 500 kN correspond à la plastification du dernier cadre de la poutre BA2. L'état ultime est atteint avec la rupture (sonore) des étriers. La capacité portante de la poutre contenant des fibres de longueur 60 mm se stabilise rapidement et présente un long palier. La poutre contenant des fibres de 30 mm connaît en revanche une chute de l'effort suivi d'une nouvelle croissance.

La figure 4.2.8 permet de comprendre ces phénomènes. Le diagramme "poutre BA2 -  $V_c$ " est obtenu en soustrayant la part reprise par les cadres à l'effort supporté par la poutre BA2.  $V_c$  est calculé à partir de la plus grande déformation mesurée sur un cadre, en considérant un diagramme bilinéaire pour l'acier. On constate ainsi que les diagrammes BFM2 et BA2- $V_c$  se rejoignent pour un flèche de 15 mm. Ceci montre que les fibres courtes ne reprennent plus d'effort à travers la fissure diagonale et que l'augmentation de l'effort repris par la poutre BA2

est lié à la part structurale. De même le rapprochement des courbes BFM1 et BFM2 pour une flèche de 35 mm (fig. 4.2.6a) montre que les fibres longues cessent de ponter la fissure diagonale la plus ouverte. Dans le cas des fibres longues, on a donc assisté à un transfert progressif de l'effort repris par les fibres vers la structure.

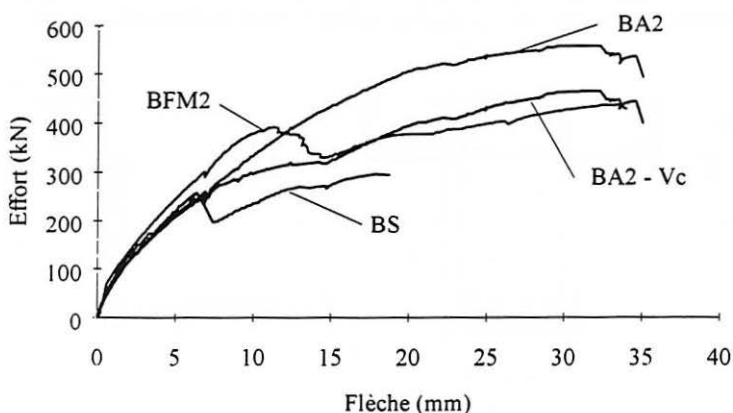


Figure 4.2.8 - Mise en évidence de la part structurale dans la résistance à l'effort tranchant.

Enfin, la comparaison entre les diagrammes BFM2 et BS au delà de 15 mm de flèche peut surprendre car le béton de fibres se comporte mieux que le béton seul alors que les fibres ne pontent plus la fissure diagonale. Ceci s'explique par la **capacité des fibres à couder les fissures dans la table de compression**, ce qui permet à celle-ci de reprendre une part importante d'effort tranchant. Il s'agit là d'un apport lié à la géométrie de la section. Une poutre en T sans renforcement transversal se comporte comme une poutre rectangulaire car la fissure d'effort tranchant peut pénétrer dans la zone comprimée. Ainsi, les fibres remplissent la même fonction que les cadres dans la zone comprimée, vis-à-vis d'une fissure d'effort tranchant.

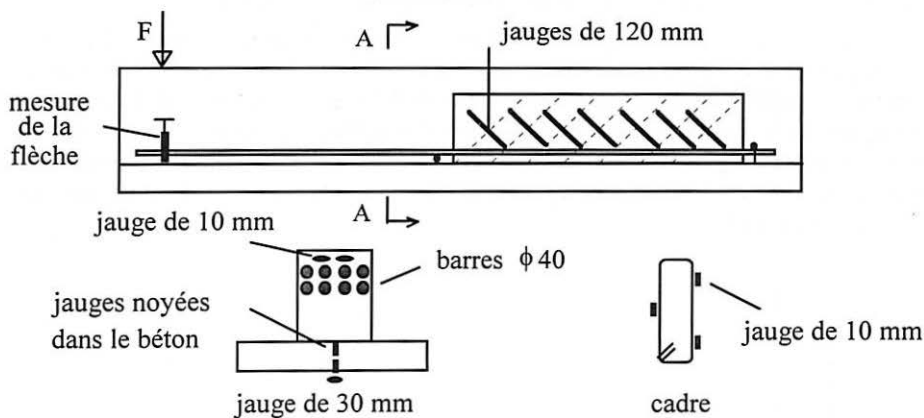
En résumé, les poutres BA2 et BFM1 ont un comportement globalement similaire, ce qui confirme la capacité des fibres à remplacer les cadres. Le diagramme BFM2 montre qu'il faut être vigilant en terme de ductilité car la chute d'effort est directement liée à une forte décroissance de la contrainte postfissuration en traction au delà d'une certaine ouverture. Dans la pratique, cela impose la définition d'une ouverture limite correspondant à un état ultime pour permettre un dimensionnement en toute sécurité. Cette ouverture limite (voir II. 5) doit être fonction de la hauteur de la poutre car il existe un effet d'échelle.

## 2. Mesure des déformations

### 2.1 Description de l'instrumentation

Un ensemble de jauges a été disposé de manière à mesurer les déformations du béton et de l'acier (fig. 4.2.9). Afin d'évaluer le moment de flexion, une section proche de l'appui central est ainsi équipée de 2 jauges de 10 mm collées sur les armatures  $\phi 40$ , de 2 jauges à matrice

polyester noyées dans la table de compression et d'une jauge de 30 mm collée sur la face extérieure comprimée. Une entaille est réalisée au droit des jauges collées sur les armatures longitudinales afin d'assurer l'apparition d'une fissure dans cette section. Les cadres des poutres BA situés dans la partie amincie sont équipés de 3 jauges de 10 mm disposées en quinconce afin d'approcher au mieux la déformation maximale due au passage d'une fissure.



A-A : section de contrôle

Figure 4.2.9 - Répartition des jauges sur la poutre.

Afin de détecter l'apparition des fissures d'effort tranchant, 8 jauges de 120 mm régulièrement espacées et inclinées à 45° sont collées sur l'âme amincie, centrées sur l'axe. Une fois les fissures principales apparues, des capteurs de déplacement sont collés pour mesurer l'évolution de l'ouverture au niveau de l'axe de la poutre (fig. 4.2.10).

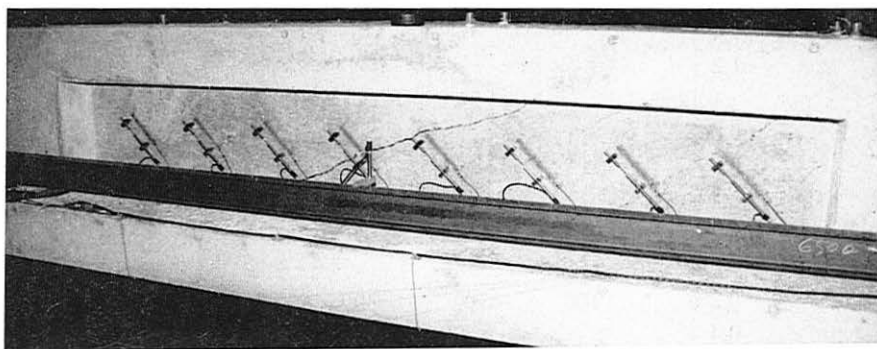


Figure 4.2.10 - Détection des fissures et mesure de leur ouverture.

## 2.2 Exploitation des mesures

L'ensemble des résultats est présenté à l'annexe 5. On présente ici certains diagrammes représentatifs.

Les jauges collées en quinconce sur les cadres ont permis de détecter leur plastification. Comme le montre la figure 4.2.11, la plastification peut être localisée autour d'une jauge si la fissure passe près de celle-ci. Ces résultats confirment l'efficacité du dispositif.

La figure 4.2.12 reproduit les diagrammes déformation-effort relatifs aux jauges équipant une section de la poutre BA2. Les deux jauges collées sur les aciers longitudinaux fournissent des signaux identiques et on note que l'acier est loin d'être plastifié. On peut faire la même remarque pour la jauge collée sur la face externe comprimée. La rupture est donc intervenue par effort tranchant sans effet parasite d'une plastification en flexion; le dimensionnement a ainsi atteint les objectifs fixés. A la rupture, l'axe neutre se situe au niveau de la jonction âme-table de compression.

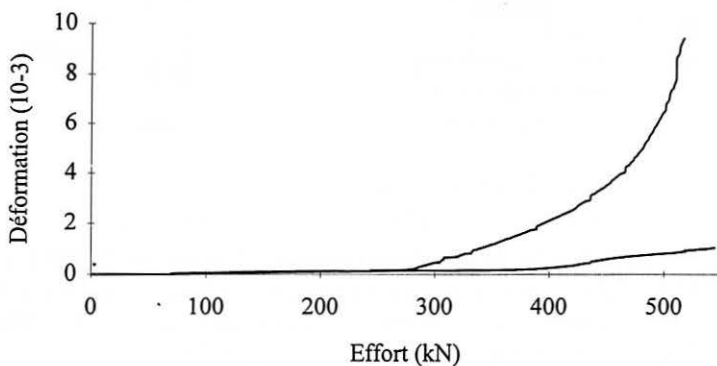


Figure 4.2.11 - Exemple de réponse des jauges disposées sur les cadres (poutre BA2).

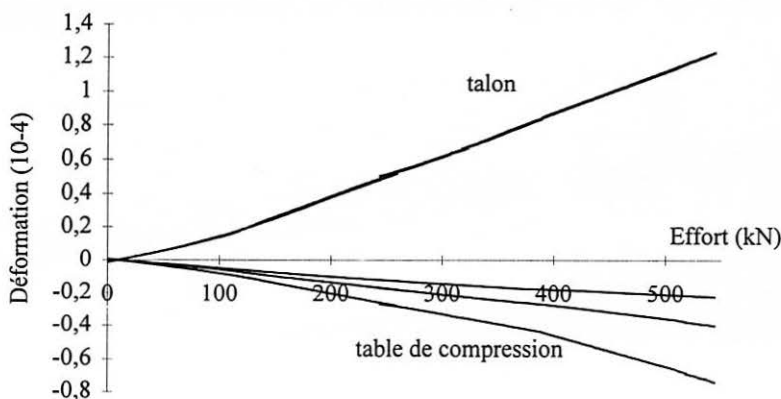


Figure 4.2.12 - Déformations mesurées dans la section près de l'appui (poutre BA2).

Les jauges de 120 mm disposées à 45° ne se sont pas avérées très efficaces pour la détection de l'apparition des fissures. En effet, lors de l'apparition d'une fissure contrôlée, on observe un délaminage de la colle au niveau de la fissure [Boulay 1988]. La jauge continue donc à fournir une réponse qui moyenne le comportement sur la longueur de la grille. A titre indicatif, on considérera qu'une fissure apparaît lorsque la mesure fournie par une jauge indique une déformation de  $10^{-4}$ , ou lorsque le signal fourni par la jauge présente un changement de pente important qui n'est pas corrélé avec des informations globales. Il n'a pas été noté de différences sensibles entre les poutres sur le niveau d'effort correspondant à l'apparition des premières fissures. En fait, la dispersion observée peut s'expliquer par des différences d'environnement, donc de fissuration de peau liée au retrait. La stéréophotogrammétrie a confirmé ce point : pour l'ensemble des poutres, une fissure diagonale est visible à mi-hauteur de la poutre pour un effort de l'ordre de 150 kN.

### 3. Stéréophotogrammétrie

La répartition et l'ouverture des fissures sont deux aspects importants de la comparaison des différentes poutres. Une méthode d'observation globale a été choisie pour l'étudier : la stéréophotogrammétrie. Cette méthode a été utilisée avec succès pour l'étude de la localisation dans les milieux granulaires [Desrues 1984] et de la fissuration de petites éprouvettes en béton soumises à la compression [Torrenti 1991, Benaija 1992].

#### 3.1 Description de la méthode

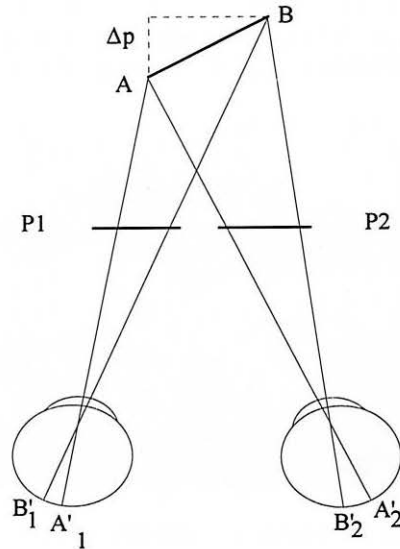


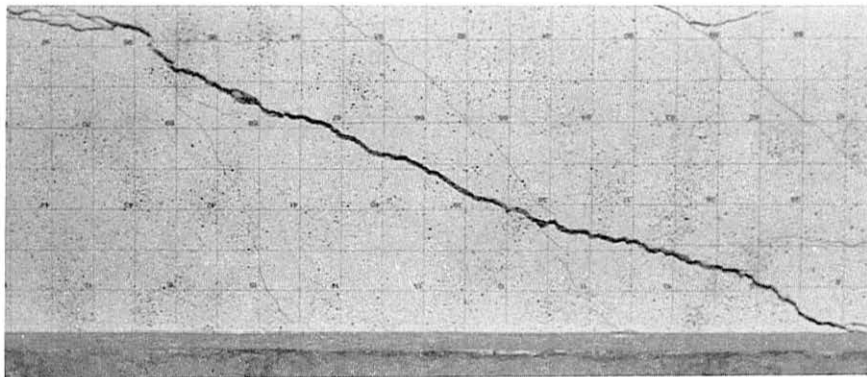
Figure 4.2.13 - Principe de la vision en relief (d'après [Desrues 1983]).

Cette technique est utilisée en cartographie pour l'étude du relief. Elle consiste à prendre 2 clichés d'un même objet sous 2 angles différents afin de créer une parallaxe spatiale. Le système visuel décode cette parallaxe en une vision en relief (fig. 4.2.13). Considérons un segment AB dans le plan horizontal passant par la ligne des yeux. Il est vu par chaque oeil suivant deux angles différents. C'est la différence entre les segments  $A'_1B'_1$  et  $A'_2B'_2$  qui

donne lieu à une impression de relief. Cette perception est proportionnelle à la différence de profondeur  $\Delta p$  entre les points A et B. Si on intercale deux plaques photographiques P1 et P2 sur le trajet des rayons lumineux, ceci constitue un enregistrement qui, une fois l'objet enlevé, donnera la possibilité de voir son image tridimensionnelle (d'après [Desrués 1983]).

Dans notre cas, on crée une parallaxe temporelle par la prise de clichés à des instants différents. Les déformations dues au chargement sont alors vues avec une impression de relief. Les fissures sont vues comme des failles et l'impression de relief permet une mesure plus précise des ouvertures car une mauvaise superposition entraîne une gêne visuelle. Les principaux intérêts de cette méthode sont le suivi global de l'évolution d'une éprouvette, la conservation de la mémoire de l'essai par l'intermédiaire de clichés photographiques et, grâce aux développements apportés par J. Desrués, le traitement analytique des informations tirées du champ de déplacement.

La comparaison des photographies se fait grâce à un stéréocomparateur (dans notre cas un DSR15 de Leica appartenant au laboratoire L3S de Grenoble) en pointant un semis de petites taches réparties sur la surface (fig. 4.2.14). Ce système mécano-optique permet d'effectuer des pointés en enregistrant la position relative des points sur les clichés. Le déplacement est mesuré en référence à un système de points fixes dans le repère du laboratoire. Dans le cas présent, le repère est constitué de croix projetées sur la surface étudiée à l'aide d'un rétroprojecteur. Un programme permet alors de calculer les champs de déplacement et de déformation de l'éprouvette [Desrués 1987, Benaija 1992]. Les fissures sont traitées de manière particulière car ce sont des zones de discontinuité. Un pointé régulier est donc effectué le long de chaque bord et une partie spécifique du programme calcule les déplacements normaux et transversaux d'une lèvres par rapport à l'autre.



**Figure 4.2.14** - Semis pour le pointé stéréophotogrammétrique.

La grande surface à observer sur la poutre (2,6 m x 0,4 m) a conduit à utiliser deux chambres photographiques. Malgré cela, on obtient un coefficient de réduction de 10 sur le cliché. La précision de stéréocomparaison d'un opérateur moyen étant de 5  $\mu\text{m}$ , la précision atteinte pour la mesure de la fissuration est donc 50  $\mu\text{m}$ . La détection des fissures dépend de la netteté du cliché, mais une fissure de 30  $\mu\text{m}$  est généralement détectée. Cette précision est suffisante pour le suivi des fissures principales.

### 3.2 Comparaison des diverses poutres

L'utilisation de la stéréophotogrammétrie a permis d'étudier, pour chaque type de poutre et à différents niveaux de chargement, le réseau de fissuration de la zone à âme amincie. La figure 4.2.17 reproduit ainsi les schémas de fissuration juste avant la rupture, ou conduisant à celle-ci, des poutres (on a tracé en pointillés les fissures peu visibles sur les clichés). On note une similitude entre les poutres BA2, BFM1 et BFM2. L'ouverture de fissure est obtenue par différence des déplacements des points du semis entre le cliché initial et le cliché correspondant à l'effort indiqué. On constate sur cette figure qu'il y a toujours une fissure ou un groupe de fissures prépondérantes. Ceci traduit l'existence d'un mécanisme de blocs qui conduit à une discontinuité du champ de déplacement. La figure 4.2.15 donne un exemple de détection de l'apparition de ce mécanisme : les deux blocs n'ont plus une évolution globale similaire. L'apparition de ce mécanisme correspond à une valeur d'effort proche du maximum et conduit à la ruine. On peut observer localement, pour des valeurs d'effort inférieures au maximum, des discontinuités du champ de déplacement près des appuis (fig. 4.2.16). Cependant, cet effet local influence peu la répartition de l'effort tranchant dans la majeure partie de la zone étudiée.

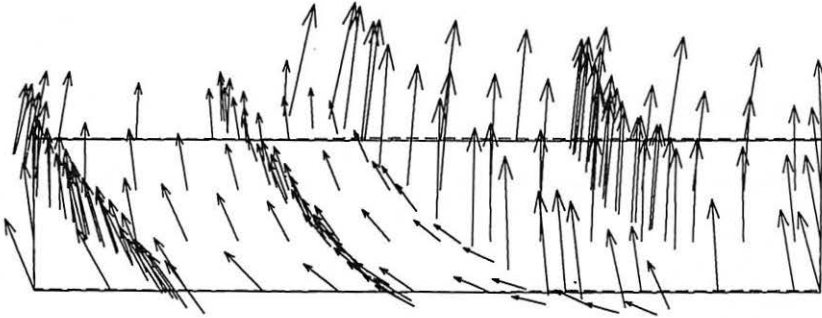


Figure 4.2.15 - Apparition d'un mécanisme de bloc (poutre BFM2,  $F=340$  kN).

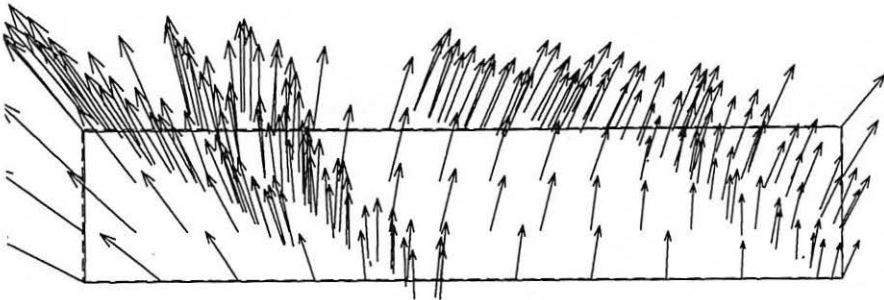
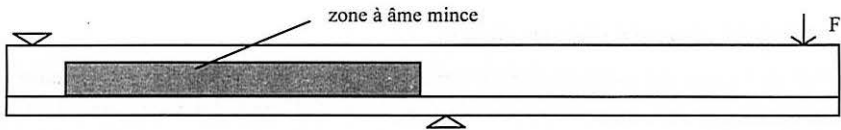
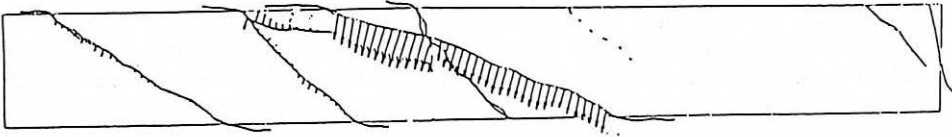


Figure 4.2.16- Discontinuité du champ de déplacement au niveau d'un appui (ce cliché représente la partie gauche de l'âme et la variation est visible à l'extrême gauche).

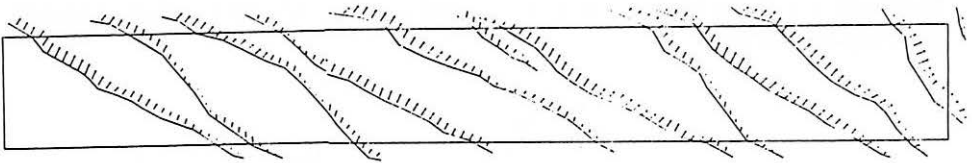


ANADEF v3.2  
 Greco Geomateriaux  
 Labo 3S - Grenoble



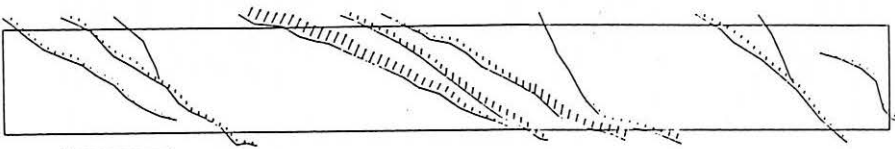
poutre BS (200 kN, après le pic)

— 5 mm



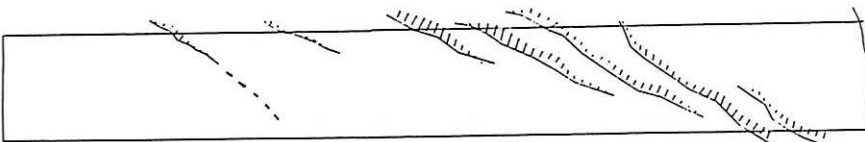
poutre BA1 (800 kN)

— 2 mm



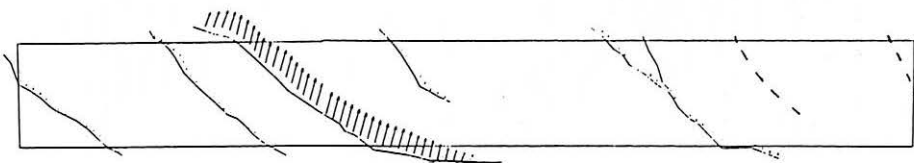
poutre BA2 (520 kN, avant palier)

— 8 mm



poutre BFM1 (380 kN, problème technique stéréo pour la suite)

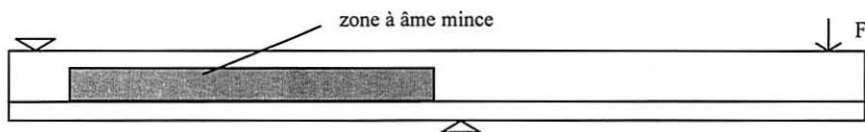
— 2 mm



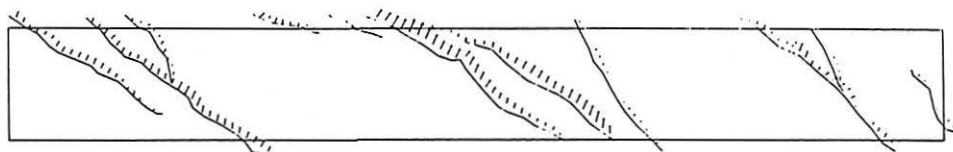
poutre BFM2 (340 kN, après le pic)

— 5 mm

Fig. 4.2.17 - Schémas de fissuration avant rupture

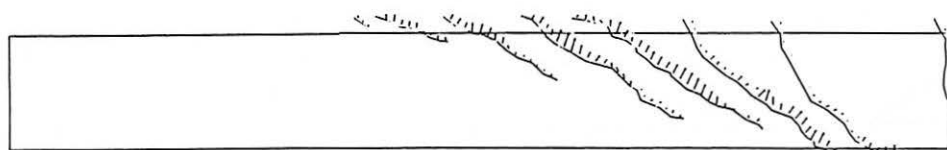


ANADEF v3.2  
 Greco Geomateriaux  
 Labo 3S - Grenoble



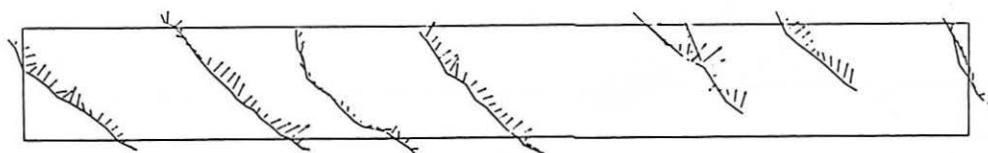
poutre BA2 (350 kN)

→ 2 mm



poutre BFM1 (350 kN)

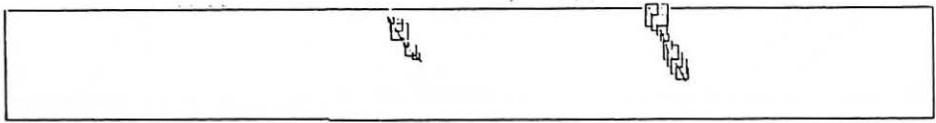
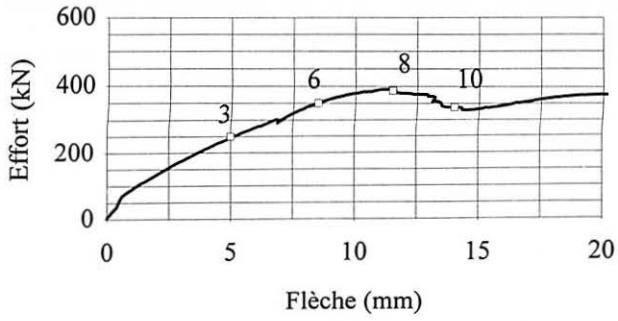
→ 2 mm



poutre BFM2 (350 kN, avant le pic)

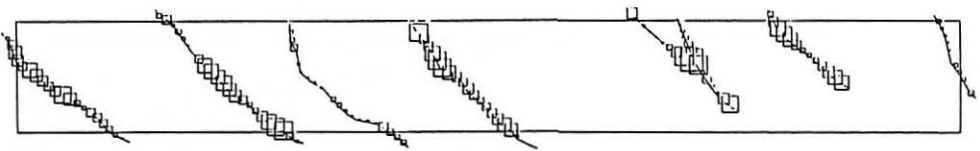
→ 0,5 mm

Fig. 4.2.18 - Schémas de fissuration des poutres BA2, BFM1 et BFM2 pour un effort de 350 kN (le contour correspond aux limites du pointé à la surface de l'âme. Ceci explique que les fissures débouchent hors du contour. En fait elle rejoint la jonction âme - talon ou âme table de compression, puis se propagent horizontalement).



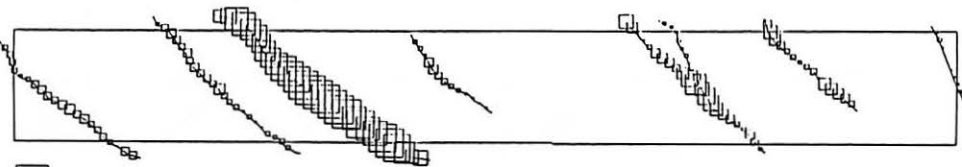
0,5 mm

Cliché 3



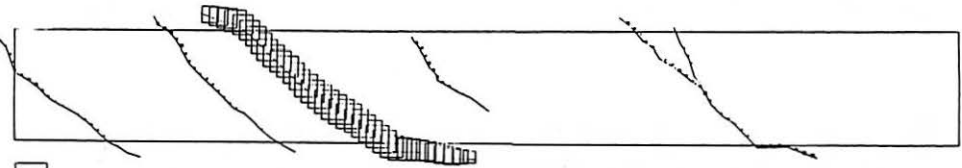
0,5 mm

Cliché 6



1 mm

Cliché 8

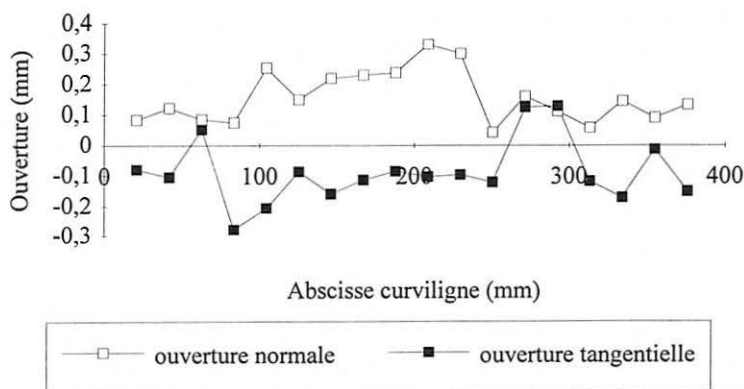


5 mm

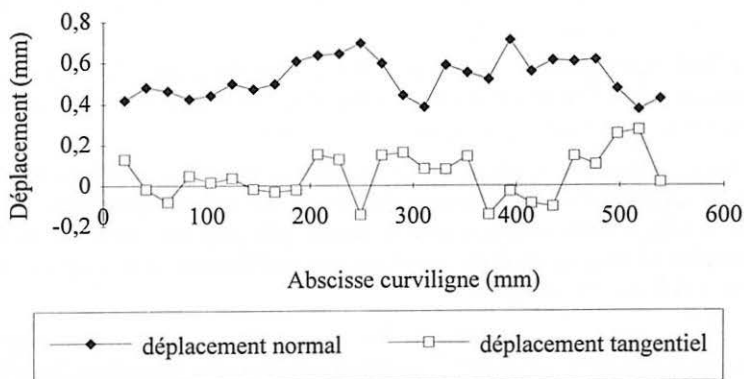
Cliché 10

Fig. 4.2.19 - Evolution de la fissuration de la poutre BFM2.

La précision de la méthode est de l'ordre de  $50\ \mu\text{m}$  ce qui rend difficile la mesure de l'ouverture de fissures fines. On peut néanmoins étudier certaines tendances. La figure 4.2.18 reproduit les schémas de fissuration des poutres BA2, BFM1 et BFM2 pour un effort de  $350\ \text{kN}$ . Il faut préciser qu'avant l'apparition d'un mécanisme de blocs, les fissures représentées traduisent en fait le branchement de plusieurs macrofissures enchevêtrées. Ceci explique les variations importantes d'orientation du déplacement relatif d'une lèvres par rapport à l'autre en fonction de l'abscisse curviligne. Les ouvertures principales correspondent à un déplacement normal (mode I). On constate une ouverture plus faible des fissures de la poutre BFM2 par rapport à BFM1 et BA2. Dans le cas du BA, cela s'explique par l'apparition des fissures entre les cadres qui jouent tardivement le rôle de couture. La poutre BFM2 présente une ouverture maximum de l'ordre de  $300\ \mu\text{m}$  ce qui correspond à la limite acceptable vis-à-vis de la durabilité.



a) Fissure peu ouverte.



b) Fissure d'ouverture importante.

Figure 4.2.20 - Comparaison des déplacements relatifs normaux et tangentiels d'une fissure en fonction de son ouverture.

On décrit fig. 4.2.19 l'évolution de la fissuration (déplacements normaux) de la poutre BFM2 en fonction de l'effort appliqué. On constate que pour les ouvertures de l'ordre de 100  $\mu\text{m}$ , la précision de la méthode rend difficile la comparaison des déplacements tangentiels et normaux. Ceux-ci semblent néanmoins du même ordre, ce qui traduirait un fort engrenement (fig. 4.2.20a; le signe négatif du déplacement tangentiel correspond à un déplacement du bas vers le haut de la lèvres de gauche par rapport à la lèvre de droite). Lorsque l'ouverture de fissure augmente, le mode I devient prépondérant (fig. 4.2.20b). En moyenne, le rapport entre les déplacements normaux et transversaux est de l'ordre de 5. Ceci a pour conséquence qu'un modèle de prédiction de la capacité portante d'une poutre à l'effort tranchant doit s'attacher à décrire de manière correcte l'évolution du renforcement en fonction de l'ouverture normale des fissures. Ceci est en accord avec les indications de l'étude bibliographique qui estime l'influence des effets secondaires, comme l'engrenement, à moins de 10 % de la charge de ruine [Leonhardt 1971].

La figure 4.2.19 montre aussi qu'il est difficile de prédire la fissure provoquant la ruine même lorsque les ouvertures atteignent plus de 300  $\mu\text{m}$  : c'est en effet la fissure la moins ouverte sur le cliché 6 gauche qui conduit à la rupture. Le cliché 10 gauche montre qu'une fois le mécanisme de blocs établi, les deux lèvres de fissure évoluent en suivant le mouvement de corps rigide des deux morceaux délimités : les déplacements normal et relatif sont constants le long de la fissure.

### 3.3 Points particuliers

Une fissure inclinée à 30° est apparue brutalement sur la poutre BS (fig. 4.2.17). Les autres fissures ont une inclinaison proche de 45° et une ouverture inférieure à 100  $\mu\text{m}$ . On note que cette fissure est proche de la ligne joignant les deux appuis. On peut expliquer son inclinaison de la manière suivante : lorsque l'ouverture normale des fissures à 45° augmente, l'engrenement diminue fortement et l'effort tranchant est repris au niveau de l'encastrement des bielles (cf. le "peigne de Kani"); lorsque la résistance de l'encastrement est atteinte, une fissure horizontale apparaît ce qui, supprimant la rigidité horizontale, permet un mouvement tangentiel du talon par rapport à la table de compression et conduit à l'apparition brutale d'une fissure tendant à joindre les deux appuis.

La poutre BA1 fait apparaître un réseau serré de fissures fines. Ceci est dû au faible espacement des cadres d'effort tranchant qui entraîne un fort engrenement. Cet effet se traduit par une rigidité nettement accrue de la poutre (fig. 4.2.6a).

Les premières fissures de la poutre BA2 sont apparues entre les cadres; la poutre s'est donc tout d'abord comportée comme la poutre BS, ce que montre la superposition des courbes effort - flèche (fig. 4.2.6b). A l'état ultime, la fissure principale est cousue par un cadre et le transfert d'effort le long de ce cadre provoque une multifissuration le long du cadre. Ceci explique la grande ductilité observée.

La poutre BFM1 présente une particularité. La première fissure apparaît dans la partie droite de l'âme amincie et s'ouvre rapidement à mi-hauteur de la poutre. Cependant, les extrémités de la fissure restent longtemps confinées, ce qui provoque une multifissuration parallèlement à cette fissure. Des carottages (fig. 4.2.21) ont montré un déficit en fibres dans la partie centrale de cette fissure et une forte densité à ses extrémités. Ce déficit a été retrouvé lors des essais de traction, car 30 % d'entre eux ont concerné des éprouvettes avec un faible nombre de fibres

(fig. 2.26). Ceci confirme une fois de plus la représentativité de la caractérisation proposée et souligne l'importance de définir une valeur caractéristique intégrant la dispersion.

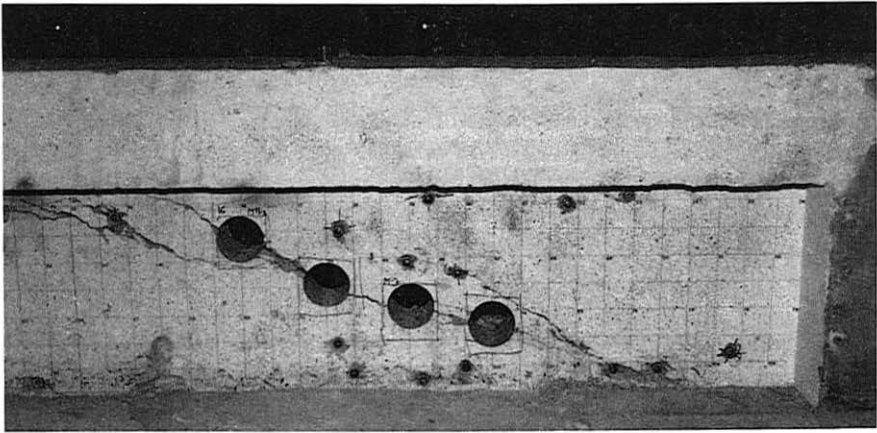


Figure 4.2.21 - Carottages le long des fissures principales pour étudier la répartition des fibres

La poutre BFM2 présente un réseau régulier de fissures fines. La fissure à gauche de la fig. 4.2.19 s'ouvre progressivement plus que les autres ce qui correspond à la chute d'effort sur le diagramme effort - flèche. Le premier pic d'effort est atteint pour une ouverture de fissure maximum de 1 mm, alors que la contrainte postfissuration maximale en traction est atteinte en moyenne pour 0,3 mm. Ce décalage traduit le contrôle par confinement des extrémités de la fissure. Lorsque l'ouverture atteinte dans cette zone excède les 300  $\mu\text{m}$ , le contrôle n'est plus effectif.

Les carottages n'ont pas montré de différences significatives sur la teneur en fibres au droit des différentes fissures de la poutre BFM2. On peut donc penser que le niveau palier moyen de contrainte a été atteint. Il faut noter que la différence d'effort entre les poutres BFM1 et BFM2 n'est pas uniquement liée au renforcement transversal mais aussi à la part structurale. En effet, celle-ci augmente avec la flèche et la poutre BFM1 en profite pleinement car les fibres longues apportent une meilleure ductilité.

#### IV. COMPARAISON AVEC UNE METHODE DE CALCUL SIMPLIFIE

##### 1. Méthode de calcul

Les essais ont montré qu'il est justifié de proposer un mécanisme de treillis et de baser la détermination de l'effort de rupture sur l'équilibre d'une section fissurée. En s'inspirant des modèles présentés dans l'analyse bibliographique, on propose la méthode de calcul suivante.

On utilise la formule simplifiée proposée par Kordina (voir l'étude bibliographique), adaptée le cas échéant aux BFM. En se basant sur le mécanisme du treillis, on distingue la part structurale ( $V_s$ ), de la part proprement liée au renforcement transversal ( $V_c$ ):

$$V_u = V_s + V_c$$

où  $V_u$  est l'effort tranchant ultime.

### 1.1 Part structurale

$f'_c$  est la résistance à la compression sur cylindre du béton, le pourcentage d'armatures longitudinales  $\rho_L$  ( $A_L/bd$ ) vaut 9,6 % et le facteur de forme  $f_T$  atteint la valeur limite 1. Les poutres renforcées transversalement apportent donc la part structurale suivante :

$$\begin{aligned} V_s &= f_T b d \Delta \tau \sqrt{\frac{f'_c}{0,82}} \sqrt[3]{\rho_L} \\ &= 1 \cdot 0,15 \cdot 0,7 \cdot 0,24 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{0,82}} \cdot \sqrt[3]{9,6} \\ &= 5,91 \cdot 10^{-2} \sqrt{f'_c} \quad (\text{MN}) \end{aligned}$$

En absence de renforcement transversal (poutre BS), la poutre se comporte vis-à-vis de l'effort tranchant comme une poutre rectangulaire, c'est-à-dire avec un facteur de forme de 0,85 :

$$V_s = 5 \cdot 10^{-2} \sqrt{f'_c} \quad (\text{MN})$$

### 1.2 Part des cadres

La résistance de l'acier est prise égale à sa contrainte de rupture (650 MPa). Pour un espacement de 13 cm des cadres  $\phi 10$ , le taux de renforcement transversal est de 0,8 %; pour un espacement de 50 cm, il est de 0,21 %.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,9 b d \rho_t f_y \\ &= 0,9 \cdot 0,15 \cdot 0,7 \cdot 0,008 \quad (\text{ou } 0,0021 \text{ pour } s = 50 \text{ cm}) \cdot 650 \\ &= 0,492 \quad (\text{ou } 0,129) \text{ MN} \end{aligned}$$

### 1.3 Part des fibres

On propose d'adapter l'analyse de Kordina en remplaçant l'action des étriers par la reprise d'effort des fibres au niveau d'une fissure diagonale (fig. 4.2.22).

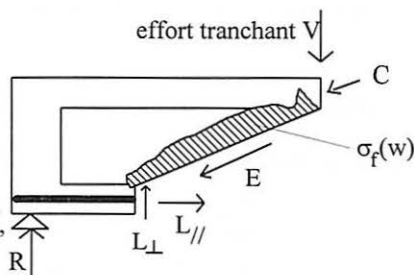
C : compression

E : engrenement

$L_{//}$  : action longitudinale

$L_{\perp}$  : effet de goujon

$\sigma_f(w)$  : contrainte normale, postfissuration,  
reprise par les fibres



$$V = C_{\perp} + E_{\perp} + L_{\perp} + \text{Fibres}_{\perp}$$

Figure 4.2.22 - Reprise de l'effort tranchant à travers une section fissurée.

Le calcul de l'action des fibres se heurte cependant à la méconnaissance de l'ouverture de fissure et de sa répartition. Ne disposant pas de méthode analytique de calcul de la capacité résistante à l'effort tranchant d'une poutre en fonction de l'ouverture de fissure, on se trouve réduit à définir des états limites de calcul. L'approche proposée par Kordina, comme toutes les approches réglementaires, se place dans le cas de la rupture de la structure. La formule définie pour estimer la part structurale est donc basée sur l'hypothèse d'une fissure propagée et ouverte. Le cas du béton de fibres est particulier car ce matériau ne présente pas un comportement élastoplastique en traction. **La valeur choisie pour l'ouverture, qui définit le niveau de contrainte résiduelle, est donc cruciale et elle est soumise à des effets d'échelles liés à la hauteur de la poutre.**

Dans un objectif général de calcul de poutres à l'effort tranchant, on propose de distinguer les poutres rectangulaires des poutres en T.

**Considérons une poutre rectangulaire.** La fissure qui provoque la rupture par effort tranchant est dans la plupart des cas liée à une fissure de flexion : son ouverture est donc contrôlée par la déformation des armatures longitudinales. On la schématise par une fissure inclinée à  $45^\circ$  le long de laquelle la répartition de l'ouverture est linéaire (fig. 4.2.23).

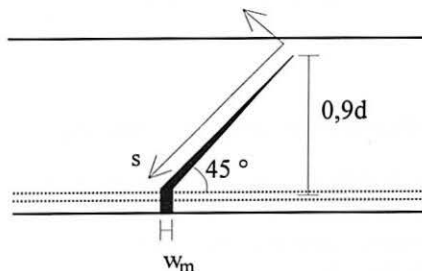


Figure 4.2.23 - Répartition de l'ouverture d'une fissure diagonale dans une poutre rectangulaire.

La part d'effort tranchant reprise par les fibres,  $V_f$ , est calculée par projection sur l'axe vertical de l'intégrale de la contrainte reprise par le béton de fibres le long de la fissure :

$$\begin{aligned}
 V_f &= \int_0^{0,9d\sqrt{2}} \sigma_f \left( \frac{s}{0,9d\sqrt{2}} \cdot w_m \right) \cdot b \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot ds \\
 &= 0,9bd \cdot \sigma_p(w_m) \\
 \text{où } \sigma_p(w_m) &= \frac{1}{w_m} \int_0^{w_m} \sigma_f(w) \cdot dw
 \end{aligned}$$

On définit ainsi la contrainte résiduelle équivalente  $\sigma_p(w_m)$  qui est la moyenne de la contrainte postfissuration entre 0 et  $w_m$ . L'ouverture  $w_m$  est calculée à partir de la déformation des armatures longitudinales. Si on suppose que l'espacement moyen des fissures est de l'ordre du bras de levier interne de la poutre, on peut estimer, de manière conservative, l'ouverture de la fissure de flexion par le produit de la déformation de l'acier par 0,9d :

$$w_m = \epsilon_s \cdot 0,9d$$

On propose de considérer deux cas :

- la limite d'élasticité des aciers longitudinaux (ou 0,2 % d'allongement),
- une valeur réglementaire de plastification des aciers fixée à 1 %.

Dans le premier cas, on considère que le contrôle de la fissure, donc la stabilité à l'effort tranchant, n'est plus effectif lorsque les aciers longitudinaux plastifient. Dans le second cas, on considère une zone de rupture pour laquelle les armatures longitudinales sont très sollicitées. Une comparaison avec des résultats expérimentaux doit permettre de choisir entre les deux propositions ou de définir des domaines de validité.

**Considérons à présent une poutre en T.** La répartition de l'ouverture de fissure est différente car celle-ci se trouve confinée au niveau du talon et de la table de compression (fig. 4.2.24).

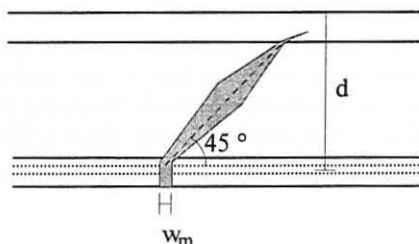


Figure 4.2.24 - Répartition de l'ouverture d'une fissure diagonale dans une poutre en T.

Ce schéma fait apparaître la difficulté qu'il y a à modéliser la répartition de l'ouverture de fissure. De plus, la fissure qui conduit à la ruine a tendance à se propager horizontalement le long de la table de compression, voire même le long du talon si celui-ci est large et si le taux de renforcement longitudinal est élevé.

Ces difficultés conduisent à définir une approche, quelque peu arbitraire, qui n'a pas le même degré de validité que pour les poutres rectangulaires. On propose d'effectuer le calcul de la part reprise par les fibres à partir de la définition d'une ouverture moyenne,  $w_m$ , supposée constante tout le long de la fissure. Afin de prendre en compte l'effet de la hauteur de la poutre ainsi que le rôle de contrôle des armatures longitudinales, on définit cette ouverture, par analogie avec les poutres rectangulaires, comme le produit de la déformation de l'acier par la hauteur utile de la poutre à laquelle on soustrait l'épaisseur de la table de compression (pour prendre en compte la propagation horizontale de la fissure).

La part d'effort tranchant repris par les fibres a alors pour expression :

$$V_f = b(d - t) \cdot \sigma_f(w_m)$$

où  $w_m = 2.10^{-3} \cdot (d - t)$  ou  $0,01 \cdot (d - t)$   
t étant l'épaisseur de la table de compression.

La contrainte résiduelle équivalente est donc ici  $\sigma_p(w_m) = \sigma_f(w_m)$ , qui est la valeur de la contrainte postfissuration pour l'ouverture  $w_m$ . Si la fissure se propage longitudinalement le long du talon, le contrôle des armatures longitudinales n'est pas effectif. On peut considérer dans ce cas que l'ouverture de fissure obtenue à partir d'une déformation de 1% correspond à

une limite de stabilité de la structure et qu'elle peut être utilisée pour calculer l'apport des fibres.

Pour les poutres étudiées,  $d$  a pour valeur 0,7 m et  $w_m = 1$  ou 5 mm. Les essais de traction étant limités à 2,5 mm d'ouverture, on effectue une prolongation des diagrammes contrainte - ouverture de fissure pour estimer la valeur de la contrainte pour une ouverture de 5 mm. On peut alors calculer la part des fibres :

- BFM1 (fibres longues) :  $\sigma_f(1 \text{ mm}) = 2,3 \text{ MPa}$  et  $\sigma_f(5 \text{ mm})$  estimée à 0,3 MPa

$$V_f = 0,15 \cdot (0,7 - 0,2) \cdot 2,3 \text{ (ou } 0,3)$$

$$= 0,17 \text{ (ou } 0,0225) \text{ MN}$$

- BFM2 (fibres courtes) :  $\sigma_f(1 \text{ mm}) = 1,7 \text{ MPa}$  et  $\sigma_f(5 \text{ mm})$  estimée à 0 MPa (les fibres ne pontent plus la fissure)

$$V_f = 0,15 \cdot (0,7 - 0,2) \cdot 1,7$$

$$= 0,127 \text{ (ou } 0) \text{ MN}$$

Le tableau 4.2.2 récapitule les résistances calculées pour les cinq types de renforcement en tenant compte de la caractérisation des matériaux en compression et en traction.

Poutre	$V_c$ ou $V_f$ (kN)	$V_s$ (kN)	$V_u$ (kN)
BS	0	304	304
BA1	492	379	871
BA2	129	374	503
BFM1	170 (22)	383	553 (405)
BFM2	127 (0)	365	492 (365)

Tableau 4.2.2 - Résistance à l'effort tranchant calculée pour chacune des poutres. Pour les poutres en BFM apparaît en italique la valeur correspondant à l'hypothèse d'ouverture ultime.

## 2. Comparaison calculs - essais

Le tableau 4.2.3 reprend les efforts ultimes expérimentaux (obtenus en multipliant l'effort maximum mesuré par le rapport des portées 2,6/3, fig. 4.2.1) et calculés au paragraphe II.4.

Poutre	$V_u$ calculé (kN)	$V_u$ expérimental (kN)	Calcul / Essai
BS	304 (245 *)	260	1,17 (0,94 *)
BA1	871	835	1,04
BA2	503	472	1,07
BFM1	553 (405)	400	1,4 (1,01)
BFM2	492 (365)	377	1,3 (0,97)

Tableau 4.2.3 - Résistances à l'effort tranchant expérimentales et calculées (\* : calcul avec la version complète du modèle de Kordina; en italique : calcul avec  $w_m = 5 \text{ mm}$ ).

On constate tout d'abord le remarquable accord de l'approche proposée par Kordina avec les résultats obtenus en béton armé. On peut donc estimer, la rupture étant intervenue par les cadres, que la part structurale est correctement approchée. Dans le cas du béton seul, l'écart est important mais la version simplifiée du modèle de Kordina s'applique aux poutres armées transversalement. Si on utilise la version complète du modèle (première partie du chapitre 4), on obtient une valeur d'effort tranchant de 245 kN, soit 94 % de la valeur expérimentale.

En ce qui concerne le calcul des poutres en BFM, on note que les prévisions utilisant la borne inférieure de l'ouverture limite sont largement optimistes. Elles sont liées au fait que la part structurale correspond à un état très fissuré de la structure, alors que la part liée au béton de fibres a été calculée pour une ouverture de fissure de 2 mm. En fait, l'ouverture de fissure est nettement plus importante pour la valeur maximum d'effort mesuré. Ceci explique que les valeurs calculées avec une valeur d'ouverture de 5 mm sont proches des valeurs expérimentales.

Il faut cependant rappeler que pour de faibles ouvertures de fissures, les fibres reprennent effectivement une part de l'effort tranchant (fig. 4.2.6a et 4.2.8). Il y a donc transfert d'effort des fibres vers la structure à mesure que les fissures s'ouvrent. Pour la poutre BFM2, on a noté précédemment que les fibres ne reprennent plus directement d'effort tranchant à partir d'une flèche de 15 mm. Ceci est en accord avec le fait que *l'effort ultime mesuré est proche de la part structurale calculée* ( $V_s$ ). En revanche, les fibres longues sont capables de reprendre un effort pour des valeurs plus importantes d'ouverture de fissure, ceci explique l'évolution monotone de l'effort ainsi qu'un effort ultime expérimental légèrement plus élevé.

Ces résultats mettent en avant l'importance et la difficulté de la définition d'une ouverture limite de calcul. Cette ouverture connaît un effet d'échelle qui semble lié à la hauteur de la poutre.

Afin de vérifier si le mécanisme proposé est valable pour les poutres en T, on traite à l'annexe 6 des résultats d'essais sur des poutres en T de dimensions plus petites [Swamy 1993]. Ne disposant pas des diagrammes contrainte - ouverture de fissure du BFM en traction, on a cherché à estimer la valeur de la contrainte résiduelle moyenne à rupture. Pour cela, on a soustrait à la valeur d'effort ultime expérimental la part structurale calculée à l'aide de la version complète du modèle de Kordina qui intègre l'influence du rapport  $a/d$  (voir première partie du chapitre 4). La différence est la part directement liée aux fibres et permet d'estimer une contrainte résiduelle moyenne de 1,5 MPa. Cette valeur est raisonnable pour un béton contenant 1 % en volume de fibres d'acier tréfilé (longueur 50 mm, diamètre 0,5 mm) et ayant une résistance moyenne à la compression sur cube de 45 MPa. La poutre ayant une hauteur utile de 0,265 m, l'ouverture limite, telle qu'elle a été définie, a une valeur de 2,1 mm. Si on considère le béton B35BE100L, qui contient 1,25 % de fibres en volume, la valeur de contrainte atteinte pour cette ouverture est de 1,8 MPa. Ces deux valeurs sont comparables au regard de l'écart de teneur en fibres ce qui montre que le mécanisme proposé est cohérent. De plus, cela confirme l'effet d'échelle observé : pour des poutres de hauteur faible, l'ouverture de fissure ultime est petite, ce qui permet aux fibres de reprendre un effort non nul et donc de participer directement à la reprise de l'effort tranchant.

## V. CONCLUSION DES ESSAIS DE POUTRES EN T

Par la taille des corps d'épreuve et la fabrication du béton en centrale, les essais présentés sont représentatifs des poutres en T de grande taille utilisées dans l'industrie. La première conclusion qui peut être tirée est la vérification du **contrôle de la fissuration d'effort tranchant par les fibres d'acier pour de faibles ouvertures de fissure**. Pour un des BFM étudié, 100 kg/m<sup>3</sup> de fibres (1,25% en volume) ont conduit à un comportement proche de 0,2 % d'étrier en acier HA500, ce qui n'est pas économiquement intéressant. On a pu noter un **effet d'échelle** sur le comportement des poutres en BFM à l'état ultime. En effet, l'ouverture ultime des fissures est liée à la hauteur de la poutre; or l'effort repris par les fibres à travers une fissure diminue à mesure que son ouverture augmente. Par conséquent, **plus l'ouverture de fissure à l'état ultime sera grande, moins l'apport direct des fibres vis-à-vis de l'effort tranchant sera important**. Dans les essais présentés, l'utilisation de fibres longues a permis d'obtenir un comportement ductile de la poutre, grâce à l'allongement du "palier" postfissuration en traction. On a ainsi vérifié la pertinence de la caractérisation à l'aide de l'essai de traction uniaxiale.

Malgré l'effet d'échelle précité, on a observé un excellent comportement des fibres courtes pour un effort inférieur de 20 % à l'état ultime. **Le réseau de fissuration développé est fin et régulièrement espacé**. Cela confirme, d'une part, la bonne homogénéité du matériau et, d'autre part, son bon fonctionnement en termes de renforcement transversal. Il est donc envisageable d'utiliser **une solution mixte fibres plus cadres** : les fibres assurent la durabilité en limitant les ouvertures de fissures à l'ELS et les cadres assurent la tenue de l'ouvrage à l'ELU. Enfin, dans certaines zones comme les abouts de poutres, les ouvertures de fissure ultime sont moins importantes, ce qui est favorable à l'action des fibres. Il faut, de plus, souligner la **capacité des fibres à contrôler la propagation des fissures d'effort tranchant dans la zone comprimée**, ce qui a permis à celle-ci de reprendre la même part d'effort tranchant que pour le béton armé en présence de cadres.

Une **méthode de calcul simplifiée** est proposée à partir de la définition d'une contrainte résiduelle "équivalente",  $\sigma_p(w_m)$ , fonction d'une **ouverture limite**,  $w_m$ , liée à la hauteur utile de la poutre. Cette méthode suggère une équation d'équivalence entre les BFM et les armatures transversales (taux de renforcement  $\rho_t$ , contrainte maximum de l'acier  $\sigma_a$ ):

$$\sigma_p(w_m) = \rho_t \cdot \sigma_a$$

Cette relation est du même type que celle présentée au chapitre 4.1 mais elle introduit une prise en compte plus juste du comportement en traction uniaxiale par l'introduction de l'ouverture limite. La définition de cette ouverture est délicate et on propose de calculer cette valeur comme le produit de l'état limite de déformation de l'acier accepté réglementairement, 1 %, par la hauteur utile de la poutre, à laquelle on a soustrait l'épaisseur de la table de compression. **Cela conduit à des valeurs d'ouverture importantes qui sont prohibitives pour l'emploi exclusif des fibres dans les poutres de grande hauteur, ce que confirment les essais.**

## Troisième partie

### Poutrelles rectangulaires en béton à hautes performances

#### I. INTRODUCTION

La relation d'équivalence entre les BFM et le BA, établie dans la partie précédente, suggère que les BFM étudiés ne peuvent reprendre que des sollicitations d'effort tranchant limitées car le niveau de la contrainte résiduelle postfissuration est limité à quelques MPa. De plus, l'étude des poutres en T de grandes dimensions a mis en évidence un effet d'échelle lié à la diminution de la contrainte résiduelle pour des ouvertures de fissure supérieures au millimètre. L'utilisation des BFM dans les poutres, vis-à-vis de la sollicitation d'effort tranchant, ne devrait donc concerner que les faibles hauteurs. On propose en conséquence d'étudier le comportement de poutrelles rectangulaires soumises à l'effort tranchant, afin de valider la méthode de calcul proposée et de contrôler la relation d'équivalence avec le BA.

L'étude bibliographique fait état de plusieurs travaux réalisés sur ce type de structure. Cependant, on a cherché ici à optimiser la réponse de la structure pour une quantité de fibres données. Pour cela, on a choisi, d'une part, d'utiliser un béton à hautes performances afin d'améliorer la qualité de l'interface fibre - matrice et on a, d'autre part, coulé la poutrelle "à plat" (perpendiculairement au plan moyen) afin de favoriser une orientation orthotrope des fibres (c'est-à-dire 2D dans le plan moyen de la poutrelle). Afin de ne pas provoquer une rupture précoce des fibres, ce qui nuirait à la ductilité de la structure, on a choisi d'utiliser  $100 \text{ kg/m}^3$  de fibres en acier courtes (longueur 30 mm), dans une matrice de 90 MPa de résistance moyenne à la compression à 28 j [Rossi 1995b]. Ce choix a pour effet de limiter la dispersion grâce à un nombre important de fibres pour une quantité volumique donnée. La caractérisation en traction du matériau a été effectuée à partir d'éprouvettes prélevées au sein de la poutrelle.

#### II. PRESENTATION DE L'ESSAI

##### 1. Géométrie de l'essai

La philosophie du règlement consiste à dimensionner une poutre de manière à garder une réserve importante de résistance à l'effort tranchant par rapport aux sollicitations de calcul en flexion car la rupture en flexion est plus ductile. En conséquence, si une rupture intervient par effort tranchant (fait hautement improbable), elle correspond à une sollicitation importante en flexion, voire à une plastification des armatures longitudinales. C'est dans cet esprit qu'ont été dimensionnées les poutrelles à partir des équations proposées dans la deuxième partie. En effet, on a voulu, d'une part, s'approcher d'une rupture par effort tranchant et, d'autre part, limiter la part structurale de résistance à l'effort tranchant (celle-ci augmente en effet comme la racine cubique du taux de renforcement longitudinal). Afin de rendre possible une éventuelle rupture par flexion, un dispositif de chargement par flexion quatre points a été

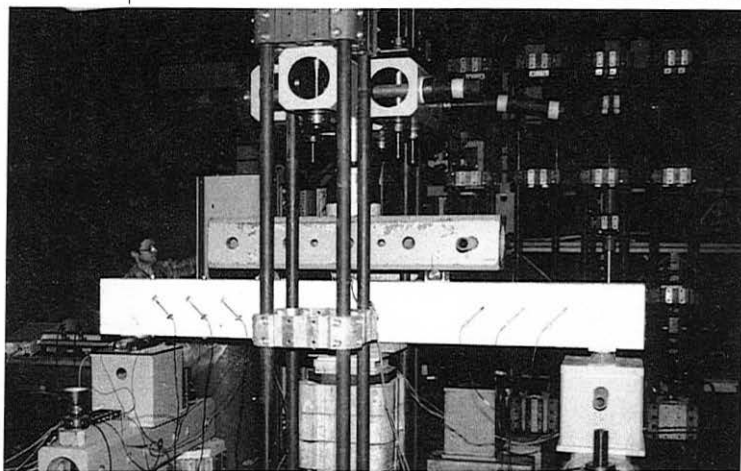
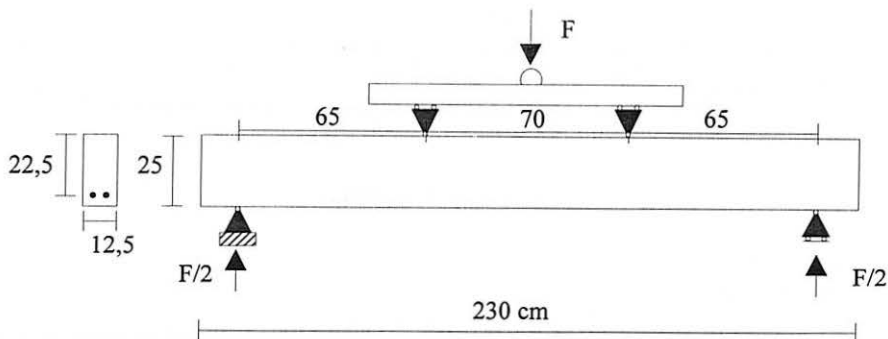


Figure 4.3.1 - Géométrie de l'essai

choisi (fig. 4.3.1). Il présente en effet l'intérêt de soumettre un volume important à un moment constant, ce qui permet de solliciter une zone de faiblesse.

Comme pour la série d'essais précédente, une portée relative d'effort tranchant (rapport  $a/d$ ) de l'ordre de 3 a été choisie pour limiter les effets parasites aux appuis et favoriser une rupture par "traction diagonale".

Le pilotage est effectué sur la vitesse d'évolution de la flèche au centre. Celle-ci est mesurée en s'affranchissant des tassements d'appui par l'intermédiaire d'une cornière posée sur deux tiges noyées dans le béton sur l'axe de la poutre au droit des appuis.

## 2. Plan d'expériences

L'objectif étant de comparer les solutions BFM et béton armé, cinq poutrelles ont été testées, en partant de l'hypothèse d'une contrainte résiduelle du BFM de 3 MPa :

- deux poutrelles en béton armé : en gardant constant le ferrailage longitudinal (fig. 4.3.2), on fait varier l'espacement des cadres HA  $\phi 8$  d'effort tranchant (contrainte moyenne, pour un allongement de 0,2 %, 490 MPa; contrainte moyenne de rupture 600 MPa), soit  $s = 0,18$  m pour la poutrelle BHPA1 et  $s = 0,14$  m pour la poutrelle BHPA2. Les

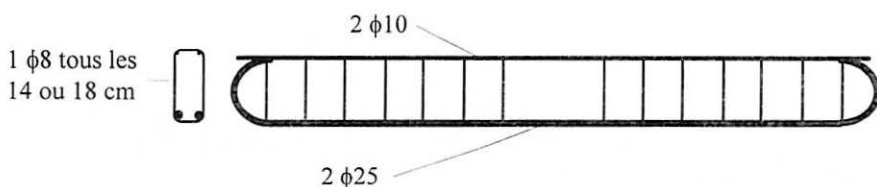


Figure 4.3.2 - Ferrailage des poutrelles rectangulaires.

armatures de flexion sont des HA  $\phi 25$  (contrainte moyenne, pour un allongement de 0,2 %, 565 MPa; contrainte moyenne de rupture 670 MPa).

- deux poutrelles en BFM : il a été utilisé le même ferrailage longitudinal en flexion que pour les poutrelles en béton armé. 100 kg/m<sup>3</sup> de fibres à crochets en acier tréfilé (longueur 30 mm, diamètre 0,5 mm) ont été introduites en remplacement des cadres et des armatures de la zone comprimée. Deux poutrelles (BHPFM1 et BHPFM2) ont été fabriquées pour évaluer la dispersion.

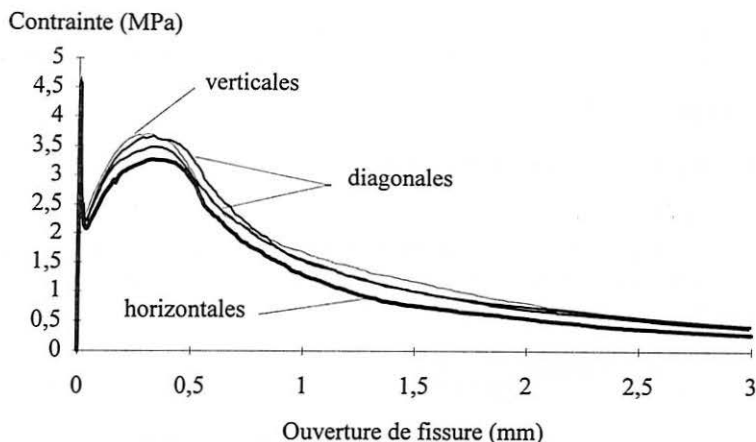
- une poutrelle en BFM (BHPFM3) a été dimensionnée pour rompre en flexion avec un réseau de fissures fines d'effort tranchant. Les armatures longitudinales utilisées sont des  $\phi 20$  (contrainte moyenne, pour un allongement de 0,2 %, 540 MPa; contrainte moyenne de rupture 640 MPa).

### 3. Fabrication des corps d'épreuve

Dans un souci d'optimiser la couture des fissures, quelle que soit leur orientation dans le plan moyen de la poutre, on a cherché à obtenir une répartition orthotrope des fibres. Pour ce faire, les poutrelles ont été coulées à plat (plan moyen horizontal). Le coffrage est entièrement rempli de béton, qui est ensuite mis en place grâce à trois vibreurs de coffrage disposés en sous-face aux 1/6, 1/2 et 5/6 le long de l'axe de la poutre. Les cinq poutrelles ont été fabriquées de cette manière, les bétons présentant un temps d'écoulement au maniabilimètre LCL de l'ordre de 15 s. Les compositions sont données en annexe 1 (B80BE100C et B80). Leur fabrication a été réalisée au laboratoire à l'aide d'un malaxeur de capacité 290 l. Six éprouvettes cylindriques 16 x 32 cm ont été coulées en même temps que les poutrelles et vibrées sur une table vibrante. Les résistances à la compression moyennes obtenues à 28 j sont de l'ordre de 90 MPa (voir annexe 7).

Une poutrelle supplémentaire a été fabriquée en BHPFM pour prélever des carottes destinées à la caractérisation du béton en traction uniaxiale. Les carottes sont prélevées parallèlement, perpendiculairement et inclinées à plus ou moins 45° sur l'axe de la poutre. L'ensemble des résultats est présenté en annexe 2, et la fig. 4.3.3 reproduit les diagrammes moyens en fonction de l'orientation des éprouvettes : elle montre que l'objectif d'orthotropie est globalement atteint.

On a comparé au chapitre 2 (fig. 2.22), les diagrammes moyens des bétons B80BE100C (ensemble des éprouvettes) et B35BE100C (éprouvettes prélevées à 45°). La différence principale entre les deux bétons est la résistance à la compression, donc la résistance en traction et l'adhérence fibre - matrice. L'orientation moyenne des fibres est comparable, la taille du plus gros grain et la granulométrie aussi. On constate que la valeur maximum de contrainte postfissuration est augmentée d'un facteur 1,75. Le rapport des énergies entre 0 et

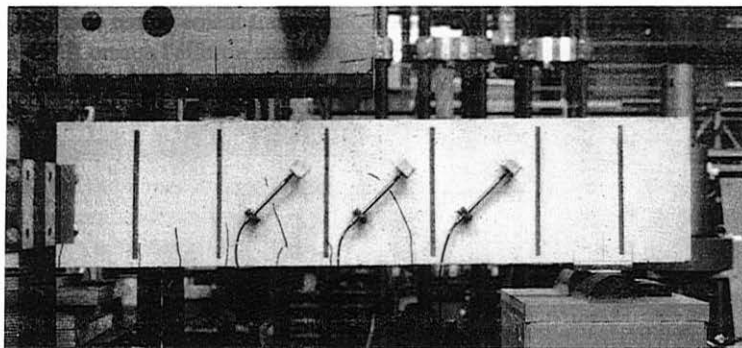


**Figure 4.3.3** - Diagrammes moyens de caractérisation en traction du béton BHPFM suivant 4 orientations (moyennes de 5 éprouvettes).

500  $\mu\text{m}$  est, lui, de 1,7. Ces valeurs sont comparables au rapport des résistances calculées à la traction directe (1,8).

#### 4. Instrumentation

L'instrumentation des poutres a pour objectif d'étudier, d'une part, l'état de la zone de moment constant afin de détecter une plastification des armatures longitudinales et, d'autre part, de mesurer l'ouverture de fissures d'effort tranchant sur l'axe. Trois jauges de 10 mm ont ainsi été collées sur les armatures longitudinales (fig. 4.3.2) des cinq poutrelles. Trois capteurs inductifs de déplacement (LVDT) ont été disposés sur une face de chaque zone de la poutrelle soumise à l'effort tranchant (fig. 4.3.4). Leur base de mesure est de 100 mm. Sur les poutrelles en béton armé, les capteurs sont collés entre deux cadres consécutifs. Sur les poutrelles en BFM, les capteurs sont placés dans chaque tiers de la zone étudiée. Les capteurs sont inclinés à 45°, perpendiculairement à une éventuelle bielle, centrés sur l'axe de la poutre.



**Figure 4.3.4** - Disposition des capteurs (LVDT) pour la mesure de l'ouverture de fissures d'effort tranchant.

Les poutrelles BHPA1, BHPFM2 et 3 ont, en outre, été équipées de deux jauges de 30 mm collées sur leur face supérieure, comprimée, à 100 mm de part et d'autre de leur milieu.

## 5. Calcul prédictif

### 5.1. Comportement à l'effort tranchant

#### Part structurale

La résistance moyenne du béton à la compression est prise égale à 90 MPa. Le taux de renforcement longitudinal, correspondant aux 2  $\phi 25$ , est de 3,5 %, et celui correspondant aux 2  $\phi 20$  est de 2,2 % :

$$\begin{aligned} V_s &= 0,85bd\Delta\tau\sqrt{\frac{f'_c}{0,82}}\sqrt[3]{\rho_L} \\ &= 0,85 \cdot 0,125 \cdot 0,225 \cdot 0,24 \cdot \sqrt{\frac{90}{0,82}} \cdot \sqrt[3]{3,5 \text{ (ou } 2,2)} \\ &= 9,13 \cdot 10^{-2} \text{ (ou } 7,82 \cdot 10^{-2}) \text{ MN} \end{aligned}$$

#### Part des cadres

L'espacement des cadres est de 18 cm pour BHPA1 et de 14 cm pour BHPA2. Le calcul est effectué à la limite de rupture de l'acier, c'est-à-dire 600 MPa.

$$\begin{aligned} V_c &= 0,9bd\rho_t f_y \\ &= 0,9 \cdot 0,125 \cdot 0,225 \cdot 0,0057 \text{ (ou } 0,0044) \cdot 600 \\ &= 8,65 \cdot 10^{-2} \text{ (ou } 6,68 \cdot 10^{-2}) \text{ MN} \end{aligned}$$

#### Part des fibres

On fait l'hypothèse que l'ouverture de la fissure d'effort tranchant provoquant la rupture est contrôlée par les armatures longitudinales. Dans un premier cas de figure, on considère une plastification des aciers jusqu'à une déformation de 1 %, ce qui correspond à une ouverture maximale  $w_m$  ( $\epsilon_s \cdot 0,9d$ ) de 1,9 mm (soit une valeur moyenne de la contrainte postfissuration égale à 1,9 MPa). Dans un second cas de figure, on considère que, le moment dans la partie de la poutrelle concernée étant plus faible, on n'a pas atteint la plastification des armatures longitudinales et on fixe celle-ci à 2 %, ce qui conduit à une ouverture maximale  $w_m$  de 0,4 mm (soit une valeur moyenne de la contrainte postfissuration égale à 3,17 MPa).

$$\begin{aligned} V_f &= 0,9bd \cdot \frac{1}{w_m} \int_0^{w_m} \sigma_f(w) \cdot dw \\ &= 0,9 \cdot 0,125 \cdot 0,2125 \cdot 1,9 \text{ (ou } 3,17) \\ &= 4,5 \cdot 10^{-2} \text{ (ou } 7,6 \cdot 10^{-2}) \text{ MN} \end{aligned}$$

## Résistance à l'effort tranchant calculée

Poutrelle	$V_u$ (MN) ( $w_m = 1,9$ mm)	$V_e$ (MN) ( $w_m = 0,4$ mm)
BHPA1	0,158	-
BHPA2	0,178	-
BHPFM1 et 2	0,136	0,167
BHPFM3	0,123	0,154

Tableau 4.3.1 - Valeurs calculées de la résistance à l'effort tranchant

Le tableau 4.3.1 présente la résistance à l'effort tranchant calculée pour chacune des poutrelles, en considérant deux états de fissuration pour les poutrelles en BFM.

### 5.2. Comportement en flexion

Les poutrelles ont été dimensionnées de manière à ce qu'on atteigne les limites d'élasticité en compression du béton et en traction des aciers longitudinaux pour l'effort correspondant à la rupture par effort tranchant (de l'ordre de 160 kN). Ainsi, on limite l'apport structural vis-à-vis de l'effort tranchant, sans pour autant influencer de manière sensible sur l'ouverture des fissures diagonales, situées dans des zones de moment plus faible entraînant une déformation élastique des armatures longitudinales.

Ces hypothèses conduisent au diagramme simplifié de répartition des déformations et des contraintes décrit fig. 4.3.5 (pour le béton armé).

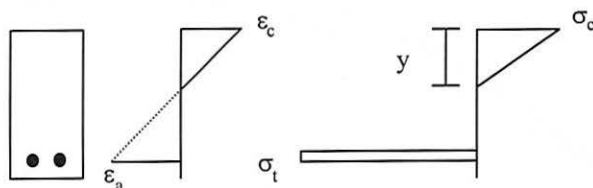


Figure 4.3.5 - Répartition des déformations et des contraintes (flexion).

Le comportement du béton est quasi-linéaire jusqu'au pic et on suppose que la contrainte maximum du béton est atteinte avant plastification des aciers longitudinaux. On résout alors l'équation d'équilibre :

$$\sigma_c \frac{by}{2} = \sigma_t \cdot A_L$$

en prenant  $\sigma_c = 90$  MPa,  $A_L = 0,001$  m<sup>2</sup> (2  $\phi 25$ ),  $E_b = 47$  GPa,  $E_a = 210$  GPa.

Le moment résistant est alors de 0,1 MN.m (ce qui correspond à un effort tranchant de 0,16 MN), pour une valeur de  $y$  de 9,6 cm et de  $\sigma_t$  de 540 MPa (proche de 565 MPa, limite élastique). On réunit donc bien les conditions recherchées puisque les valeurs de résistance à

l'effort tranchant calculées correspondent à peu près aux limites d'élasticité du béton en compression et de l'acier en traction.

Dans le cas du BFM, on peut estimer la valeur du moment résistant apporté par les fibres à 0,003 MN.m, ce qui est faible au regard du moment de plastification (3 %).

En ce qui concerne la poutre BHPFM3 armée par 2  $\phi 20$ , l'objectif est différent puisqu'on cherche une rupture par flexion. Il faut donc vérifier que le moment ultime correspond à un effort tranchant inférieur à la résistance calculée. Un calcul de type réglementaire à l'ELU (en utilisant la proposition d'annexe au BAEL pour les BHP [AFREM-BHP 1995]), sans coefficient de sécurité, en considérant une résistance à la compression de 90 MPa et une contrainte dans les aciers longitudinaux de 640 MPa, conduit à une valeur du moment de 0,078 MN.m, ce qui correspond à un effort tranchant de 0,12 MN. Cette valeur est proche de la résistance à l'effort tranchant calculée avec des hypothèses conservatives (0,123 MN).

### III. RESULTATS EXPERIMENTAUX

#### 1. Diagrammes effort - flèche et modes de rupture

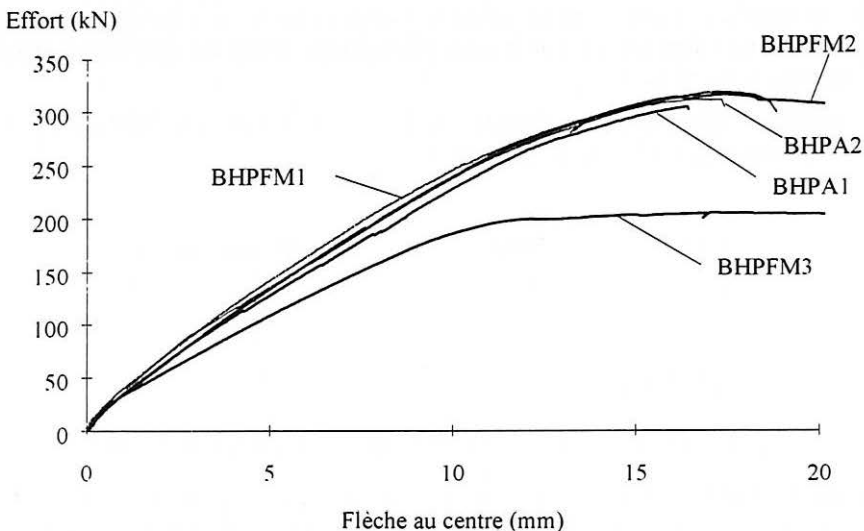


Figure 4.3.6 - Diagrammes effort - flèche au centre.

On reproduit fig. 4.3.6 les diagrammes effort-flèche obtenus pour chacune des poutres. On constate que la poutre BHPFM3 se détache nettement : son renforcement longitudinal plus faible induit une rigidité moins importante en flexion. Sa rupture intervient en flexion.

Considérons les poutres BHPA1 et 2, et BHPFM1 et 2. On constate tout d'abord une similitude parfaite des diagrammes. Les efforts repris par les poutres en BFM sont légèrement plus forts que pour le béton armé, les écarts étant de l'ordre de l'apport des fibres calculé en

flexion. Cette apparente similitude correspond pourtant à des comportements différents, puisque les modes de rupture suivants ont été observés :

- poutrelle BHPA1 : rupture par effort tranchant. A partir d'une ouverture de fissure de 2,5 mm, les cadres n'ont plus contrôlé la fissuration qui s'est propagée dans la zone de compression vers le point de chargement (fig. 4.3.7) (comme le décrit [Kotsovos 1983]). Cette ouverture importante correspond à une plastification des cadres, mais il n'y a pas eu rupture.

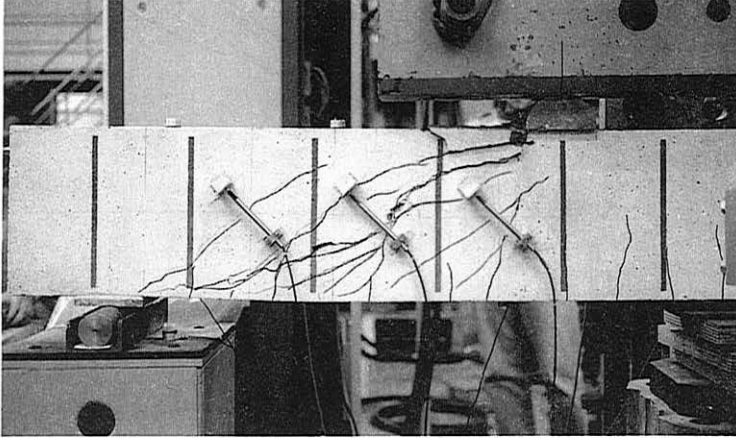


Figure 4.3.7 - Rupture de la poutrelle BHPA1.

- poutrelle BHPA2 : rupture de la zone comprimée en flexion avec flambement des armatures de compression. Ceci aurait sans doute été évité par la présence d'un cadre dans la section médiane. Cependant, les ouvertures importantes des fissures diagonales avant la rupture (fig. 4.3.9, positionnement des capteurs en annexe 7) indiquent une plastification des cadres, donc une valeur d'effort proche de la résistance à l'effort tranchant.

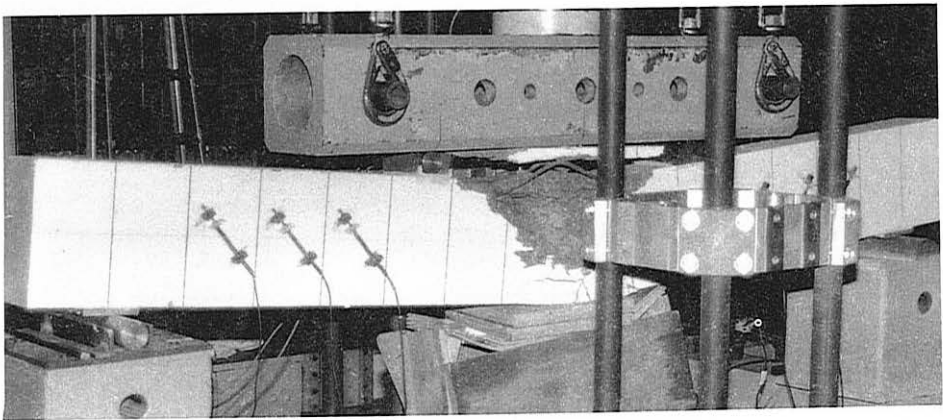


Figure 4.3.8 - Rupture de la poutrelle BHPA2.

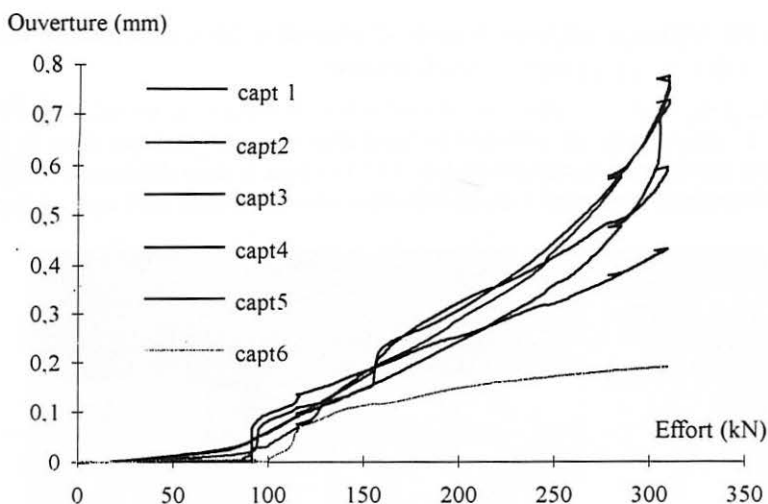


Figure 4.3.9 - Diagrammes ouverture de fissure diagonale - effort (poutre BHPA2)

- poutrelle BHPFM1 : rupture par effort tranchant (fig. 4.3.10). Cette rupture n'a pas été brutale comme le montre le plateau de la fig. 4.3.6, ce qui confirme la capacité des fibres à contrôler la fissuration d'effort tranchant, même dans le cas d'un BHP. Ce dernier point n'est pas évident a priori car la forte énergie élastique emmagasinée par la poutrelle aurait pu conduire à un comportement fragile. Cela montre que la quantité et le type de fibres choisis sont bien adaptés.

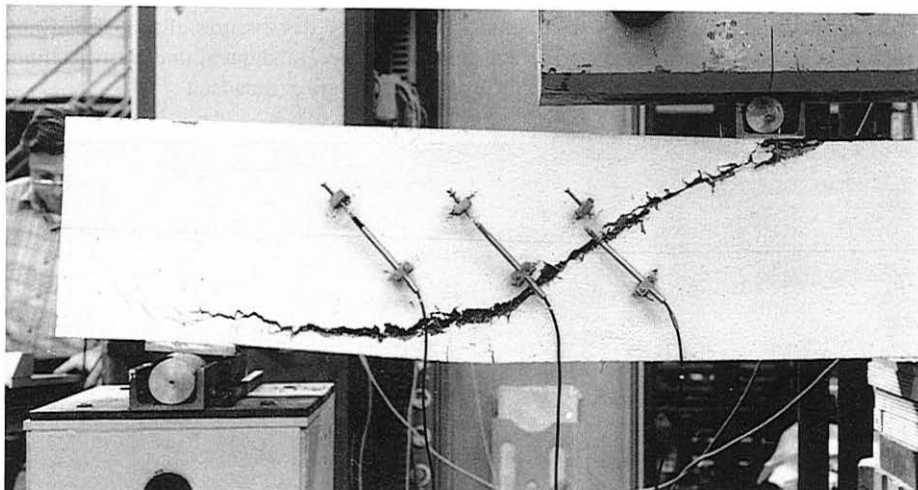


Figure 4.3.10 - Rupture de la poutrelle BHPFM1.

- poutrelle BHPFM2 : rupture de la zone comprimée en flexion avec des fissures diagonales fines (fig. 4.3.11). Ce mode de rupture peut surprendre car il intervient pour une valeur d'effort correspondant au moment de plastification calculé plus haut. Un calcul de type réglementaire à l'état ultime conduit à une charge limite appliquée de 354 kN pour une résistance à la compression de 90 MPa et une contrainte de traction de 670 MPa. En fait, la rupture intervenant par compression, la contrainte de traction est inférieure à la contrainte de rupture. Une valeur de contrainte dans l'acier de 600 MPa conduit ainsi à un effort de 328 kN. Le dimensionnement des poutrelles conduit donc à une situation limite entre la rupture par effort tranchant et la rupture par flexion, conformément à l'objectif expérimental fixé.

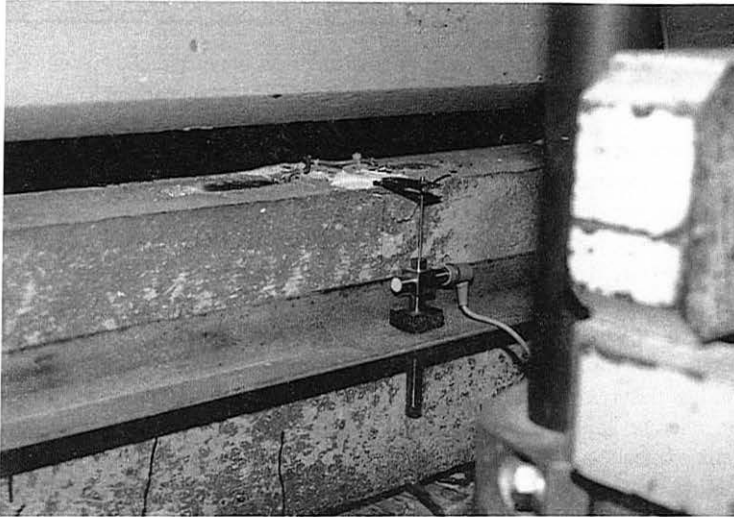


Figure 4.3.11 - Rupture de la poutrelle BHPFM2.

## 2. Extensométrie

L'ensemble des résultats expérimentaux est regroupé en annexe 7. Le tableau 4.3.2 reprend les valeurs extrêmes mesurées pour deux valeurs d'effort (200 et 300 kN). On remarque tout d'abord la grande similitude entre les poutrelles, notamment entre BHPA2 et BHPFM1 et 2. La forte valeur d'ouverture mesurée à 300 kN pour BHPA1 intègre 3 fissures, dont une principale, ce qui explique la forte valeur enregistrée. Il demeure néanmoins que la déformation du cadre correspond à cet ordre de grandeur d'ouverture, ce qui conduit à une déformation proche de 1 %, donc à une plastification qui explique que la rupture intervienne juste après par manque de confinement de la fissure principale. Les valeurs importantes de déformation enregistrées pour le béton en compression montrent un bon contrôle de la localisation par les fibres.

La valeur d'effort de 200 kN correspond à un calcul réglementaire à l'ELS de la capacité portante de la poutrelle. On constate que pour cette valeur, **les ouvertures mesurées sont plus de deux fois plus faibles pour les BFM**, alors qu'une seule fissure est visible sous le capteur. Ceci tend à montrer qu'on est assuré d'une meilleure durabilité de la structure avec les fibres métalliques. Ceci est lié au fait que, pour le béton armé, les premières fissures

Poutrelle	flèche (mm)		ouv. (mm)		$\varepsilon_c (10^{-3})$		$\varepsilon_t (10^{-3})$ (acier)	
<b>BHPA1</b>	8,7	15,9	0,55	2,19	1,5	2,6	2,2	4,1
<b>BHPA2</b>	8,2	14,8	0,32	0,67	-	-	2	5,1
<b>BHPFM1</b>	7,6	14,7	0,14	0,94	-	-	2	3,7
<b>BHPFM2</b>	8,1	14,5	0,13	0,59	1,5	2,6	2,2	4,1
<b>BHPFM3</b>	13,7	-	0,315	-	2,5	-	18,4	-
<i>Effort (kN)</i>	<i>200</i>	<i>300</i>	<i>200</i>	<i>300</i>	<i>200</i>	<i>300</i>	<i>200</i>	<i>300</i>

Tableau 4.3.2 - Valeurs extrêmes mesurées pour un effort donné (flèche au centre, ouvertures cumulées des fissures diagonales traversant un capteur).

diagonales apparaissent entre les cadres et ne sont pas immédiatement cousues, alors que l'action des fibres est immédiate. Les premières fissures sur l'axe ont été détectées entre 50 et 100 kN pour chacune des poutrelles (annexe 7, rupture de pente sur les diagrammes effort - déplacement mesuré par les capteurs inclinés à 45°). En ce qui concerne la poutrelle BHPFM3, l'ouverture de fissure maximum enregistrée est restée stable, à environ 300  $\mu\text{m}$ , jusqu'à la rupture en flexion. Ceci correspond à une valeur élevée de contrainte postfissuration du diagramme de traction. Le calcul avec une ouverture de fissure de 1,9 mm correspond à un état limite ultime de rupture par effort tranchant. Dans le cas présent la rupture est intervenue par flexion. Les fissures étaient fines et peu propagées. Cette situation correspond exactement à ce qu'on cherche lors du dimensionnement d'une poutre. Cette poutrelle semble donc répondre aux exigences de sécurité et de durabilité réclamées par l'industrie. Néanmoins, un seul résultat ne peut conduire à une conclusion, et il serait notamment important de réaliser des essais de fatigue pour simuler la vie d'un élément de structure. On présente en annexe 8 une rapide comparaison économique qui fait apparaître que, sous réserve d'une baisse du prix des fibres par un effet de volume, la solution pourrait être avantageuse, à condition toutefois de tenir compte de l'automatisation et des gains de productivité qu'elle pourrait entraîner.

### 3. Comparaison calcul/essais

Le tableau 4.3.3 rassemble les résultats expérimentaux obtenus ( $V = F/2$ ) ainsi que les résistances prédites par le calcul. Pour les BFM, on a reporté la valeur calculée avec l'hypothèse d'une faible ouverture en accord avec les résultats présentés au tableau 4.3.2. Lorsque la rupture est intervenue par effort tranchant, l'écart entre le calcul et l'essai est de l'ordre de 5 %. La légère surestimation pour le BHPFM1 peut être expliquée par le fait que le calcul est effectué avec une valeur d'ouverture maximale de 0,4 mm, alors que le tableau 4.3.2 montre qu'elle est plutôt de l'ordre de 1 mm, ce qui entraîne une diminution de la contrainte de calcul, donc de la résistance. Pour la poutrelle BHPFM2, l'ordre de grandeur de l'ouverture est correct, mais la rupture est intervenue par flexion, ce qui explique la surestimation donnée par le calcul. Dans le cas du BHPA1, la surestimation peut être liée à la valeur de 600 MPa prise pour la contrainte dans les cadres alors que ceux-ci n'ont pas rompu. Ceci est d'ailleurs en accord avec l'étude bibliographique qui montre que les cadres ne sont pas sollicités de manière optimale dans une poutre rectangulaire (fig. 4.1.7) à cause de la perte de confinement de la zone comprimée. Cependant, on rappelle que la plastification des cadres

Poutrelle	Résistance calculée (kN) $w_m = 0,4 \text{ mm}$ ( $w_m = 1,9 \text{ mm}$ )	Effort de rupture expérimental (kN)	Calcul / Essai
BHPA1	158	150 (T)	1,05
BHPA2	178	155 (F)	1,15
BHPFM1	167 (136)	157 (T)	1,06 (0,87)
BHPFM2	167 (136)	156 (F)	1,07 (0,87)
BHPFM3	154 (123)	100 (F)	1,54 (1,23)

Tableau 4.3.3 - Résistances à l'effort tranchant calculées et expérimentales (F rupture en flexion, T rupture par effort tranchant).

a été effective. L'écart de 15 % obtenu pour la poutrelle BHPA2 s'explique par une rupture prématurée de la zone comprimée en flexion par compression.

Les valeurs calculées sont nettement plus satisfaisantes, pour les BFM, sur ces poutrelles que pour les poutres en T. Ceci est principalement dû à un effet d'échelle sur l'ouverture de fissure. On note le caractère conservatif du calcul effectué avec une ouverture limite de 1,9 mm. Cette ouverture correspond à la définition d'un état ultime de déformation des aciers longitudinaux et les résultats obtenus en font un bon candidat pour un dimensionnement de type réglementaire.

Pour le BHPFM3, on note une sécurité de 1,5 vis-à-vis de l'effort tranchant, si on considère l'ouverture de fissure diagonale maximale obtenue lors de l'essai. **Dans un souci réglementaire, on constate que le dimensionnement utilisant la définition de  $w_m$  liée à une déformation de 1 % de l'acier est conservatif (facteur 1,23).**

#### IV. CONCLUSION DES ESSAIS DE POUTRELLES

Les objectifs visés d'optimisation du matériau et du renforcement longitudinal ont été atteints. Ceci conduit à une contrainte maximum postfissuration élevée, grâce à la qualité de la matrice avec une dispersion limitée à 30 %. Le dimensionnement des armatures longitudinales a conduit à des modes de rupture partagés entre l'effort tranchant et la flexion. La rupture par effort tranchant est apparue suivant le mode de "traction diagonale" (comme ce qui était souhaité). La méthode prédictive utilisée est satisfaisante mais on a pu noter, une fois de plus, l'importance de la définition de l'ouverture de fissure de calcul.

Par extrapolation des résultats obtenus, on peut conclure à une équivalence de comportement moyen entre les 100 kg/m<sup>3</sup> de fibres courtes à crochets utilisés (1,25 % en volume) et un taux de renforcement transversal de 0,5 % (contrainte moyenne de rupture de l'acier de 600 MPa) plus 0,5 % d'armatures longitudinales de compression. Ce rapport est nettement meilleur que pour les poutres en T étudiées dans la deuxième partie. Ceci s'explique principalement par l'effet d'échelle déjà cité, mais aussi par l'augmentation de la contrainte résiduelle, pour de faibles ouvertures, grâce à l'utilisation d'un BHP. On note, de plus, qu'à un niveau de sollicitation proche de l'ELS, le réseau de fissuration obtenu avec les bétons de fibres est nettement plus fin, ce qui laisse présager une meilleure durabilité.

## Conclusion générale sur le comportement à l'effort tranchant des poutres en BFM

La première conclusion qui peut être tirée des essais présentés, ainsi que de l'étude bibliographique, est que **les fibres d'acier contrôlent effectivement la fissuration d'effort tranchant pour de faibles ouvertures**. Elles apportent alors directement une part de résistance à l'effort tranchant par couture des fissures et, indirectement, en maintenant l'intégrité de la zone comprimée qui peut à son tour reprendre une part de l'effort tranchant.

L'utilisation de la stéréophotogrammétrie a confirmé que, pour un rapport  $a/d$  (portée d'effort tranchant / hauteur utile) supérieur à 3, la fissuration intervenait par "traction diagonale", c'est-à-dire essentiellement en mode I. Ceci implique que la caractérisation mécanique du matériau la mieux adaptée est l'essai de traction avec une mesure du comportement postfissuration.

Les essais sur poutres de grandes dimensions ont mis en évidence un **effet d'échelle** lié à la hauteur de la poutre. En effet, l'ouverture de fissure à l'état ultime est directement liée à la hauteur de la section. Or, les fibres utilisées, comme le montrent les essais de traction, ne permettent pas le maintien d'un niveau raisonnable de contrainte résiduelle pour des ouvertures supérieures à quelques millimètres. **Ceci implique que les fibres d'acier ne peuvent pas remplacer l'ensemble des cadres d'effort tranchant dans une poutre de hauteur importante. En revanche, on a montré que leur utilisation exclusive est techniquement envisageable dans les poutrelles.**

La stéréophotogrammétrie a de plus montré la justesse du **mécanisme de blocs** pour le calcul à la rupture de ces poutres. Une **méthode de calcul simplifiée** est proposée à partir de la définition d'une contrainte résiduelle "équivalente" des BFM,  $\sigma_p(w_m)$ , fonction d'une **ouverture limite**,  $w_m$ , liée à la hauteur utile de la poutre. Cette méthode suggère **une équation d'équivalence mécanique entre les BFM et les armatures transversales** (taux de renforcement  $\rho_t$ , contrainte maximum de l'acier  $\sigma_a$ ):

$$\sigma_p(w_m) = \rho_t \cdot \sigma_a$$

Cette relation introduit une prise en compte plus juste du comportement en traction uniaxiale par l'intermédiaire de l'ouverture limite qui permet de prendre en compte les effets d'échelle liés à la hauteur de la poutre.

L'analyse proposée distingue, de manière classique, la part structurale (zone comprimée, armatures longitudinales ...) de la part directement due au renforcement transversal. La part structurale est approchée par la formule empirique de Kordina car elle a une excellente validité moyenne, ce qui permet une analyse précise de la part transversale. Il est clair que, dans un objectif de dimensionnement, il convient de prendre la part structurale réglementaire ( $0,3f_{tj}$  dans le BAEL).

En dehors de l'aspect résistance, **les fibres permettent de diminuer nettement les ouvertures de fissure** car la couture de celles-ci est immédiate alors qu'en béton armé classique, il faut attendre qu'elles rencontrent un cadre. De plus, l'utilisation dans des poutres précontraintes peut s'avérer particulièrement intéressante dans la mesure où la fissuration d'effort tranchant y est très fine, ce qui favorise l'action des fibres.

# 5. Modélisation numérique

## Résumé

Dans l'objectif de modéliser des éléments de structures soumis à des chargements complexes, on a mis en oeuvre une modélisation par éléments finis pour tenter de retrouver les résultats expérimentaux obtenus sur les poutres soumises à l'effort tranchant. Deux approches ont été utilisées : une approche continue basée sur la l'élastoplasticité parfaite et une approche discrète, le modèle probabiliste de fissuration.

On a obtenu dans les deux cas une bonne estimation, par défaut, de la capacité portante des poutres. Le modèle probabiliste apporte, au prix d'un temps de calcul plus élevé, une information complémentaire précieuse : le schéma de fissuration (espacement des fissures, nombre, ouverture ...).

Cependant, on a observé une surestimation de la rigidité. Dans le cas de la modélisation continue, on pourrait y remédier en introduisant un module d'Young diminuant lorsque les déformations permanentes augmentent (couplage plasticité - endommagement). De plus, on n'est pas parvenu à modéliser le mécanisme de blocs observé expérimentalement. Plus exactement, son apparition a conduit, pour les deux approches, à une perte de convergence. Dans le cas de la modélisation continue, on se trouve aux limites de validité de la notion même de "continuité". En ce qui concerne l'approche discrète, un problème numérique d'oscillations a été mis en évidence pour les BFM. En revanche, le mécanisme de blocs a pu être modélisé pour le béton seul.

Malgré ces limites, les résultats obtenus peuvent être considérés comme satisfaisants et on dispose d'outils permettant d'évaluer raisonnablement la capacité portante d'un élément de structure en BFM.

## I. INTRODUCTION

Le chapitre 3 a montré qu'à partir d'une caractérisation adéquate du matériau, une modélisation simple basée sur les mécanismes de rupture pouvait donner des résultats satisfaisants en ce qui concerne le comportement en flexion. Néanmoins, pour le comportement à l'effort tranchant, il n'existe pas de modèle analytique satisfaisant. Le chapitre 4 a montré que l'utilisation d'un modèle simplifié fait intervenir des hypothèses fortes. Il apparaît donc que, dans les cas de chargements complexes, c'est-à-dire lorsque les mécanismes sont mal connus, l'utilisation d'une modélisation par éléments finis peut s'avérer nécessaire, notamment lors d'une procédure de vérification.

Une telle modélisation doit, non seulement, fournir à l'utilisateur le comportement global d'une structure ou de l'un de ses éléments, mais encore, rendre compte des mécanismes de ruine. Les bétons de fibres métalliques étudiés dans ce travail présentent, en traction comme en compression, un pic suivi d'une décroissance de l'effort appliqué. Ce comportement apparaît en traction dès la macrofissuration de la matrice qui sépare l'éprouvette en deux blocs. Cette macrofissuration apparaît très tôt dans les structures étudiées et c'est elle qui détermine le mode de rupture.

Une première famille de modèles est constituée des approches continues non linéaires. De nombreux travaux ont porté sur la modélisation du comportement à l'effort tranchant des structures en béton armé [Collins 1978, Vecchio 1988, Davenne 1990] mais très peu d'adaptations de ces modèles aux BFM ont été publiées [Tan 1993]. En se plaçant du point de vue de l'utilisateur, on cherche à savoir quelles informations peuvent apporter des modèles continus, en ce qui concerne la modélisation des poutres en BFM soumises à l'effort tranchant. Pour cela, on utilise un modèle d'élastoplasticité parfaite disponible dans CESAR-LCPC [Humbert 1989, Ulm 1994], ce qui conduit à approcher le comportement postfissuration des BFM par un palier en contrainte. Des résultats satisfaisants sont obtenus, mais il n'est possible ni de mettre clairement en évidence les mécanismes de ruine, ni, surtout, d'accéder directement aux ouvertures de fissures. Ces paramètres sont pourtant fondamentaux pour le comportement des structures, notamment vis-à-vis des effets d'échelle et de la durabilité.

On a donc fait le choix d'utiliser un modèle rendant compte explicitement de la fissuration [Rossi 1987b, Wu 1991]. Le modèle probabiliste de fissuration du béton, détaillé dans ce qui suit, est basé sur l'idée simple que chaque élément de massif du maillage représente un volume de matériau considéré comme élastique. Ces éléments sont reliés entre eux par des éléments spéciaux d'interface susceptibles de s'ouvrir lorsqu'ils sont soumis à une traction suffisante : on crée ainsi une discontinuité cinématique, la fissure. L'hétérogénéité du matériau est un point clé pour la répartition et l'ouverture des fissures. Elle est prise en compte par une répartition aléatoire des caractéristiques élastiques des éléments de massif et d'interface. La modélisation des bétons de fibres s'obtient en introduisant après ouverture de fissure une force de rappel, fonction de l'ouverture de fissure et directement obtenue par un essai de traction uniaxiale.

## II. APPROCHE CONTINUE : ELASTOPLASTICITE

### 1. Modélisation

On modélise par éléments finis, à l'aide d'un modèle continu, les poutres en BFM étudiées au chapitre 4. Les calculs sont effectués à l'aide du module MCNL de CESAR-LCPC. On utilise une loi de comportement élastoplastique basée sur le critère de Willam - Warnke à trois paramètres (fig. 5.1) [Willam 1975] introduit par F. Ulm [Ulm 1994] dans ce logiciel. D'un point de vue pratique, les trois paramètres nécessaires à l'utilisation du modèle pour le béton sont la résistance en compression simple, la résistance en traction directe et la résistance en compression biaxiale. Cette dernière caractéristique n'étant pas disponible, sa valeur a été approchée en multipliant la résistance en compression simple par 1,15 comme préconisé par [Kupfer 1969].

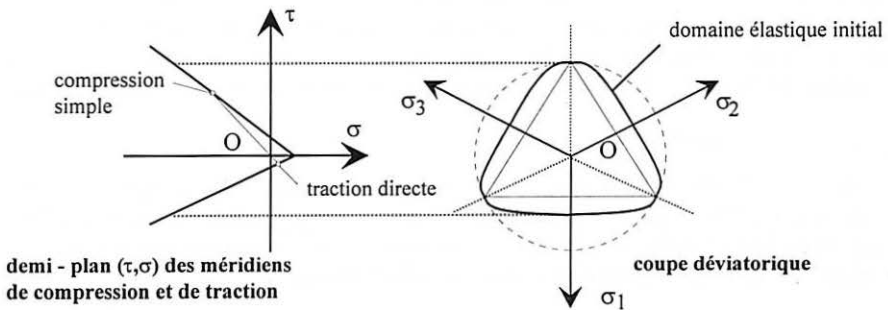


Figure 5.1 - Critère de Willam - Warnke à trois paramètres (élastoplasticité parfaite)

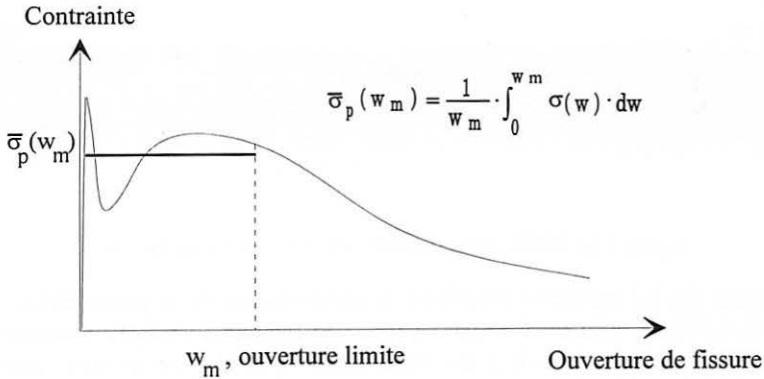


Figure 5.2 - Définition de la contrainte palier pour les BFM.

Pour modéliser les BFM, on utilise un comportement élastoplastique parfait en traction en "écrêtant" la résistance en traction de la matrice (fig. 5.2). Le problème majeur réside dans la définition du niveau de la contrainte palier,  $\sigma_p$ . En effet, la contrainte résiduelle des BFM est fonction de l'ouverture de fissure. Néanmoins, la part directe des fibres dans le renforcement transversal ne fait pas intervenir de bras de levier (chap. 4.2), à l'inverse du comportement en flexion (chap. 3), ce qui justifie l'utilisation d'une contrainte résiduelle moyenne pour une

ouverture maximum de fissure donnée. Le problème réside donc, encore une fois, dans la définition d'une ouverture limite. Cette définition est d'autant plus délicate que le calcul ne donne pas accès à une ouverture de fissure, mais à une déformation plastique. On se trouve donc confronté à un problème similaire à celui posé par les approches continues en flexion, à savoir la définition d'une longueur de référence (chap. 3) reliant ouverture et déformation. L'étude du comportement en flexion ayant fait apparaître la prépondérance des paramètres structuraux sur les paramètres matériaux, on propose de relier la déformation plastique calculée à l'ouverture de fissure, en multipliant la première par 0,9 fois la hauteur utile dans le cas d'une poutre rectangulaire et par la hauteur utile moins l'épaisseur de la table de compression dans le cas d'une poutre en T.

On dispose ainsi d'un moyen approché de vérifier que le niveau de la contrainte palier est cohérent avec les déformations obtenues. On choisit une ouverture limite "raisonnable" à partir de laquelle on définit une contrainte palier. On exécute un calcul par éléments finis et on compare les déformations plastiques obtenues avec la valeur de l'ouverture limite choisie divisée par la longueur de référence dépendant de la hauteur utile de la poutre. Si les valeurs sont cohérentes, le calcul est considéré comme valable. Sinon, on augmente (ou on diminue) l'ouverture limite et on effectue un nouveau calcul. On dispose ainsi d'un processus itératif.

## 2. Résultats des calculs par éléments finis.

Considérons tout d'abord les poutres en T étudiées au chapitre 4. La figure 5.3 décrit le maillage et les conditions aux limites utilisées. La résistance à la compression simple du béton est prise égale à 40 MPa, son module à 40 GPa et sa résistance en compression biaxiale est estimée à 45 MPa. Les calculs sont effectués en effort imposé.

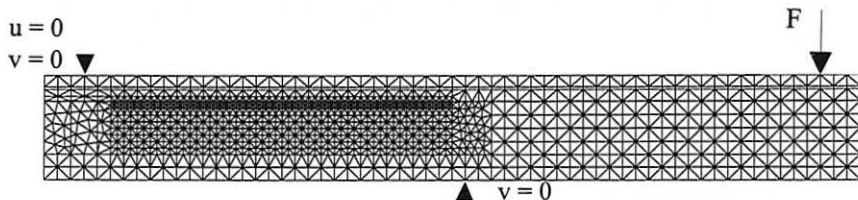


Figure 5.3 - Maillage de la poutre en T et conditions aux limites.

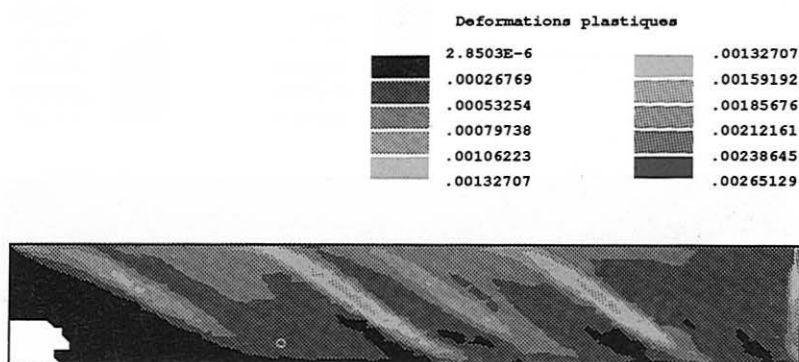
On présente fig. 5.4 un calcul modélisant le comportement de la poutre BFM1. Le béton utilisé (B35BE100L) présente l'avantage d'avoir une contrainte résiduelle moyenne identique pour 500  $\mu\text{m}$  et 1 mm, égale à 2,4 MPa. Cette figure met en évidence des zones de concentration de la déformation plastique qu'on peut considérer comme des macrofissures. Il faut néanmoins préciser qu'on n'a pas étudié ici l'influence de la taille du maillage. On a en effet appliqué le principe suivant lequel il est nécessaire de mailler fin dans les zones de forts gradients (principalement à la jonction âme - talon dans le cas présent).

La déformation plastique décrite sur les figures n'est pas la déformation plastique principale, mais la norme du tenseur des déformations plastiques. On ne peut donc pas directement l'interpréter en terme d'ouverture de fissure. Cependant, si le mode de déformation plastique

est pratiquement unidirectionnel, l'ordre de grandeur des déformations plastiques est le même. On considère donc, en appliquant la méthode proposée plus haut, que l'ouverture de fissure maximale est de l'ordre de  $0,002 \times 0,5$  m, c'est-à-dire 1 mm, qui est l'ouverture limite choisie. La perte de convergence intervient après un effort de 408 kN pour une valeur de la flèche de 8 mm. Ces valeurs sont raisonnables vis-à-vis de l'essai (fig. 5.5), mais on constate une surestimation de la rigidité. On peut néanmoins considérer que le comportement de la poutre est bien appréhendé dans la phase d'apparition des fissures. Mais **le calcul ne rend pas compte du mécanisme introduit par la propagation horizontale des fissures le long de la table de compression et de l'âme**. On constate cependant le long de la table et du talon un début de propagation longitudinale (fig. 5.4b).



a) - Ensemble de la poutre ( $F = 408$  kN).



b) - Zone à âme amincie.

Figure 5.4 - Répartition des déformations plastiques ( $F = 408$  kN,  $\sigma_p = 2,4$  MPa).

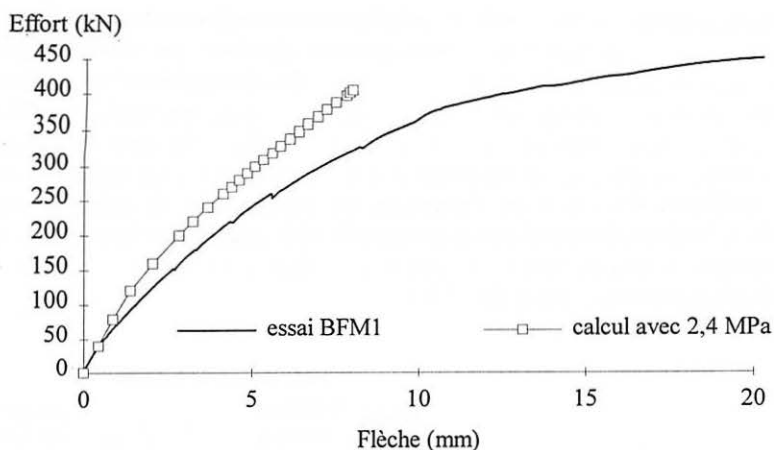


Figure 5.5 - Comparaison du calcul et de l'essai de la poutre BFM1 ( $\sigma_p = 2,4$  MPa).

La figure 5.6 illustre la répartition des déformations plastiques obtenues dans la zone amincie pour un effort de 352 kN, avec une contrainte palier de 1,9 MPa correspondant à la moyenne entre 0 et 500  $\mu\text{m}$  pour le béton B35BE100C (poutre BFM2). La déformation maximale obtenue au niveau de la "fissure" diagonale est de 0,001 ce qui est cohérent avec une ouverture de 0,5 mm. On constate que la répartition des déformations est différente de celle obtenue avec un palier plus élevé mais que se dessinent tout de même des zones inclinées de concentration de déformations. La comparaison entre les diagrammes effort - flèche mesuré et calculé est satisfaisante.

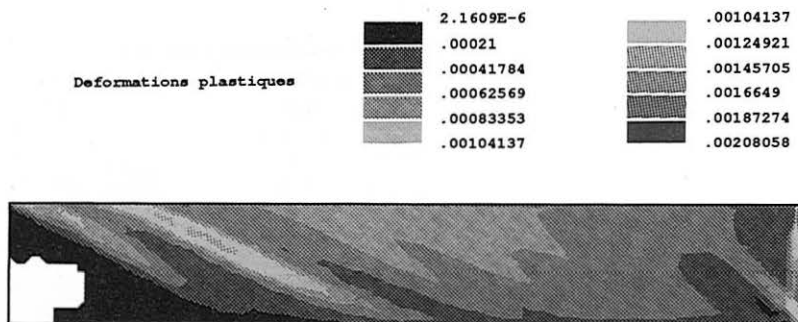


Figure 5.6 - Répartition des déformations plastiques dans la zone amincie ( $F = 352$  kN,  $\sigma_p = 1,9$  MPa, modélisation de la poutre BFM2)

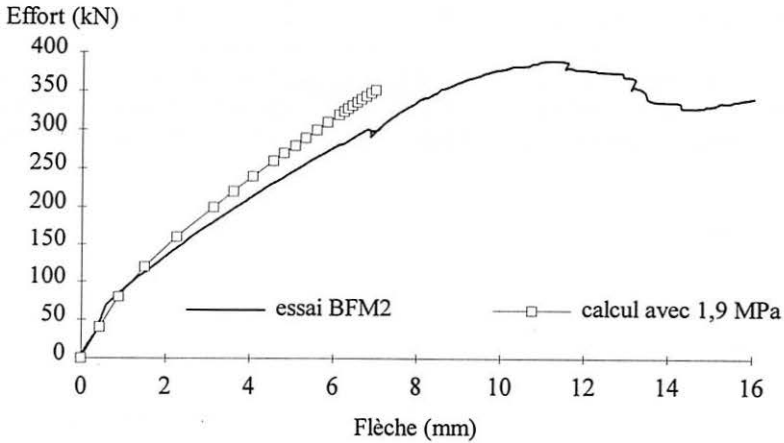


Figure 5.7 - Comparaison du calcul et de l'essai de la poutre BFM2 ( $\sigma_p = 1,9$  MPa).

La même méthode a été utilisée pour modéliser le comportement des poutrelles rectangulaires en BHPFM (chap. 4.3). La contrainte résiduelle postfissuration moyenne du béton B80BE100C est de 3 MPa entre 0 et 500  $\mu\text{m}$ . La figure 5.8 présente le maillage et les conditions aux limites utilisées, la figure 5.9 la répartition des déformations plastiques à l'incrément précédant la non-convergence et la fig. 5.10 la comparaison des diagrammes effort - flèche.

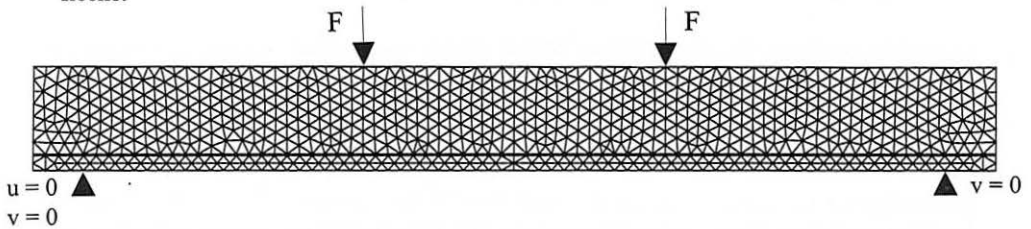


Figure 5.8 - Maillage et conditions aux limites utilisées pour la poutrelle rectangulaire.

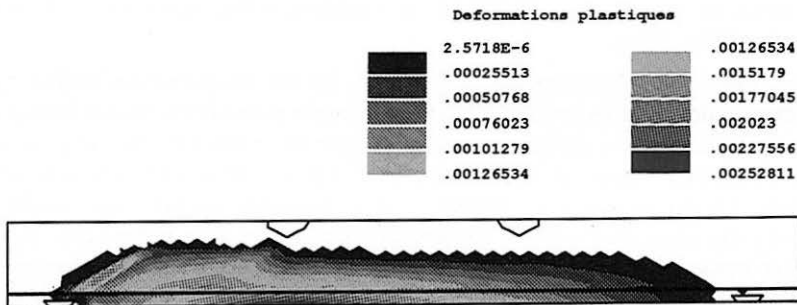


Figure 5.9 - Répartition des déformations plastiques ( $F=312$  kN,  $\sigma_p = 3$  MPa).

On constate une dissymétrie du comportement qui est liée à la dissymétrie des conditions aux limites. Cependant, si on bloque le déplacement  $u$  à l'un des points d'application de la charge, au lieu de l'un des points d'appui, on obtient le même type de répartition des déformations. La déformation obtenue est de l'ordre de 0,002 ce qui correspond à une ouverture de fissure de 500  $\mu\text{m}$ . L'effort maximum est correctement évalué, mais la rigidité est largement surestimée.

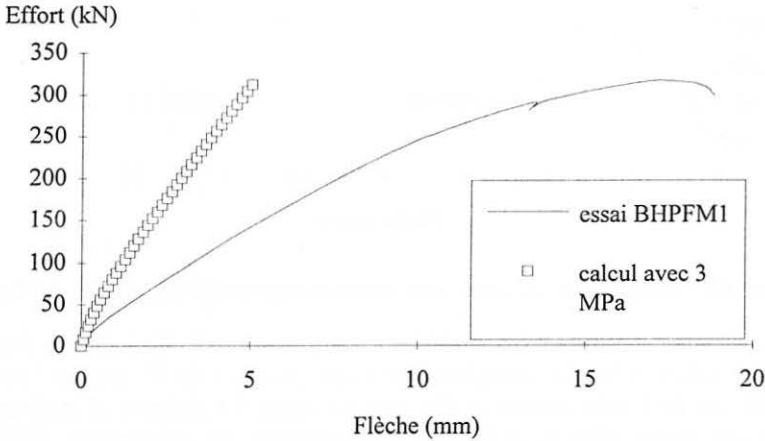


Figure 5.10 - Comparaison du calcul et de l'essai de la poutre BHPFM1 ( $\sigma_p = 3 \text{ MPa}$ ).

Le modèle continu utilisé s'est avéré capable de prédire correctement la capacité portante des poutres en BFM à l'effort tranchant. Une fois ce niveau d'effort atteint, des mécanismes structuraux apparaissent et ne sont pas correctement pris en compte par l'approche utilisée. En ce qui concerne la rigidité, l'écart est acceptable pour les poutres en T, mais est de l'ordre d'un facteur 2 dans le cas des poutrelles. Ceci s'explique par le fait que les poutres en T ont une très grande rigidité en flexion et que les déformations atteintes expérimentalement dans le talon et la table sont faibles. Dans le cas des poutrelles, on a une compétition entre les mécanismes de flexion et d'effort tranchant alors que la modélisation numérique sous-évalue les déformations en flexion. Ceci pourrait être amélioré en tenant compte de la diminution du module d'Young des éléments en fonction de la dégradation représentée par l'augmentation des déformations permanentes [Ulm 1994].

Une deuxième voie d'amélioration concerne la loi de comportement utilisée pour le comportement des BFM en traction. En effet, l'approche proposée est un peu brutale dans la mesure où, d'une part, on néglige une part de l'apport de la matrice avant, et juste après, la fissuration, et, d'autre part, on ne décrit pas la dégradation de la contrainte résiduelle avec l'ouverture. Ce dernier point a d'ailleurs conduit à utiliser un processus itératif faisant intervenir l'utilisateur. Une solution consisterait à décrire ces deux phénomènes de manière couplée en introduisant, *en parallèle*, un modèle rhéologique décrivant le comportement de la matrice en traction et un modèle rhéologique décrivant l'action des fibres.

### III. APPROCHE DISCRETE : LE MODELE PROBABILISTE

#### 1. Présentation du modèle

Le modèle probabiliste de fissuration du béton est issu de la combinaison d'une explication physique des phénomènes rendant compte du comportement du béton en traction [Francis 1984, Rossi 1988] et du développement d'éléments spéciaux d'interfaces au sein du code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC [Richer 1985, Rossi 1987b]. Ce travail a été concrétisé par X. Wu au cours de son doctorat [Wu 1991] sous la direction de P. Rossi. L'utilisation du modèle a récemment été rendue plus efficace grâce au travail de A. Elouard sur les outils de maillage et d'exploitation des résultats [Elouard 1994].

Le béton est un matériau hétérogène en raison de son caractère composite et des phénomènes intervenant lors de son durcissement. Son comportement en traction peut être considéré comme élastique fragile et être décrit par son module d'Young et sa résistance. Cependant, en raison de l'hétérogénéité, ces caractéristiques sont aléatoires et dépendent de l'échelle d'observation. A l'échelle d'une structure, on fait l'hypothèse que les détériorations résultant des sollicitations font intervenir localement une traction et ce, même dans les zones comprimées [Rossi 1994c]. Ceci se traduit par l'apparition de fissures dont la taille varie de quelques microns à quelques dizaines de centimètres en fonction des gradients de sollicitation. La modélisation numérique d'une structure à l'aide d'un modèle de fissuration implique donc que la taille des éléments du maillage soit petite vis-à-vis de ces gradients.

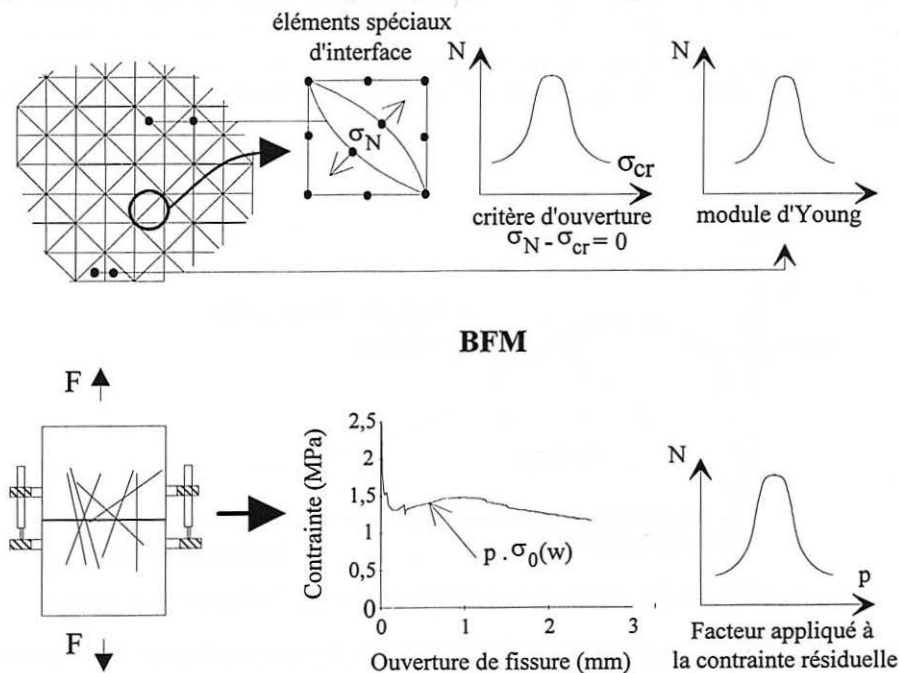


Figure 5.11 - Principe du modèle probabiliste de fissuration.

Au sein de ces éléments, le comportement du béton est supposé élastique et isotrope. Ces éléments sont reliés entre eux par des éléments spéciaux d'interface susceptibles de s'ouvrir lorsqu'il sont soumis à une traction suffisante : on crée ainsi une discontinuité cinématique, la fissure. Ce sont des éléments d'épaisseur très petite au regard des éléments de massifs; leur comportement est élastique fragile. Le critère d'ouverture en traction est la différence entre la résistance de l'élément et la contrainte normale calculée au point de Gauss milieu (fig. 5.11). L'hétérogénéité du matériau est prise en compte par une répartition aléatoire des caractéristiques élastiques (hormis le coefficient de Poisson dont les variations n'ont pas été étudiées) des éléments de massif et d'interface. Ces caractéristiques suivent une loi de distribution gaussienne dont les coefficients dépendent de la taille du volume considéré. Une étude expérimentale a montré que ces paramètres dépendent essentiellement du rapport des volumes du plus gros grain et de l'éprouvette, ainsi que de la résistance en compression simple normalisée [Rossi 1994d]. Un lissage des résultats expérimentaux a permis d'établir une expression analytique de la variation de la moyenne et de l'écart type de la résistance en traction et du module d'Young en fonction des paramètres précités.

## 2. Extension aux BFM

La modélisation des bétons de fibres s'obtient en introduisant, après ouverture d'une fissure, une force de rappel, fonction de l'ouverture de fissure et directement obtenue par un essai de traction uniaxiale (fig. 5.11) [Rossi 1992]. D'un point de vue numérique, ceci est réalisé en imposant aux points de Gauss une contrainte fonction du déplacement normal, à ce point, de l'élément de contact ouvert. Le résidu est alors la différence entre la contrainte imposée et la contrainte élastique calculée dans l'itération. La loi de variation de la contrainte en fonction de l'ouverture de fissure est obtenue à partir de la relation expérimentale comme indiqué fig. 5.12.

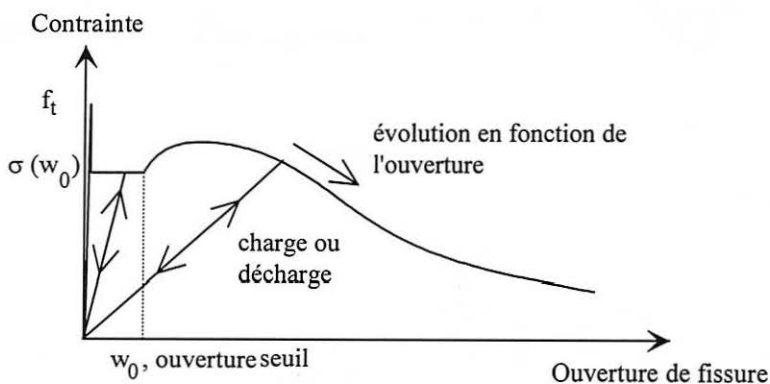


Figure 5.12 - Loi d'évolution de la contrainte en fonction de l'ouverture normale.

L'ouverture seuil  $w_0$  est liée à la limite expérimentale évoquée au chapitre 2 : l'ouverture mesurée entre 0 et  $w_0$  correspond à la propagation de la fissure, donc à de la flexion. On choisit, en deçà de ce seuil, d'utiliser une contrainte palier égale à la plus petite des valeurs  $f_t$  ou  $\sigma(w_i)$ .

La solution obtenue à la fin d'un incrément de calcul  $i$  est considérée comme un état d'équilibre physique de la structure modélisée. Au niveau d'un point d'intégration d'un élément de contact ouvert, on a un déplacement normal  $w_i$ . Si à l'itération ou à l'incrément suivants, l'ouverture normale diminue, il y a **décharge** et on considère que celle-ci est **linéaire** (fig. 5.12). Si l'ouverture normale augmente, la contrainte suit la loi d'évolution expérimentale. Si l'élément a été refermé au cours d'un incrément  $i + k$  (sa résistance en traction est alors nulle) et qu'il s'ouvre à nouveau à l'incrément  $i + k + p$ , la contrainte est calculée suivant une charge linéaire, fonction de l'ouverture maximum atteinte au cours d'un incrément précédent (celle-ci étant stockée au cours du calcul).

En revanche, au sein d'un incrément donné, les itérations ne correspondent pas à un état d'équilibre. Le calcul de la contrainte correspondant à une ouverture normale donnée s'effectue donc suivant la courbe expérimentale, même si l'ouverture diminue d'une itération à l'autre (à condition que cette ouverture demeure supérieure à l'ouverture maximum atteinte au cours des incréments précédents).

Aucune étude systématique de l'effet d'échelle sur le comportement postfissuration des BFM en traction n'étant disponible, la loi utilisée est indépendante du volume du matériau : le comportement est considéré comme intrinsèque. C'est une limite forte car on a précisé que les caractéristiques élastiques des éléments du maillage varient suivant une loi de distribution dont les paramètres dépendent du volume de deux éléments de massif adjacents. Pour rester cohérent avec cette approche, qui permet de rendre compte des effets d'échelle, il faudrait introduire pour les BFM une loi d'évolution moyenne et une dispersion fonction du volume des éléments de massif du maillage. Cependant, cela signifierait réaliser une quantité impressionnante d'essais pour chaque béton de fibres (chaque fibre, chaque dosage, chaque mise en oeuvre ...). De plus on a signalé au chapitre 2 que l'utilisation de carottes de petit diamètre conduit à des artefacts expérimentaux, liés à l'endommagement de l'ancrage des fibres. On pourrait suggérer de normer la loi d'évolution moyenne en fonction de la résistance à la traction de l'élément de contact, mais ceci n'est pas justifié car un point faible du béton peut être cousu par un ensemble de fibres très bien ancrées.

Afin de tenir compte de la **dispersion** de ce matériau, il est possible d'introduire dans le fichier de données un écart type s'appliquant à la distribution, supposée gaussienne, du comportement postfissuration en traction du BFM (fig. 5.12). Dans ce travail, on a choisi la même loi de distribution que celle utilisée dans le chapitre 2 pour la détermination du diagramme caractéristique en traction.

Enfin, afin de pouvoir prendre en compte une importante **anisotropie**, il est possible d'introduire une loi d'évolution de la contrainte résiduelle fonction de l'orientation de la normale à l'élément de contact par rapport au repère global. Cependant, comme on ne dispose pas expérimentalement de cette évolution, il est nécessaire de faire une hypothèse sur sa forme. Dans le cas où on connaît expérimentalement la relation contrainte - ouverture normale de fissure suivant deux directions orthogonales, on propose d'interpoler de manière elliptique le comportement suivant une inclinaison  $\theta$  :

$$\alpha < \theta < \frac{\pi}{2} + \alpha \Rightarrow \sigma_{\theta}(w) = \sqrt{(\sigma_{\alpha}(w) \cdot \cos(\theta - \alpha))^2 + (\sigma_{\frac{\pi}{2} + \alpha}(w) \cdot \sin(\theta - \alpha))^2}$$

On fait la même hypothèse d'évolution pour l'écart type de la distribution.

**Cette hypothèse est très forte et ne correspond pas à une réalité générale;** il est donc préférable d'éviter d'utiliser des éléments d'interface dont la normale est inclinée suivant une direction pour laquelle on ne connaît pas la relation expérimentale contrainte - ouverture de fissure.

Si on a déterminé expérimentalement les relations contrainte - ouverture suivant trois directions privilégiées ( $0$ ,  $\pi/4$  et  $\pi/2$ ) par rapport à la direction  $\mathbf{u}$  du repère global du maillage, on propose d'utiliser une interpolation linéaire :

$$0 < \theta < \pi/4 \Rightarrow \sigma_{\theta}(w) = \sigma_0(w) + \frac{\theta}{\pi/4} \cdot (\sigma_{\pi/4}(w) - \sigma_0(w))$$

$$\pi/4 < \theta < \pi/2 \Rightarrow \sigma_{\theta}(w) = \sigma_{\pi/4}(w) + \frac{\theta - \pi/4}{\pi/4} \cdot (\sigma_{\pi/2}(w) - \sigma_{\pi/4}(w))$$

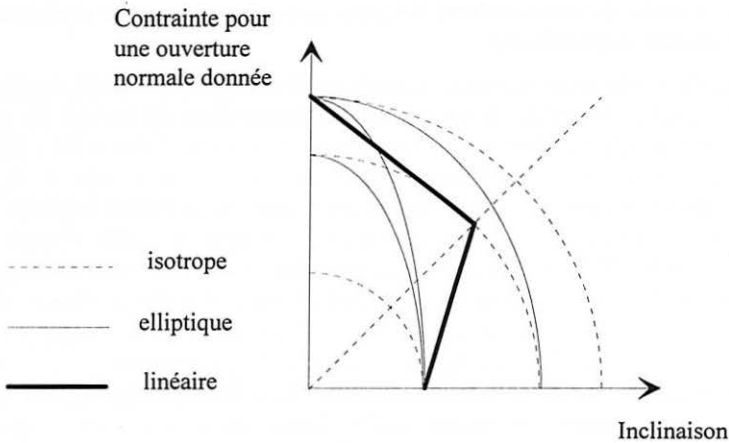


Figure 5.13 - Répartition de la contrainte résiduelle pour une ouverture donnée en fonction de l'inclinaison de la normale à l'élément.

On note qu'il y a une incompatibilité de la loi de répartition suivant que l'on connaît expérimentalement deux ou trois directions. Cependant, en l'absence de modèle théorique et de résultats expérimentaux, on préfère utiliser cette approche qui a le mérite d'être simple. La figure 5.13 synthétise la répartition obtenue en fonction du choix de la distribution.

Une dernière réserve concerne l'utilisation de maillages fins. En effet, si le volume des éléments de massif a un diamètre moyen inférieur à la longueur d'une fibre, on se trouve à une échelle beaucoup trop locale pour que l'approche actuelle soit encore valable. En résumé, on conseille d'utiliser un maillage utilisant des éléments de la taille des éprouvettes et orientés suivant les directions des essais réalisés. Cependant, une première approche isotrope et indépendante de la taille des mailles est généralement suffisante pour approcher une solution.

### 3. Application à la modélisation des poutres en T soumises à l'effort tranchant

#### 3.1 Poutre sans renforcement transversal

Le modèle étant conçu, à l'origine, pour la prise en compte de la fissuration du béton seul, on a cherché à modéliser le comportement de la poutre BS sans armatures transversales dans la

zone à âme amincie. Le maillage utilisé est présenté fig. 5.14. Il est le fruit d'un compromis entre une finesse propre à décrire la fissuration et un temps de calcul raisonnable. On note que seule la partie gauche du maillage a été modélisée en utilisant des éléments de contact afin de réduire le temps de calcul. Le reste de la structure est modélisé par des éléments de massif élastiques. Les calculs sont effectués en déplacement imposé.

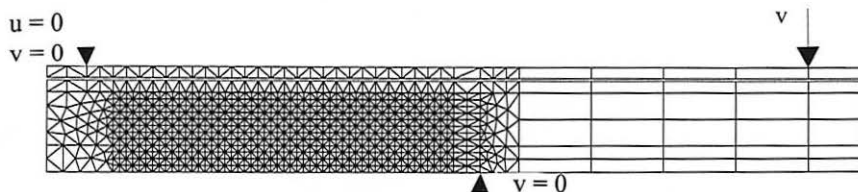
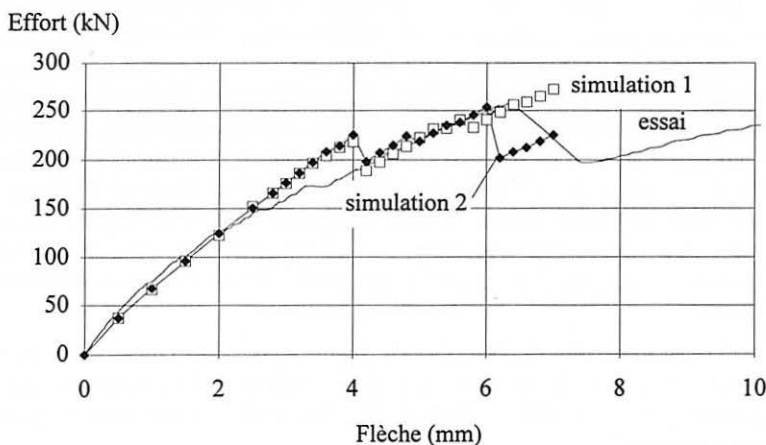


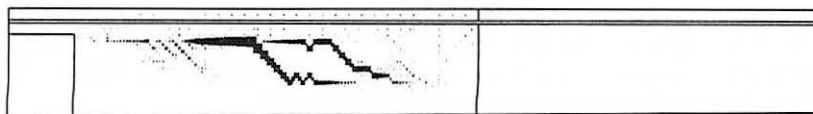
Figure 5.14 - Maillage de la poutre en T pour l'utilisation du modèle probabiliste.

Dans la logique du modèle, plusieurs simulations ont été effectuées à partir de différentes distributions des caractéristiques des éléments. On a observé une faible dispersion sur le comportement global, mais de nettes différences sur les schémas de fissuration. On présente fig. 5.15 deux exemples représentatifs en les comparant au diagramme effort - flèche et au schéma de fissuration expérimentaux.

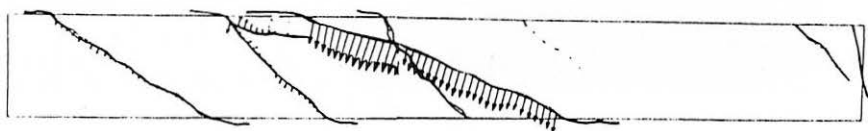
Le niveau du pic et le schéma de fissuration (nombre de fissures, espacement, ouverture) sont correctement prédits. En ce qui concerne les diagrammes effort - flèche, on constate une rigidité plus grande des simulations. Cette rigidité s'explique, d'une part, par la modélisation élastique d'une moitié de la poutre et, d'autre part, par l'utilisation d'éléments de massif pour modéliser les armatures longitudinales, ce qui entraîne un "pincement" des fissures de flexion. Ce deuxième point peut être corrigé en utilisant des éléments poutres, mais cela entraîne un maillage très fin afin de modéliser correctement l'effet de goujon qui s'oppose à un déplacement transversal des lèvres de fissures. Un travail important reste à effectuer sur la modélisation de l'interface acier - béton.



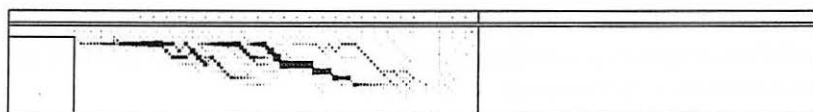
a) Comparaison des diagrammes effort - flèche (48 h de CPU sur une station SUN)



Simulation 1 (après le pic)



Essai sur la poutre BS (zone à âme mince)



Simulation 2 (après le premier pic)

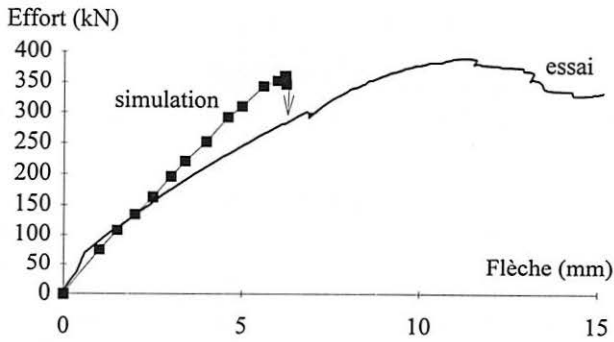
b) Comparaison des schémas de fissuration.

Figure 5.15 - Comparaison de deux résultats de simulations avec les résultats expérimentaux obtenus sur la poutre en T sans armatures transversales.

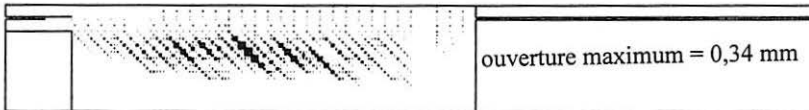
### 3.2 Poutres en BFM

Le même maillage a été utilisé pour la modélisation des poutres en BFM (cependant, les distributions sont différentes car un autre type d'ordinateur, un IBM SP2, a été utilisé pour effectuer les calculs). L'introduction de la loi d'évolution de la contrainte postfissuration est effectuée à partir des résultats expérimentaux en traction présentés en annexe 2. L'orientation des éléments du maillage a été choisie en fonction des données disponibles, c'est-à-dire des essais de traction sur des carottes prélevées horizontalement, verticalement et inclinées à 45°. Les lois utilisées (coefficients du polynôme et dispersion) sont précisées pour chaque calcul. On note que, dans un premier temps, il suffit d'effectuer une approximation des résultats expérimentaux pour de faibles ouvertures (de l'ordre de 500  $\mu\text{m}$ ), puis d'effectuer éventuellement un lissage plus complet si les ouvertures obtenues lors des simulations sont plus importantes.

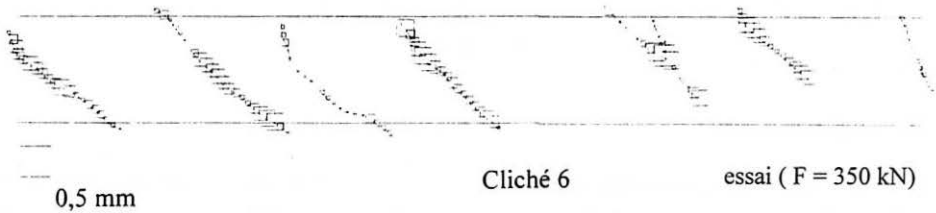
On présente fig. 5.16 un exemple de résultat de simulation de la poutre BFM2. On constate une bonne prévision du pic d'effort et du schéma de fissuration (notamment de l'ouverture). On note à nouveau la surestimation de la rigidité qui a été évoquée pour la poutre sans renforcement transversal.



a) Comparaison des diagrammes effort - flèche (60 h CPU, simulation avec la loi  $\sigma_f(w) = 2 - 0,2 \cdot w - 0,4 \cdot w^2$ , (w en mm), écart-type relatif de 30 %)



simulation (au pic d'effort, F = 360 kN)



essai sur la poutre BFM2 (zone à âme mince)

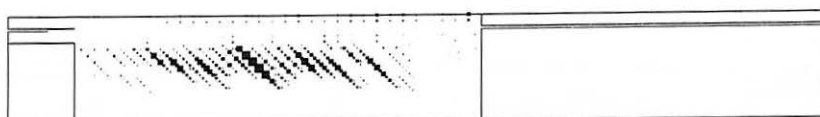
b) Comparaison des schémas de fissuration

Figure 5.16 - Comparaison entre une simulation et l'essai sur la poutre en T BFM2.

On note, pour la simulation, une légère chute d'effort après le pic, puis une perte de convergence du calcul. Ceci est lié à l'apparition de fissures horizontales le long du talon et de la table. Dans le cas du béton seul, il a été possible d'obtenir le comportement post-pic mais, d'une part, cela n'a pas été systématique (certaines simulations n'ont pas convergé) et, d'autre part, le niveau d'effort était 1,5 fois moins élevé. Dans le cas des BFM, cette perte de convergence est principalement due à des oscillations entre l'ouverture et la fermeture de certains éléments de contact. Cette oscillation est, d'une part, liée à la présence d'une contrainte résiduelle liée aux fibres et, d'autre part, à la gestion de l'ouverture et de la refermeture des éléments de contact. En effet, on constate dans les dernières itérations que c'est souvent le résidu en déplacement qui ne satisfait pas à la tolérance. Une troisième source

d'explication à cette perte de convergence, ainsi qu'à la légère sous-estimation du niveau du pic, est l'utilisation d'une modélisation bidimensionnelle de ce problème tridimensionnel. En effet, si le faciès des fissures diagonales est relativement 2D, celui des fissures horizontales est très chahuté et génère un fort engrenement qui stabilise la propagation des fissures.

La simulation de la poutre BFM1 conduit aux mêmes constatations. Cependant, malgré l'utilisation d'une dispersion élevée (50 %), on n'a pas réalisé un nombre suffisant de simulations pour obtenir une zone faible de taille aussi importante que celle de l'essai, qui a conduit à une forte ouverture de fissure (fig. 4.2.17). Un calcul effectué avec la même distribution aléatoire que celle présentée fig. 5.16, mais avec un niveau palier de 2,5 MPa et une variation de 50 %, conduit à un effort pic légèrement plus élevé (380 kN, à comparer à 360 kN) et à des fissures moins ouvertes (fig. 5.17).



ouverture maximum = 0,19 mm

Figure 5.17 - Simulation de la poutre BFM1 ( $F = 380$  kN). Niveau palier de 2,5 MPa, variation de 50 %.

#### IV. CONCLUSION

Les deux approches proposées, continue et discrète, donnent une bonne estimation de la capacité portante des poutres étudiées. Elles sont complémentaires dans la mesure où l'approche discrète décrit correctement les schémas de fissuration. Cependant, la rigidité n'est pas correctement évaluée et le comportement post-pic de ce problème complexe n'a pas pu être modélisé. Des améliorations de ces modèles ont donc été proposées. Malgré tout, on peut conclure qu'on dispose d'outils satisfaisants pour l'étude du comportement d'éléments de structure en BFM jusqu'à 80 % de la charge de ruine.

# Conclusion générale et perspectives

Si les méthodes de calcul de structures en BFM font si souvent défaut, c'est tout d'abord à cause d'un manque de communication entre les spécialistes de structure et les spécialistes du matériau. C'est ce constat qui a motivé et orienté le présent travail en le centrant sur le passage entre le matériau et la structure, au travers de l'étude et de la modélisation du comportement de la structure élémentaire qu'est la poutre.

La première étape a consisté à analyser les mécanismes mis en jeu dans la réponse de la structure à une sollicitation. Dans le cas de la flexion et de l'effort tranchant (pour des portées assurant une rupture par "traction diagonale"), l'évolution de la fissuration a lieu principalement en mode I. Ceci a été confirmé dans le cas de l'effort tranchant par l'utilisation d'une méthode globale de suivi de la fissuration : la stéréophotogrammétrie. La caractéristique mécanique la plus directement liée à cette évolution est donc le comportement en traction uniaxiale.

On a noté, de plus, que la réponse structurale est liée à un mécanisme de blocs (ceci a été clairement mis en évidence par la stéréophotogrammétrie dans le cas de l'effort tranchant). Le calcul à la rupture est donc particulièrement adapté pour modéliser ce comportement. Cependant, les ouvertures de fissure évoluent en fonction du chargement mais aussi de la géométrie de la structure (effets d'échelle). Il est donc indispensable que l'essai de traction uniaxiale permette d'accéder à une relation effort - ouverture de fissure et que les méthodes de calcul développées, intégrant cette relation comme donnée, rendent compte des effets d'échelle.

Cette caractérisation en traction a été mise en oeuvre dans cette étude pour divers BFM. Si on a retrouvé les effets connus de la matrice, de la géométrie des fibres et, surtout, de la mise en oeuvre, on a aussi mis en évidence une grande dispersion des résultats expérimentaux (entre 30 et 50 % de la valeur moyenne). Cette variabilité est en partie corrélée à celle du nombre de fibres traversant la section fissurée ainsi qu'à leur orientation. Ce résultat souligne l'importance d'effectuer un traitement statistique des essais afin de déterminer une loi de comportement caractéristique qui permette de réaliser un dimensionnement avec une marge de sécurité suffisante. Néanmoins, le degré de dispersion dépend fortement de la surface de la section fissurée et cela pose le problème de la représentativité des éprouvettes testées vis-à-vis d'une section fissurée de la structure à dimensionner. La commission "Bétons de Fibres Métalliques" de l'AFREM a ainsi choisi de définir pour chaque BFM une carte d'identité différente selon la composition, l'application (béton projeté, pieux ...) et, donc, la mise en oeuvre. Les modes de fabrication, de prélèvement, ainsi que la géométrie de l'éprouvette sont adaptés à chaque application. Ceci permet de prendre en compte l'anisotropie induite par la mise en oeuvre.

Une fois le matériau caractérisé, on a développé des modèles simples fondés sur les observations expérimentales des essais de structures. Ainsi, dans le cas de la flexion simple,

on s'est attaché à décrire le comportement d'une section fissurée par l'intermédiaire d'une charnière semi-rigide. Son évolution est contrôlée, en traction, par l'action des fibres et, en compression, par le béton qui suit une loi de comportement non linéaire mais continue. Cette description traduit explicitement la fissuration et conduit à un diagramme complet Moment - Ouverture de fissure. Une extension à la flexion composée permet de calculer les diagrammes d'interaction Moment - Effort normal.

Dans le cadre d'un dimensionnement, on peut définir des états limites directement liés à l'ouverture de fissure et à la déformation en compression. La prise en compte explicite de l'ouverture de fissure permet de retrouver les effets d'échelle liés à la hauteur de la section. De plus, on traduit directement la "ductilité" (par rapport à un comportement plastique) de celle-ci. On montre d'ailleurs qu'un comportement non fragile ne peut être obtenu en flexion simple que pour des valeurs caractéristiques de la contrainte résiduelle en traction de l'ordre de 40 % de la résistance en traction directe. Ceci n'est obtenu, avec les fibres utilisées dans ce travail, que pour des dosages de l'ordre de 60 kg/m<sup>3</sup>.

On peut distinguer, dans la résistance d'une poutre à l'effort tranchant, la part structurale et la part directement liée au renforcement transversal. La part structurale est généralement évaluée de manière empirique. La part transversale est correctement évaluée par le mécanisme du treillis ou encore par un équilibre de blocs. En appliquant ce principe aux BFM, de bons résultats ont été obtenus en ce qui concerne l'apport structural des fibres ainsi que la prise en compte d'un effet d'échelle.

La méthode de calcul simplifiée proposée est basée sur la définition d'une contrainte résiduelle "équivalente" des BFM,  $\sigma_p(w_m)$ , fonction d'une ouverture limite,  $w_m$ , de l'ordre de 1 % de la hauteur utile de la poutre. Cette méthode suggère une équation d'équivalence entre les BFM et les armatures transversales (taux de renforcement  $\rho_t$ , contrainte maximum de l'acier  $\sigma_a$ ):

$$\sigma_p(w_m) = \rho_t \cdot \sigma_a$$

Cette relation montre qu'on ne peut attendre un apport significatif des fibres que pour des dosages élevés. La définition de l'ouverture limite montre que les valeurs d'ouverture de fissure atteintes à l'ELU, dans les poutres de hauteur utile de l'ordre de 0,5 m, sont trop élevées pour permettre une réelle action des fibres. En revanche, dans le cas des poutrelles, des résultats satisfaisants ont été obtenus.

La part structurale est approchée par la formule empirique de Kordina car elle a une excellente validité d'un point de vue statistique. Il est clair que, dans un objectif de dimensionnement, il est plus conservatif d'utiliser la formule réglementaire ( $0,3f_{tj}$  dans le BAEL) pour calculer cet apport.

L'utilisation d'une modélisation par éléments finis permet de se soustraire à l'introduction d'une part structurale empirique. Elle permet de plus de modéliser l'ensemble du comportement et non pas seulement un état limite. Cependant, si on a abouti, en utilisant une modélisation bidimensionnelle, à une description correcte du comportement global jusqu'à 80 % de la charge de ruine expérimentale, on n'est pas parvenu à modéliser l'évolution suivant un mécanisme de blocs. Dans le cas de la modélisation continue (élastoplasticité), cela est directement dû à la mise en défaut de l'hypothèse de continuité. Dans le cas de la modélisation discrète (modèle probabiliste de fissuration), cela est en partie dû au caractère fortement tridimensionnel de la fissuration lors de la propagation horizontale le long de la table et du

talon. En effet, si les fissures inclinées s'ouvrent principalement en mode I, lors de l'apparition du mécanisme de blocs, les fissures longitudinales travaillent en mode II. Le faciès des fissures entraîne alors un fort engrenement qui stabilise la propagation, ce qui se traduit par un palier d'effort.

**Cette étude a montré qu'on dispose aujourd'hui d'outils rationnels dans les domaines de la formulation, de la caractérisation mécanique et du dimensionnement des BFM. Connaissant de plus les effets de la mise en oeuvre sur la répartition des fibres, on est capable de choisir un mode de fabrication adapté aux sollicitations à reprendre. L'ensemble de ces outils permet de mettre en oeuvre une démarche globale d'optimisation de la conception d'un élément de structure en BFM. On devrait donc pouvoir sélectionner les applications techniquement et économiquement viables. Il faut néanmoins garder à l'esprit que le domaine privilégié d'action des fibres concerne les faibles ouvertures de fissures (inférieures à 1 mm).**

La fabrication des voussoirs de tunnel (préfabriqués ou coulés en place) est une application particulièrement prometteuse. L'utilisation des BFM permet en effet des gains de temps considérables et les ouvertures de fissure relativement faibles observées sont optimales pour le travail des fibres. Les principales sollicitations conduisent à une fissuration en mode I et la caractérisation en traction est parfaitement adaptée.

Un deuxième domaine d'emploi privilégié des BFM concerne le contrôle de la fissuration à l'ELS. L'action de couture des fibres intervenant dès l'apparition de la fissuration, l'ouverture s'en trouve limitée. Les fibres représentent donc une solution intéressante dans le cas où l'ELS est dimensionnant pour des problèmes de durabilité. On éviterait ainsi la mise en place de ferrailages denses pouvant gêner la mise en oeuvre.

Dans le même domaine des faibles ouvertures de fissures, les éléments de structure en béton précontraint par fils adhérents devraient fournir un champ d'application intéressant dans la mesure où la fissuration y est très fine par nature même du fonctionnement de l'élément. De plus, les fibres pourraient remplacer une partie des armatures de fretage dans les zones de diffusion de la précontrainte.

On a montré que l'utilisation d'un BHP renforcé de fibres peut être particulièrement avantageuse. En effet, l'emploi du BHP permet, d'une part, de diminuer les sections et de diminuer la porosité (donc d'améliorer la durabilité), et, d'autre part, d'améliorer nettement la contrainte résiduelle postfissuration des BFM dans les domaines des faibles ouvertures.

**Malgré les résultats acquis, de nombreux travaux de recherche restent à mener, ne serait-ce que pour la validation d'application ou pour l'étude de mode de fonctionnement différents. Parmi ces travaux, on peut citer le développement d'un modèle permettant de prévoir, à partir d'une composition de BFM et connaissant le mode de mise en oeuvre, le comportement postfissuration en traction. Cette étape permettrait en effet une optimisation très en amont et économiserait la réalisation systématique d'essais nombreux. Cependant, la tâche est ardue, même si on dispose aujourd'hui d'une modélisation correcte à l'échelle micro-mécanique.**

Dans l'objectif de l'optimisation de la conception des structures soumises à des chargement complexes, il peut s'avérer intéressant de développer une modélisation par éléments finis. Dans un souci d'efficacité en terme de temps de calcul et de mise en oeuvre, il faudrait

développer l'approche continue. Des résultats satisfaisants ont été obtenus en élastoplasticité et on devrait pouvoir les améliorer par la prise en compte plus fine des deux phénomènes couplés, à savoir la dégradation de la matrice et l'action des fibres.

Enfin, la durée de vie des structures étant un domaine particulièrement sensible et d'actualité, il semble important d'analyser plus avant l'apport des fibres. En effet, un léger surcoût à la conception peut se traduire par des économies à long terme sur la maintenance. Afin de quantifier l'apport des fibres, il faut réaliser des études expérimentales complètes en terme de couplage fibres - armatures traditionnelles, ainsi que de résistances comparatives à la corrosion dans des ambiances agressives. De plus, il est important d'étudier l'évolution de la fissuration sous des chargements répétés afin de s'assurer du contrôle à long terme de celle-ci.

**En conclusion, s'il ne faut pas chercher à remplacer toutes les solutions traditionnelles en béton armé, les BFM ont aussi leur domaine d'emploi. Il se situe là où le béton armé pose des problèmes technologiques ou de durabilité, ainsi que dans les domaines où un gain de temps, voire de sécurité, important peut être apporté par ce béton déjà renforcé. Les outils rationnels disponibles à ce jour devraient permettre au concepteur de définir ces domaines.**

# bibliographie

- Abdull-Ahad R.B., Abbas J.M.** (1989), Behaviour of steel fibre reinforced concrete under biaxial stresses, *Fibre Reinforced Cements and Concretes - Recent Developments*, Proceedings, Swamy R.N., Barr B. (Eds.), Elsevier Applied Science, pp. 126-135.
- ACI** (1982), State of the art report on fiber reinforced concrete, Committee ACI 544, *Concrete International*, vol. 4, n°5, pp. 9-30.
- Acker P.** (1988), *Comportement mécanique du béton : apports de l'approche physico-chimique*, Rapport de recherche des LPC n° 152.
- Acker P.** (1992), *Retraits et fissurations du béton*, Documents Scientifiques et Techniques de l'AFPC, 42 p.
- Adams M.** (1975), Behaviour of steel fibre concrete under different loading conditions, RILEM, comm. 4.11, pp. 527-531.
- AFREM-BHP** (1995), *Proposition d'annexe BHP au règlement BPEL*, Groupe connaissance et utilisation des BHP, sous-groupe règlement.
- Al-Shaikh A.H.** (1992), Behaviour of confined concrete columns with steel fibres, *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, proceedings du 4e Symposium International de la RILEM, Sheffield, pp. 601-612.
- Alkhairi F.M., Naaman A.E.** (1992), Compressive strength and modulus of high early strength fiber reinforced concrete, *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, proceedings du 4e Symposium International de la RILEM, Sheffield, pp. 138-152.
- Alsayed S.H.** (1992), Confinement of reinforced concrete columns by rectangular ties and steel fibres, *Magazine of Concrete Research*, vol. 44, n°161, dec., pp. 265-270.
- Alwan J.M., Naaman A.E.** (1994), New formulation for elastic modulus of fiber reinforced quasibrittle matrices, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 120, n°11, nov., pp. 2443-2460.
- Ashour S.A., Hasanain G.S., Wafa F.F.** (1992), Shear behaviour of high strength FRC beams, *ACI Structural Journal*, mars-avril, vol 89, n°2, pp. 176 -184.
- ASTM C1018-89** (1991), *Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber reinforced concrete (using beam with third-point loading)*, Book of ASTM Standards, Part 04.02, ASTM Philadelphia, pp. 507-513.
- Atassi F.** (1995), *Etude du comportement des bétons renforcés de fibres métalliques : influence de la géométrie des fibres, du dosage et de l'anisotropie de leur répartition*, thèse de doctorat en préparation à l'ENTPE.
- Bailly P.** (1990), Comportement mécanique des composites ciment-fibres, l'apport des essais dynamiques, *Rapport Scientifique du GRECO II Géomatériaux*, pp. 295-311.
- Bailly P., Khodri M.** (1991), Comportement macroscopique d'un élément de poutre mince en mortier armé de fibres - Expérimentation en flexion statique et dynamique, *Rapport Scientifique du GRECO II Géomatériaux*, pp. 407-412.

- Baron J., Lesage R.** (1965), Pour une étude pratique de la maniabilité: le maniabilimètre Lesage du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, *Bulletin de Liaison des LPC*, n°13.
- Baron J., Lesage R.** (1969), *Compacité et maniabilité des bétons hydrauliques*, Rapport de Recherche LPC n°3.
- Bartos P.** (1981), Review paper: bond in fibre reinforced cements and concretes, *International Journal of Cement Composite and Lightweight Concrete*, vol. 3, n°3, pp. 1-18.
- Bartos P.** (1991), Performance parameters of fibre reinforced cement based composites, *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, RILEM/ACI Workshop, Proceedings, Mainz, pp. 431-443.
- Batson G., Ball C., Bailey L.** (1972), Flexural fatigue strength of steel fiber reinforced concrete beams, *ACI Journal*, nov., pp. 673-677.
- Batson G., Jenkins E., Spatney R.** (1972), Steel fibers as shear reinforcement in beams, *ACI Journal*, oct., vol 69, pp. 640-644.
- Benaija E.H.** (1992), *Application de la stéréophotogrammétrie au béton : cas de la compression simple*, thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des ponts et Chaussées.
- Bentur A., Mindess S.** (1990), *Fiber Reinforced Cementitious Composites*, Elsevier Applied Sciences, London.
- Bernier G.** (1991), Caractérisation et contrôle des bétons renforcés de fibres, *Annales de l'ITBTP*, n°494, série Béton 280, pp. 105 - 117.
- Bernier G., Lecuir V.** (1994), Structuration des BRF et réponse mécanique, *Les Bétons Renforcés de Fibres Métalliques, Colloque Francophone*, Buyle-Bodin F., Granju J.L., Pigeon M. (Eds), Béthune, France, pp. 57 - 67.
- Berthelot P., Buyle-Bodin F., Destrée X., Lamotte S., Paciorek C., Souloumiac R.** (1994), Pieux solfibres en béton renforcé de fibres métalliques - Aptitude à l'emploi en zones sismiques, *Annales de l'ITBTP*, n°521, série 248, pp. 4-23.
- Bonzel J., Schmidt M.** (1986), Distribution and orientation of steel fibres in concrete and their influence on the characteristics of steel fibre concrete, *FRC-86, Development in Fiber Reinforced Cement and Concrete*, RILEM Symposium, Sheffield, vol. 1.
- Boulay C., Colson A.** (1981), Un extensomètre à béton éliminant l'influence des déformations transversales sur la mesure des déformations longitudinales, *Materials and Structures*, 1981, vol. 14, pp. 378-383
- Boulay C.** (1988), *Conception et préparation d'un essai sur l'étude du couplage entre ténacité et teneur en eau du béton*, Mémoire d'ingénieur DPE, bibliothèque CNAM.
- Brandt A. M.** (1985), On the optimal direction of short metal fibres in brittle matrix composites, *Journal of Material Sciences*, vol. 20, n°10, pp. 3610-3620.
- Burakiewicz A.** (1978), Testing of fibre bond strength in cement matrix, Proceedings, *RILEM Symposium: Testing and Test Methods of fibre Cement Composites*, Sheffield, The Construction Press, pp. 355-365.
- Calgario J.A., Virlogeux M.** (1994), *Projet et construction des ponts - Analyse structurale des tabliers de ponts*, 2e édition, Presses de l'ENPC.

- Casanova P.** (1992), *Etude du comportement d'un élément de structure en béton armé renforcé par du béton de fibres métalliques projeté*, mémoire de DEA de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan.
- Casanova P., Rossi P., Le Maou F.** (1994a), Calcul en flexion et caractérisation des bétons de fibres métalliques, *Annales de l'ITBTP*, n°528, série 350, pp. 80 - 91.
- Casanova P., Le Maou F., Renwez S., Rossi P.** (1994b), Calcul du béton de fibres métalliques : cas de la flexion simple, *Bulletin de Liaison des LPC*, n°191, pp. 73 - 85.
- Casanova P., Rossi P., Ringot J.-F., Delahousse H.** (1994c), *Fibres ou cadres, il faut trancher !*, scénario du film réalisé par la cellule audiovisuelle du LCPC.
- Casanova P., Rossi P., Renwez S., Belloc A.** (1995a), Fabrication de voussoirs en béton de fibres d'acier. Etude du matériau, *Bulletin de Liaison des LPC*, n° 196, mars - avril, pp. 97-99.
- Casanova P., Rossi P.** (1995b), Analysis of metallic fibre reinforced concrete beams submitted to bending, accepté dans *Materials and Structures*.
- Casanova P., Rossi P., Schaller I.** (1995c), Les fibres d'acier peuvent-elles remplacer les armatures transversales dans les poutres en béton armé ?, *Bulletin de liaison des LPC*, n°195, pp. 49 -60.
- Chanvillard G.** (1993), *Analyse expérimentale et modélisation micromécanique du comportement des fibres d'acier tréfilées, ancrées dans une matrice cimentaire*, Etudes et Recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées, série ouvrages d'art, OA12.
- Chanvillard G., Aïtcin P.C., Lupien C., Do M.T.** (1994a), Les resurfaçages minces adhérents en béton renforcé de fibres métalliques, *Les Bétons Renforcés de Fibres Métalliques*, Colloque Francophone, Buyle-Bodin F., Granju J.L., Pigeon M. (Eds), Béthune, France, juillet, pp. 93-104.
- Chanvillard G.** (1994b), Modelling of wiredrawn steel fibres debonding, *Brittle Matrix Composites 4*, Proceedings, Varsovie (Pologne), septembre, pp. 311 - 319.
- Collins M. P.** (1978), Towards a rational theory for RC members in shear, *Journal of the Structural Division*, ASCE, vol. 104, n° ST4, avril, pp. 649 -666.
- Craig, R.** (1987), Flexural behaviour and design of reinforced fiber concrete members', *FRC Prop. and App.*, *SP 105, ACI* Detroit, pp. 517-563.
- Davenne L.** (1990), *Modélisation de l'influence des armatures transversales sur le comportement non linéaire d'éléments de béton armé*, Thèse de doctorat, Université de Paris 6
- DBV** (1992), *DBV - Merkblätter Faserbeton, Merkblatt Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau* (Recommendations de l'association allemande du béton - Principes de dimensionnement du béton de fibres d'acier pour la construction de tunnels, en allemand), Deutscher Beton - Verein E. V.
- de Larrard F., Fau D.** (1992), *BETONLAB - Logiciel d'aide à la formulation des bétons*, Presses de l'ENPC, juin.
- de Larrard F., Hu C., Sedran T.** (1995), Best packing and specified rheology: two key concepts in high-performance concrete mixture-proportioning, *2nd CANMET/ACI International Symposium on Advances in Concrete Technology*, Las Vegas, juin.

- Debicki G.** (1991), Modélisation structurelle du béton de fibres, *GRECO Géomatériaux*, rapport scientifique.
- Dehousse N.** (1975), Méthode d'essais et caractéristiques mécaniques des bétons armés de fibres métalliques, RILEM Symposium, ch. 4, pp. 119-136.
- Del Toro Rivera R.** (1988), *Comportement des noeuds d'ossature en béton armé sous sollicitations alternées*, thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Desrues J.** (1983), Sur l'application de la stéréophotogrammétrie à la mesure des grandes déformations, *Revue Française de Mécanique*, n°3, pp. 55 -63.
- Desrues J.** (1984), *Localisation de la déformation dans les matériaux granulaires*, thèse d'état, Université de Grenoble.
- Desrues J.** (1987), *Adaptation d'une méthode stéréophotogrammétrique développée à l'IMG*, contrat avec le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- Destrée X.** (1995), Twincone SFRC structural concrete, *FRC-95, Modern developments*, Banthia N. and Mindess S. (Eds.), Toronto, 26-29 mars, pp. 77 - 86.
- Djebri B., Torrenti J.-M.** (1992), Comportement des bétons de fibres sous sollicitations biaxiales, *Annales de l'ITBTP*, n°503, série béton 289, mai, pp. 106 -112.
- Dwarakanath, H. V., Nagaraj, T.S.** (1991), Comparative study of predictions of flexural strength of steel fiber concrete, *ACI Structural Journal*, vol 88, n°6, nov.-dec., pp. 714-720.
- El Hachem M.** (1990), *Etude de l'influence de la fibre de fonte sur le retrait et le fluage du béton*, Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale Paris.
- El Niema E.I.** (1991), Reinforced concrete beams with steel fibers under shear, *ACI Structural Journal*, vol 88, n°2, pp. 178 - 183.
- Elouard A.** (1994), *Module Probabiliste - Notice d'utilisation*, document interne LCPC.
- Féret R.** (1892), Compacité des mortiers hydrauliques, *Annales des Ponts et Chaussées*, série n°7, tome n°4.
- Fouré B.** (1995), *Comportement à l'effort tranchant des poutres en béton de fibres*, note interne CEBTP.
- Francis A.** (1984), *Modélisation numérique du comportement du béton en traction - Approche probabiliste*, Mémoire d'ingénieur du CUST (sous la direction de P. Rossi), Université de Clermont II.
- FRC** (1986), *Developments in fibre reinforced cement and concrete*, RILEM Symposium, Swamy R. N., Wagstaffe R. L., Oakley D.R. (Eds.), Sheffield, England.
- Gambarova P.G., Schumm C.** (1994), Impulsive punching of fiber-reinforced concrete slabs, *Proceedings, Atlanta*, pp. 252-257.
- Glavind M., Stang H.** (1994), Review of application of fiber concrete and fiber cement in Denmark, *Brittle Matrix Composites 4*, Varsovie, septembre, pp.51-62.
- Granju J.L.** (1991), *Le béton renforcé de fibres comme nouveau matériau de réparation*, Rapport, Projet V.N.B.

- Granju J.-L., Grandhaie F.** (1992), Thin repairs with metallic glass fibre reinforced concrete: length changes during the first 24 hours, *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, proceedings du 4e Symposium International de la RILEM, Sheffield, pp. 676-689.
- Guénot I.** (1995), *Les origines physiques du fluage propre du béton : étude expérimentale et modélisation de pâtes de ciment*, thèse de doctorat en préparation au LCPC.
- Grzybowski M., Meyer C.** (1993), Damage accumulation in concrete with and without fiber reinforcement, *ACI Materials Journal*, vol. 90, n°6, nov.-dec., pp. 594-604.
- Hamelin P. et coll.** (1995), Composites fibres ciments, *Mécanique des géomatériaux*, (Darve F., Hicher P.-Y., Reynouard J.-M., eds.), Hermès, pp. 240 - 272.
- Hannant D.** (1978), *Fibre cements and fibre concrete*, Chichester, John Wiley and sons.
- Hannant D.J., Edgington J.** (1975), Durability of steel fibre concrete, RILEM Symposium on *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, septembre, Construction Press, Lancaster, vol. 1, pp. 159-169.
- Hara T., Shoya M., Kikuchi K.** (1992), Assessment of steel fibre concrete exposed for 14 years, *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, proceedings du 4e Symposium International de la RILEM, Sheffield, pp.872-882.
- Harrouche N.** (1989), *Formulation et comportement à la fissuration des bétons de fibres métalliques*, thèse de Docteur - Ingénieur de l'université de Paris VI.
- Holister G.S., Thomas C.** (1966), *Fibre reinforced materials*, NY, Elsevier, 154 p.
- Hordijk D.A., Reinhardt H.W., Cornelissen H.A.W.** (1987), Fracture mechanics parameters of concrete from uniaxial tensile test as influenced by specimen length, *Proceedings of the International Conference on the Fracture of Concrete and Rocks*, Shah and Swartz (Eds.), Houston, Tx, pp. 138-149.
- Hu C.** (1995), *Etude du comportement rhéologique des bétons frais*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Humbert P.** (1989), Un code général de calculs par éléments finis, *Bulletin de liaison des LPC*, n°160, pp. 112 - 116.
- Hurtado J.** (1989), Développements récents des pieux à la tarière creuse, *Annales de l'ITBTP, série sols et fondations* 203, n°472, pp. 82 - 101.
- Jaeger L. G., Bakht B., Mufti A. A.** (1995), Economical deck slabs for slab-on-girder bridges, *FRC-95, Modern developments*, Banthia N. and Mindess S. (Eds.), Toronto, 26-29 mars, pp. 351 - 362.
- Jindal R., Sharma V.** (1987), Behavior of steel fiber reinforced concrete knee-type beam-column connections, *Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications*, ACI SP-105, pp.
- Johnston C.D., Zemp R.W.** (1991), Flexural fatigue performance of steel fiber reinforced concrete - Influence of fiber content, aspect ratio and type, *ACI Materials Journal*, vol. 88, n°4, juillet-août, pp. 374-383.
- JSCE Standard** (1984), Recommendations for design and construction of steel fiber concrete. Method of test for steel fiber reinforced concrete, *Concrete Library of JSCE*, n°3, juin.

- Kamal M. M., Bahnasaway H.H., El-Refai F.E.** (1992), Behaviour of fibre reinforced concrete beams exposed to fire, *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, proceedings du 4e Symposium International de la RILEM, Sheffield, pp. 764-774.
- Kani G.N.J.** (1964), The riddle of shear failure and its solution, *ACI Proceedings*, vol 61, n°4, avril, pp. 441 - 454.
- Kani G.N.J.** (1966), Basic facts concerning shear failure, *ACI Journal*, vol 63, 6, pp.675-691.
- Katz A., Bentur A.** (1991), High performance fibres in high strength cementitious matrices, *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, RILEM/ACI Workshop, Proceedings, Mainz, pp. 237-247.
- Katzensteiner B., Mindess S., Filiatrault A., Nathan N.D., Banthia N.** (1992), Use of steel fibre concrete in seismic design, *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, 4e Symposium International de la RILEM, Swamy R.N. (Ed.), Sheffield, pp. 613-628.
- Kelly A., Sweben C.** (1976), Poisson contraction in aligned fibre composites showing pull-out, *Journal of Material Science Letter*, vol. 11, n°3, pp. 583-586.
- Kodur V. K. R., Lie T. T.** (1995), Fire resistance of hollow steel columns filled with steel fiber reinforced concrete, *FRC-95, Modern developments*, Banthia N. and Mindess S. (Eds.), Toronto, 26-29 mars, pp. 289 - 302.
- Kordina K., Blume F.** (1985), *Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Haft 364, Ernst & Sohn, Berlin, 52 p.
- Kordina K., Hegger J.** (1987), Zur Schubtragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken, *Beton- und Stahlbetonbau*, vol 1, pp. 5 - 9.
- Kosa K., Naaman A.E., Hansen W.** (1991), Durability of fiber reinforced mortar, *ACI Materials Journal*, vol. 88, n°3, mai-juin, pp. 310-319.
- Kotsovos M. D.** (1983), Mechanisms of 'shear' failure, *Magazine of Concrete Research*, vol. 35, n°123, pp. 99 -106.
- Kovler K., Sikuler J., Bentur A.** (1993), Restrained shrinkage tests of fibre reinforced concrete ring specimens: effect of core thermal expansion, *Materials and Structures*, vol. 26, pp. 231-237.
- Kupfer H., Hilsdorf H. K., Rüsç H.** (1969), Behavior of concrete under biaxial stresses, *ACI Journal*, vol 66, n°8, pp. 656 -666.
- Kwak K.-H., Suh J., Hsu C.-T. T.** (1991), Shear fatigue behaviour of steel fiber reinforced concrete beams, *ACI Structural Journal*, vol. 88, n°2, mars - avril, pp. 155-160.
- La Borderie C.** (1991), *Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l'analyse de structures en béton*, thèse de doctorat de l'Université de Paris VI.
- Lacroix R., Fuentes A., Thonier H.** (1982), *Traité de béton armé*, éditions Eyrolles.
- Lakshminpathy M., Santhakumar A.R.** (1986), Experimental verification of the behaviour of reinforced fibrous concret frames subjected to seismic type of loading, *FRC-86, Development in Fiber Reinforced Cement and Concrete*, RILEM Symposium, Sheffield, vol. 2, section 8.

- Lamotte S.** (1988), *Cahier des charges du procédé SOLFIBRES*, agrément du bureau de contrôle Socotec, 13 p.
- Larsen E.S.** (1992), Freeze-thaw resistance of FRC materials, *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, proceedings du 4e Symposium International de la RILEM, Sheffield, pp.838-850.
- Lawrence P.** (1972), Some theoretical considerations of fibre pull-out from an elastic matrix, *Journal of Materials Science*, vol. 7, n°1, pp. 1-7.
- Le Maou F.** (1994), *Projet de mode opératoire de l'essai de traction uniaxiale*, Rapport Interne LCPC.
- Le Roy R.** (1986), Béton armé de fibres métalliques - Etude à la fatigue olygocyclique, Rapport interne ENS de Cachan - Sogea.
- Leonhardt F., Walther R.** (1962), *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbeton-balken*, D.A.f.S., Heft 151.
- Leonhardt F.** (1971), Effort tranchant et torsion en béton précontraint, Annales de l'ITBTP, supplément au n° 280, avril, série Béton précontraint n°73, pp. 1 -27.
- Li V. C., Stang H., Krenchel H.** (1993), Micromechanics of crack bridging in fibre-reinforced concrete, *Materials and Structures*, n°26, pp. 486 - 494.
- Lim T.Y., Paramasivam P., Lee S.L.** (1987a), An analytical model for tensile behaviour of steel fiber concrete, *ACI Materials Journal*, vol. 84, n°4, juillet-août, pp. 286-298.
- Lim, T. Y.,Paramasivam, P., Lee, S. L.** (1987b), Shear and moment capacity of reinforced steel fibre concrete beams, *Magazine of Concrete Research*, vol 39, n°140, pp. 148-160.
- Maidl, B., Dietrich, J.** (1992), Verification of serviceability for steel fibre reinforced concrete in tunnelling, *Structural Engineer International*, pp. 114-117.
- Mangat P.S., Gurusamy K.** (1987), Permissible crack widths in steel fibre reinforced marine concrete, *Materials and Structures*, vol. 20, pp. 338-347.
- Mansur M.A., Ong K.C.G., Paramasivam P.** (1986), Shear strength of fibrous concrete beams without stirrups, *Journal of Sc. Eng.*, vol. 112, n°9, septembre, pp. 2066-2079.
- McGregor G.** (1995), Steel fibre reinforced concrete in Australia, *FRC-95, Modern developments*, Banthia N. and Mindess S. (Eds.), Toronto, 26-29 mars, pp. 63 -76.
- Mindess S., Banthia N., Bentur A.** (1986), The response of reinforced concrete beams with a fibrous concrete matrix to impact loading, *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, n°8, pp. 165-170.
- Mindess S., Yan C.** (1993), Perforation of plain and fibre reinforced concretes subjected to low-velocity impact loading, *Cement and Concrete Research*, vol. 23, pp. 83-92.
- Mindess S., Chen L., Morgan D.R.** (1994), Determination of the first-crack strength and flexural toughness of steel fiber-reinforced concrete, *Advanced Cement Based Materials*, vol. 1, pp.201-208.
- Morgan D.R., Mowat D.N.** (1984), A comparative evaluation of plain, mesh and steel fiber reinforced shotcrete, *Fiber Reinforced Concrete*, ACI SP-81, pp. 307-324.

- Morris A.D., Garret G.C.** (1981), A comparative study of the static and fatigue behaviour of plain and steel fiber reinforced mortar in compression and direct tension, *International Journal of Cement Composites*, vol. 3, n°2, pp. 73-91.
- Mörsch E.** (1909), *Concrete steel construction*, traduction anglaise par E.P. Goodrich, New York, McGraw-Hill Book Company (traduction de la troisième édition de *Der Eisenbetonbau*, première édition en 1902).
- Moyson D.** (1994) Steel fibre reinforced concrete (SFRC) for tunnel linings: a technical approach, *International Congress on Tunneling and Ground Conditions*, Abdel Salam M.E. (ed.), Caire, pp. 673-679.
- Naaman A. E., Moavenzaden F., McGarry F.J.** (1974), Probabilistic analysis of fiber reinforced concrete, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, vol. 100, n°2, p.397-413.
- Naaman A.E.** (1984), Fiber reinforced concrete under dynamic loading, *Fiber reinforced Concrete*, International Symposium, ACI SP-81, pp. 169-186.
- Naaman A. E.** (1987), High performance fiber reinforced cement composites, *Proceedings IABSE symposium: Concrete Structures for the future*, Paris, vol.55, pp. 371-376.
- Naaman, A. E., Reinhardt, H.W., Fritz, C., Alwan, J.** (1993), Non-linear analysis of RC beams using a SIFCON matrix, *Materials and Structures*, 26, pp. 522-531.
- Narayanan M., Darwish I.Y.S.** (1987), Use of steel fibers as shear reinforcement, *ACI Structural Journal*, mai-juin, pp. 216-226.
- Narayanan R., Darwish I.Y.S.** (1987), Punching shear tests on steel fiber reinforced micro-concrete slabs, *Magazine of Concrete Research*, vol. 39, n°138, pp. 42-50.
- Neville A. M.** (1981), *Properties of concrete*, Eds Pitman, Londres.
- NF P 18 408** (1981), *Norme d'essai mécanique sur les bétons. Essai de fendage*, AFNOR.
- NF P 18 409** (1993), *Béton avec fibres métalliques. Essai de flexion*, AFNOR.
- Nogues M.** (1992), *Etude de propriétés mécaniques de différents bétons de fibres*, mémoire de DEA de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Nürnberggerova T., Babal B.** (1992), Long term behaviour of plain and steel fibre reinforced concrete rings, *Materials and Structures*, vol. 25, pp. 412-416.
- Otter D., Naaman A.E.** (1986), Steel fibre reinforced concrete under static and cyclic compressive loading, *FRC-86*, Developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete, RILEM Symposium, Sheffield, vol. 1, section 3.
- Paillère A.M., Buil M., Serrano J.J.** (1987a), Bétons à très hautes performances par optimisation de l'emploi de fluidifiants et de fibres d'acier, *Proceedings du Congrès AIPC*, Paris.
- Paillère A.M., Serrano J.J., Godart B.** (1987b), Contribution des fibres métalliques à l'amélioration du comportement des structures en béton, *Congrès RILEM*.
- Paillère A. M. et coll.** (1993), Le béton de fibres métalliques: état actuel des connaissances, *Annales de l'ITBTP*, n°515, série béton 302, juillet-août, pp. 39-68.

- Pech R., Schacher B.** (1992), Fibre reinforced concrete containers: from concept to manufacturing, *Fibre Reinforced Cement and Concrete*, proceedings du 4e Symposium International de la RILEM, Sheffield, pp. 713-722.
- Ramakrishnan V., Oberling G., Tatnall P.** (1987), Flexural fatigue strength of steel fiber reinforced concrete, *Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications*, ACI SP-105, pp.225-246
- Razani M., Muria D., Hamelin P.** (1988), Comportement au choc de structures en béton de fibres, *Conférence Internationale Mesures et essais en Génie Civil*, Villeurbanne, pp. 321-337.
- Reinhardt H.W., Körmeling H.A., Zielinski A.J.** (1986), The split Hopkinson bar, a versatile tool for the impact testing of concrete, *Matériaux et Constructions*, vol. 19, n°109, pp. 55-63.
- Richard P., Cheyrezy M.** (1994), Propriétés du béton de poudres réactives (BPR) et exemple d'application, *Journées des Sciences de l'Ingénieur du réseau des LPC*, Giens, pp. 105-112.
- Richer S.** (1985), *Résolution des problèmes de contact entre solides élastiques par la méthode des éléments finis*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Ringot J.-F., Delahousse H., Casanova P.** (1994), Fibres ou cadres, il faut trancher !, film vidéo réalisé par la cellule Audiovisuel du LCPC.
- Ritter W.** (1899), Die Bauweise Hennebique, *Schweizerische Bauzeitung*, 33, n°7, pp. 59-61.
- Robinson J.R.** (1962), *Cours de béton armé*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Robinson J.R., Demorieux J.-M.** (1968), *Essais de traction-compression sur des modèles d'âmes de poutres en béton armé*, compte rendu partiel, IRABA, Paris.
- Robinson J.R., Demorieux J.-M.** (1976), Essais de poutres en double T en béton armé, *Annales de l'ITBTP*, N° 335, série Béton 153, pp. 67 - 91.
- Romualdi J.P., Batson G.B.** (1963), Mechanics of crack arrest in concrete, *Journal of Engineering Mechanics Division*, vol. 89, EM 3, juin, pp. 147-168.
- Romualdi J.P., Mandel J.A.** (1964), Tensile strength of concrete affected by uniformly distributed closely spaced short lengths of wire reinforcement, *ACI Journal*, Proceedings vol. 61, n°6, juin, pp. 657-671.
- Rossi P., Acker P., Malier Y.** (1987a), Effect of steel fibres at two different stages: the material and the structure, *Materials and Structures*, vol. 20, pp. 436-439.
- Rossi P., Richer S.** (1987b), Numerical modelling of concrete cracking based on a stochastic approach, *Materials and Structures*, 20, pp. 334 - 337.
- Rossi P.** (1988), *Fissuration du béton : du matériau à la structure*, Rapport LPC n°150.
- Rossi P., Harrouche N., Belloc A.** (1989a), Méthode de composition des bétons de fibres métalliques, *Annales de l'ITBTP*, n°475, série béton 266, pp. 38 - 43.
- Rossi P., Harrouche N., Le Maou F.** (1989b), Comportement mécanique des bétons de fibres métalliques utilisés dans les structures en béton armé et précontraint, *Annales de l'ITBTP*, n°479 bis, série matériaux 73, décembre, pp. 166 - 183.

- Rossi P.** (1991), Formulation et comportement mécanique des bétons de fibres métalliques, *Annales de l'ITBTP*, n°492, série béton 279, mars-avril, pp. 90-107.
- Rossi P., Wu X.** (1992), Probabilistic model for material behaviour analysis and appraisalment of concrete structures, *Magazine of Concrete Research*, vol. 44, n°161, pp. 271 -280.
- Rossi P.** (1994a), Comportement mécanique des bétons de fibres métalliques sous chargements monotones: rôle des fibres à différentes échelles, *Les Bétons Renforcés de Fibres Métalliques*, Colloque Francophone, Buyle-Bodin F., Granju J.L., Pigeon M. (Eds), Béthune, France, pp. 149-154.
- Rossi P., Van Mier J.G.M., Toutlemonde F., Le Maou F., Boulay C.** (1994b), Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension, *Materials and Structures*, n°27, pp. 260-264.
- Rossi P., Wu X.** (1994c), Comportement en compression du béton - Mécanismes physiques et modélisation, *Bulletin de Liaison des LPC*, n°189, pp. 89 -94.
- Rossi P, Wu X., Le Maou F., Belloc A.** (1994d), Scale effect on concrete in tension, *Materials and Structures*, vol 27, pp. 437-444.
- Rossi P., Renwez S., Belloc A.** (1995a), Les bétons fibrés à ultra-hautes performances, *Bulletin de Liaison des LPC*, n°196, mars - avril, pp. 61-66.
- Rossi P., Casanova P., Renwez S.** (1995b), Les bétons de fibres à hautes performances: des matériaux d'avenir ?, *Bulletin de Liaison des LPC*, n°197, mai-juin, pp. 19-23.
- Sakai K., Ochi T., Kitoh M.** (1995), Applications of steel fiber reinforced concrete in Japan, *FRC-95, Modern developments*, Banthia N. and Mindess S. (Eds.), Toronto, pp. 51 - 62.
- Sakai M., Nakamura N.** (1986), Analysis of flexural behaviour of steel fibre reinforced concrete, *FRC 86*, Rilem symposium, Swamy R.N., Wagstaffe R.L., Oakley D.R. (Eds.).
- Sarvaranta L., Mikkola E.** (1994), Fibre mortar composites under fire conditions: effects of ageing and moisture content of specimens, *Materials and Structures*, vol. 27, pp.532-538.
- Schneider D., Casanova P., Rossi P.** (1994), Application du calcul à la rupture à une dalle carrée en béton de fibres métalliques sollicitée en flexion, *Annales de l'ITBTP*, n°528, série théories et méthodes de calcul 350, pp. 62 - 79.
- Sellier A., Mebarki A.** (1993), Evaluation de la probabilité d'occurrence d'un événement rare par l'utilisation d'un tirage d'importance conditionné, *Annales des Ponts et Chaussées*, 3e trim, pp. 3-23.
- Sercombe J.** (1995), *La modélisation du comportement au choc des bétons. Application au calcul des conteneurs à haute intégrité*, Rapport d'avancement LCPC - CEA.
- Serna Ros P.** (1984), *Etude de la contribution des fibres métalliques à l'amélioration du comportement du béton au cisaillement*, Thèse de docteur ingénieur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Sharma A.K.** (1986), Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams, *ACI Journal*, juillet-août, pp. 624-628.
- Sood V., Gupta S.** (1987), Behavior of steel fibrous concrete beam-column connections, *Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications*, ACI SP-105, pp. 437-474

- Soroushian P., Bayasi Z.** (1987), Prediction of the tensile strength of fiber reinforced concrete: a critique of the composite material concept, *Fiber Reinforced Concrete, Properties and applications*, ACI, SP-105, pp. 71-84.
- Soroushian P., Lee C.D.** (1990a), Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete, *ACI Materials Journal*, vol. 87, n°5, sept. - oct., pp. 433 - 439.
- Soroushian P., Lee C.D.** (1990b), Tensile strength of steel fiber reinforced concrete: correlation with some measures of fiber spacing, *ACI Materials Journal*, vol. 87, n°6, nov. - dec., pp. 541 - 546.
- Stang H.** (1991), Evaluation of properties of cementitious fiber composite materials, *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*, RILEM/ACI Workshop, Mainz, pp. 388-406.
- Swamy R. N., Mangat P. S.**, (1974a), Compactibility of steel fibre reinforced concrete, *Concrete*, vol. 8, n°5, mai, pp. 34-35.
- Swamy R. N., Mangat P. S.**, (1974b), Influence of fiber geometry on the properties of steel fiber reinforced concrete, *Cement and Concrete Research*, vol. 4, n° 3, pp. 451 - 465.
- Swamy R. N.** (1975), Fiber reinforcement of cement and concrete, *Matériaux et Constructions*, n°45, mai - juin, pp. 235-254.
- Swamy R.N., Stravides H.** (1979), Influence of fiber reinforcement on restrained shrinkage and cracking, *ACI Journal*, vol. 73, n°3, mars, pp. 443-460.
- Swamy R.N., Bahia H.M.** (1985), The effectiveness of steel fibres as shear reinforcement, *Concrete International*, mars, pp. 35-40.
- Swamy R.N., Jones R., Chiam T.** (1987), Shear transfer in steel fiber reinforced concrete, in *Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications*, SP 105-29, Shah S.P., Batson G.B. (Eds.), pp. 565-592.
- Swamy R.N., Jones R., Chiam A.T.P.** (1993), Influence of steel fibres on the shear resistance of lightweight concrete I-beams, *ACI Structural Journal*, vol 90, n°1, pp. 103 - 114.
- Tan K.H., Mansur M.A.** (1990), Shear transfer in reinforced fiber concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 2, n°4, nov., pp. 202-214.
- Tan K.H., Murugappan K., Paramasivam P.** (1993), Shear behavior of steel fiber reinforced concrete beams, *ACI Structural Journal*, jan., pp. 3-11.
- Tang J., Hu C., Yang K., Yan Y.** (1992), Seismic behaviour and shear strength of framed joint using steel-fiber reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering*, vol. 118, n°2, février, pp. 341-358.
- Tomaszewicz A.** (1988), *Fiber reinforced mortar and concrete - Sub project 2.1, phase - Shear tests on concrete beams reinforced with steel fibers*, FCB, report n° STF65 A88067, sept., Trondheim, Norvège.
- Torrenti J.M., Desrues J., Benaija E.H., Boulay C.** (1991), Stereophotogrammetric visualisation of strain localisation in concrete under compression, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 177, n°7.

- Toutlemonde F.** (1995), *Résistance au choc des structures en béton*, publication du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 346 p.
- Ulm F.** (1994), *Modélisation élastoplastique avec endommagement du béton de structures*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Valade T.** (1987), *Comportements de bétons armés de fibres métalliques*, Mémoire de recherche, ENS de Cachan.
- Valle M., Büyüköztürk O.** (1993), Behavior of fiber reinforced high-strength concrete under direct shear, *ACI Materials Journal*, vol. 90, n°2, mars-avril, pp. 122-133.
- Van Mier J.G.M., Nooru-Mohamed M.B., Timmers G.** (1991), An experimental study of shear fracture and aggregate interlock in cement based composites, *Heron*, vol. 36, n°4, 104 p.
- Vandewalle M.** (1990), *Tunneling the world*, Bekaert S.A., 229 p.
- Vecchio F. J., Collins M. P.** (1988), Predicting the response of reinforced concrete beams subjected to shear using modified compression field theory, *ACI Structural Journal*, vol. 85, n°3, pp. 258 -268.
- Vervuurt A., Van Mier J.G.M.** (1994), Fundamental fracture mechanisms in concrete and sandstone: effect of specimen boundary rotations, *Brittle Matrix Composites 4*, Varsovie, sept., pp. 97-106.
- Vincent M.** (1990), *Développement de bétons renforcés de fibres pour des fondations profondes*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris.
- Wallis S.** (1994), Heathrow baggage-handling tunnel, *World tunneling*, oct., pp. 319 - 323.
- Walraven J., Pat T., Markov I.** (1986), The punching shear resistance of fibre reinforced concrete slabs, *FRC-86*, development in fiber reinforced cement and concrete, RILEM Symposium, Sheffield, vol. 2, section 8.
- Walther R., Miehlat M.** (1990), *Dimensionnement des structures en béton*, traité de Génie Civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse.
- Willam K. J., Warnke E. P.** (1975), Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete, *IABSE 19*, Proceedings, Bergamo, Italie, article III-1.
- Winer A., Malhotra V.M.** (1975), Reinforcement of concrete by asbestos fibres, *RILEM Symposium on Fibre Reinforced Cement and Concrete*, Waterford, Angl., sept., pp. 577-581.
- Wright, P.J.F.** (1975), The effects of the method of test on the flexural strength of concrete, *Magazine of Concrete Research*, vol 4, n°11, pp. 67-76.
- Wu G., Jones M.** (1987), Navy experience with steel fiber reinforced concrete airfield pavement, *Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications*, ACI SP-105, pp. 403-418.
- Wu X.** (1991), *Modélisation numérique de la fissuration du béton à partir d'une approche probabiliste*, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Yin W.S., Su E.C.M., Mansur M.A.** (1989), Biaxial tests of plain and fiber concrete, *ACI Materials Journal*, vol. 86, n°3, mai-juin.
- Zahn Z.** (1991), *Contribution au dimensionnement des pieux en béton de fibres*, thèse de doctorat de l'Université d'Orléans.

# annexe 1

## Composition des bétons

Sauf précision contraire, le superplastifiant utilisé est du Chryso-superplast THP et les compositions sont données en extrait sec.

Silico-calcaires 5-25 (kg/m <sup>3</sup> )	Sable 0-5 (kg/m <sup>3</sup> )	Ciment CPA55 (kg/m <sup>3</sup> )	Eau (kg/m <sup>3</sup> )	Fibres (kg/m <sup>3</sup> )	Rc moyenne à 28 j (MPa, 6 épr.)
1043	806	320	190	40	40

### Composition du béton B35BE40L.

Silico-calcaires 5-25 (kg/m <sup>3</sup> )	Sable 0-5 (kg/m <sup>3</sup> )	Ciment CPJ45 (kg/m <sup>3</sup> )	Eau (kg/m <sup>3</sup> )	Fibres (kg/m <sup>3</sup> )	Rc moyenne à 28 j (MPa)
1043	806	320	190	30 , 40 ou 50	27,5

### Composition des bétons B25BE40L - BE50L - TW30 - TW50.

Gravier 5-16 roulé de Moselle	Sable 0-5 de Moselle	Ciment CPJ 45	Eau	Sikament FF86	Fibres	Rc moyenne à 28 j (MPa, 6 épr.)
1086	652	408	204	0,8	30	40

### Composition du béton B35FF30 en kg/m<sup>3</sup>.

Silico-calcaire de Seine 4-12,5	Sable de seine 0-4	Ciment CPJ 45	Eau	Super- plastifiant	Fibres	Rc moyenne à 28j (MPa, 6 épr.)
777	1012	400	176	5	100	40

### Composition des bétons B35BE100C et BE100L (en kg/m<sup>3</sup>).

Silico-calcaire de Seine 4-12,5	Sable de seine 0-4	Ciment CPJ 45	Eau	Super- plastifiant	Rc moyenne à 28j (MPa, 6 épr.)
1080	728	351	174	3,1	38

### Composition du béton B35 (en kg/m<sup>3</sup>).

Gravillons du boulonnais 4-10	Sable du boulonnais 0-5	Sable de seine 0-4	Ciment CPA HP PM CP2 de St Vigor	Fumée de silice de Laudun	Eau	Super-plastifiant	Fibres
765	497	497	430	43	170	10,6	100

**Composition du béton B80BE100C (en kg/m3).**

Gravillons du boulonnais 4-10	Sable du boulonnais 0-5	Sable de seine 0-4	Ciment CPA HP PM CP2 de St Vigor	Fumée de silice de Laudun	Eau	Super-plastifiant	Rc moy. à 28j (MPa)
985	412	412	430	43	160	10	90

**Composition du béton B80 (en kg/m3).**

# annexe 2

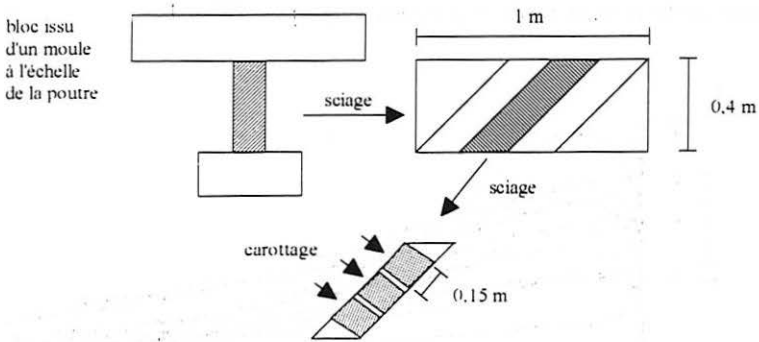
## Résultats expérimentaux de caractérisation en traction

On présente, dans cette annexe, les principaux résultats expérimentaux de traction uniaxiale, sur éprouvettes entaillées, utilisés dans ce document.

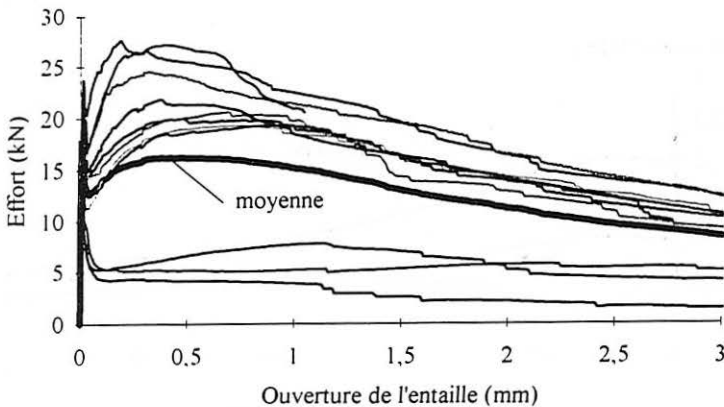
### Béton BE100L : éprouvettes prélevées à 45 °

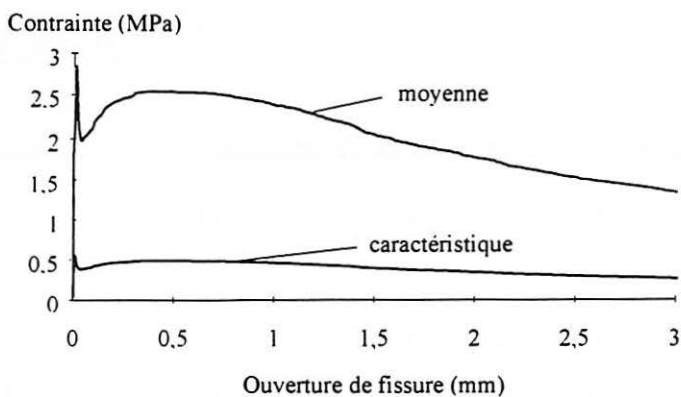
Diamètre 150 mm, hauteur 120 mm, entaille 30 mm (épaisseur 2 mm)

#### Mode de prélèvement :



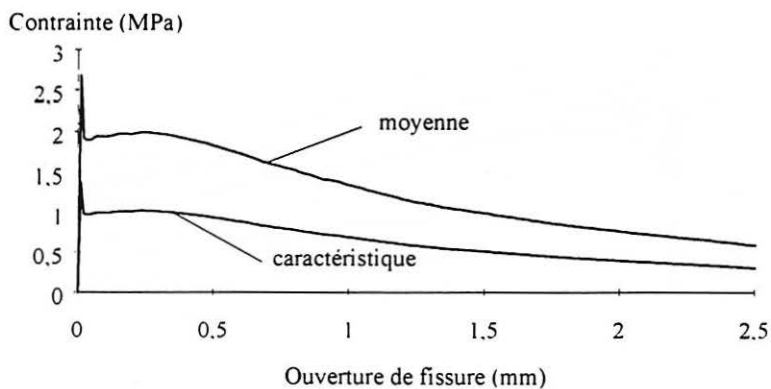
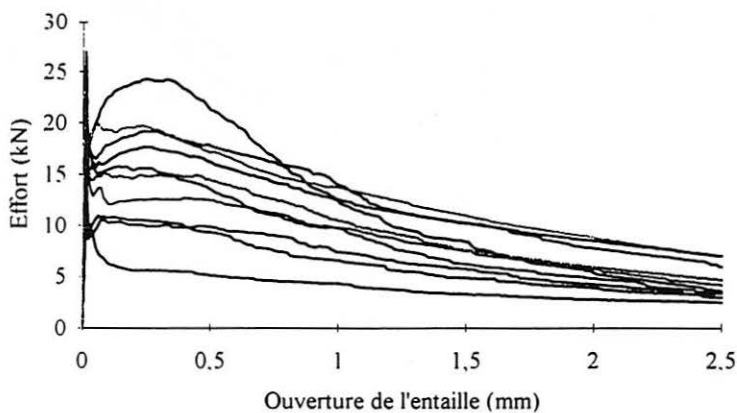
#### Résultats expérimentaux :





**Béton BE100C** : éprouvettes carottées à 45°

Même géométrie et même mode de prélèvement que pour BE100L.

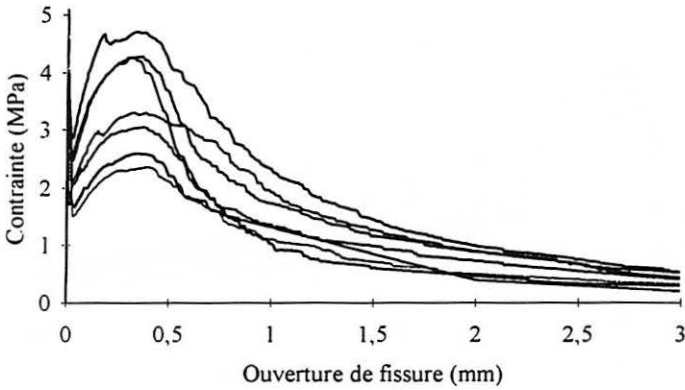
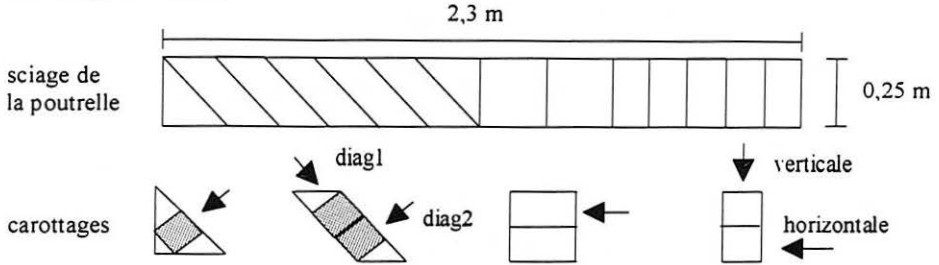


## Béton B80BE100C

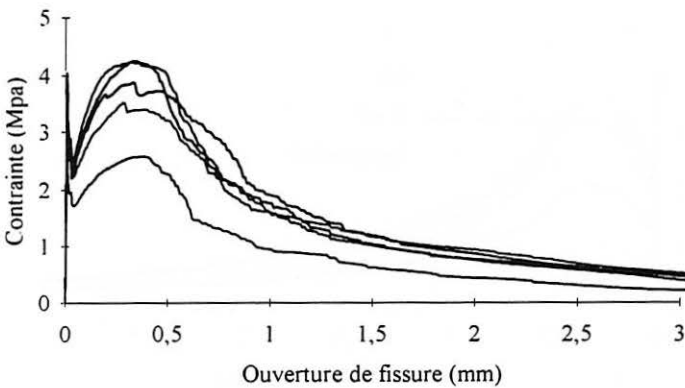
### Dimensions des éprouvettes :

Diamètre 120 mm, hauteur 120 ou 100 mm, entaille 20 mm (épaisseur 2 mm).

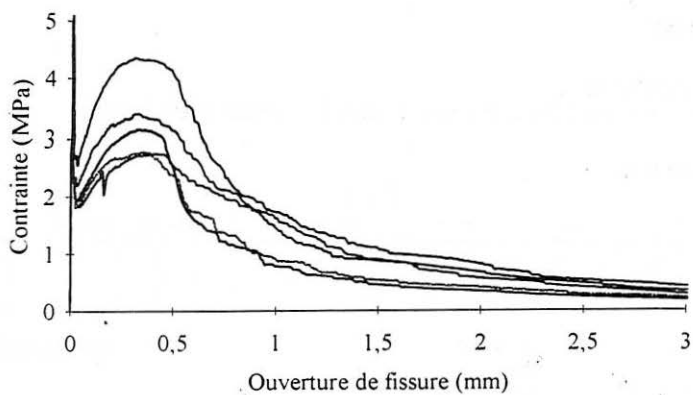
### Mode de prélèvement :



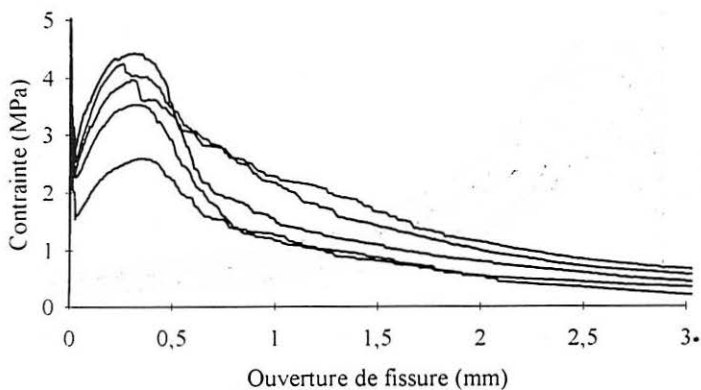
Epreuves diag1



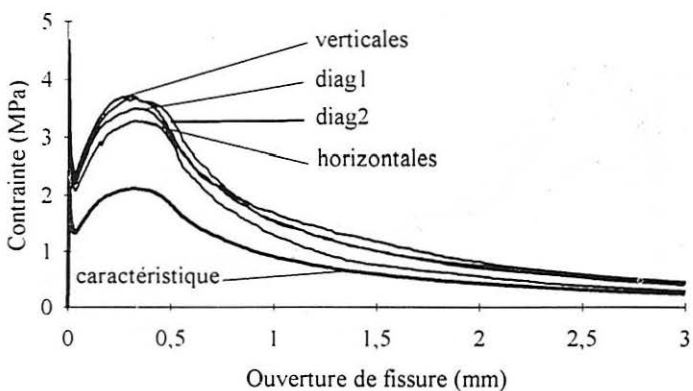
Epreuves diag2.



**Eprouvettes horizontales.**



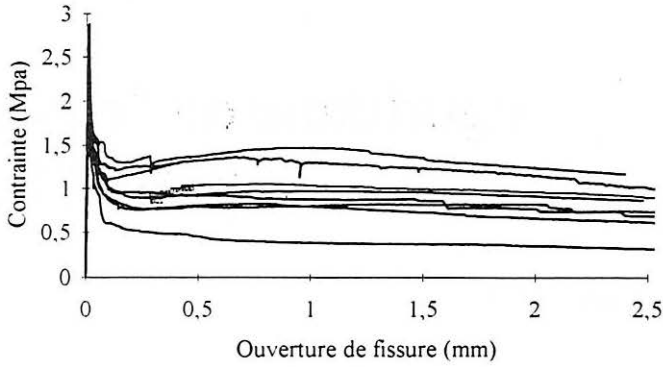
**Eprouvettes verticales.**



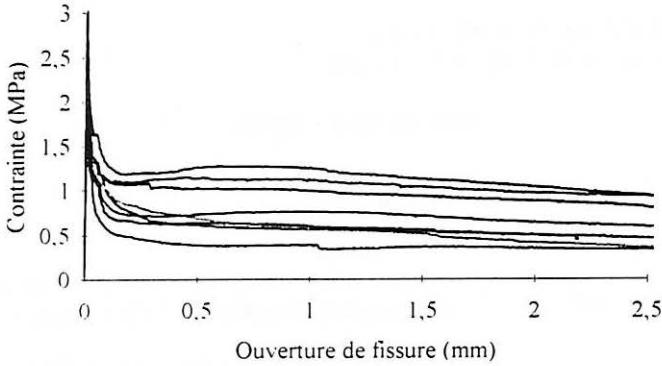
**Comparaison des diagrammes moyens, et diagramme caractéristique global**

### Béton B35BE40L : étude de l'effet d'échelle

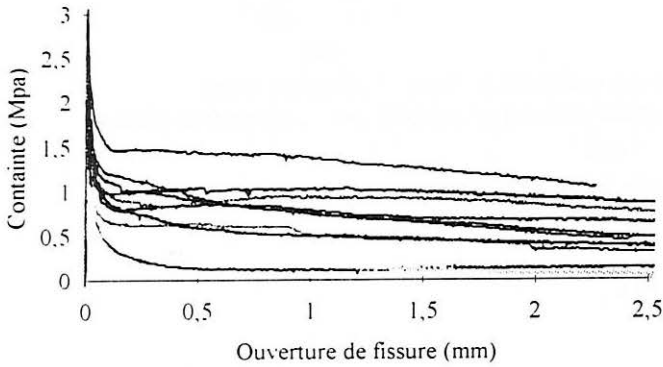
Les essais sont décrits au chapitre 2 (prélèvements fig. 2.10)



**Diamètre 150 mm.**



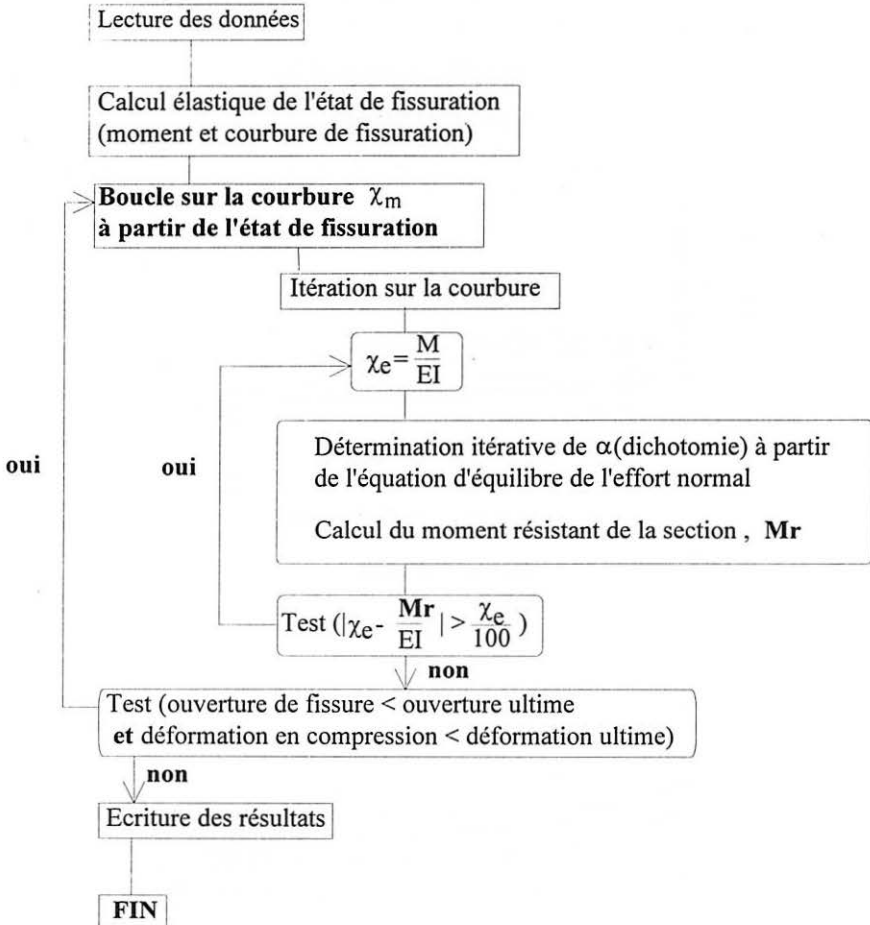
**Diamètre 120 mm.**



**Diamètre 74 mm.**

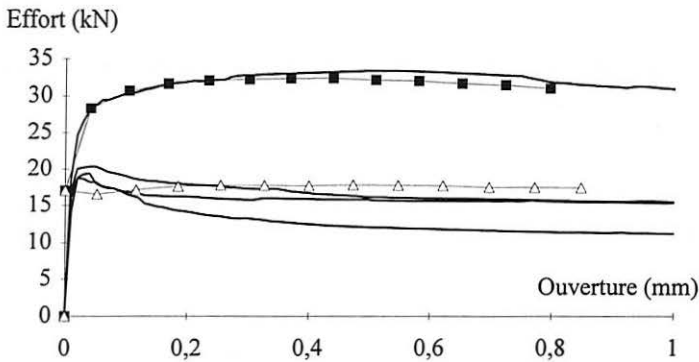
# annexe 3

## Algorithme du "noyau" de FLEXFIBRES

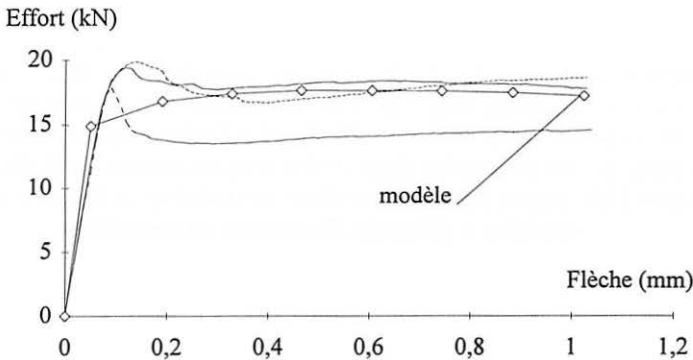


## annexe 4

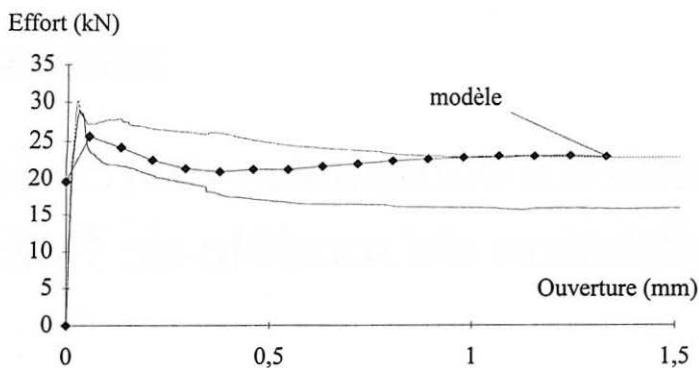
# Résultats complémentaires de la validation du modèle de flexion



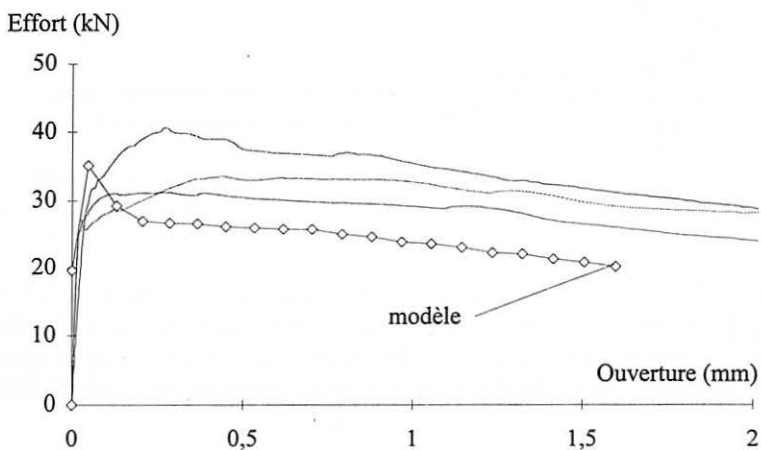
Béton B25BE40L2, prismes 14 x 14 x 56 cm, entaillés de 1 cm dans la section centrale, soumis à une flexion 4 points (fig. 3.7). Essais en trait continu, modèle avec symboles. La courbe supérieure correspond à un nombre anormalement élevé dans la section et a été modélisée en utilisant le diagramme maximum obtenu lors des essais de traction correspondants.



Béton B25BE50L, prismes 16 x 16 x 100 cm soumis à une flexion 4 points (fig 3.7).



Béton B25TW30, prismes 14 x 14 x 56 cm soumis à une flexion 4 points (fig. 3.7).



Béton B25TW50, prismes 14 x 14 x 56 cm soumis à une flexion 4 points. L' écart entre le modèle et les essais s'explique directement par la différence du nombre moyen de fibres par  $m^2$  entre les sections fissurées en flexion (80 fibres /  $m^2$ ) et en traction (53 fibres /  $m^2$ ). Ceci est en partie dû au faible nombre d'éprouvettes essayées en traction (4). Cela souligne l'importance d'une analyse statistique, aussi bien en traction qu'en flexion, pour évaluer la dispersion et définir des diagrammes caractéristiques.

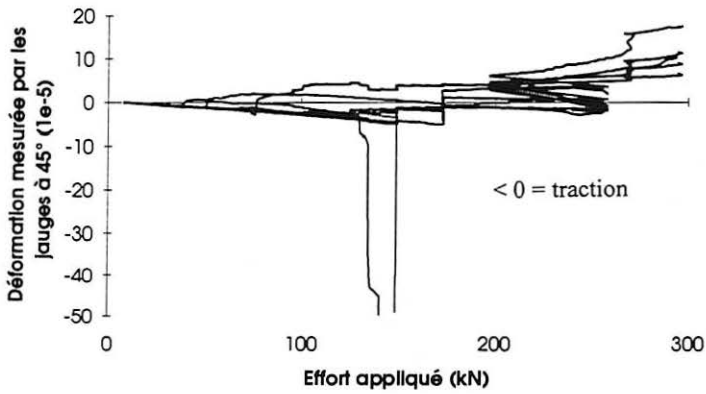
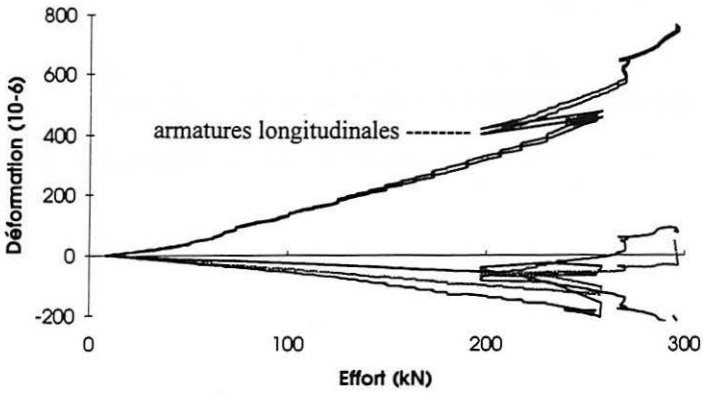
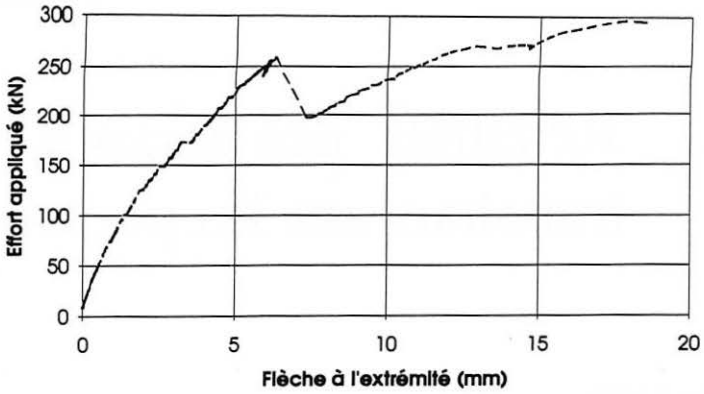
## annexe 5

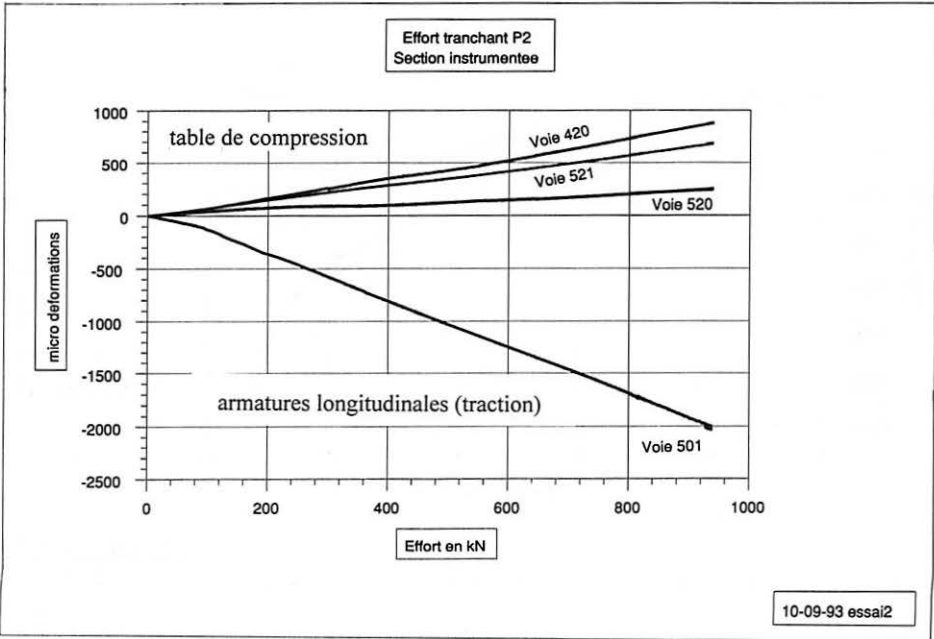
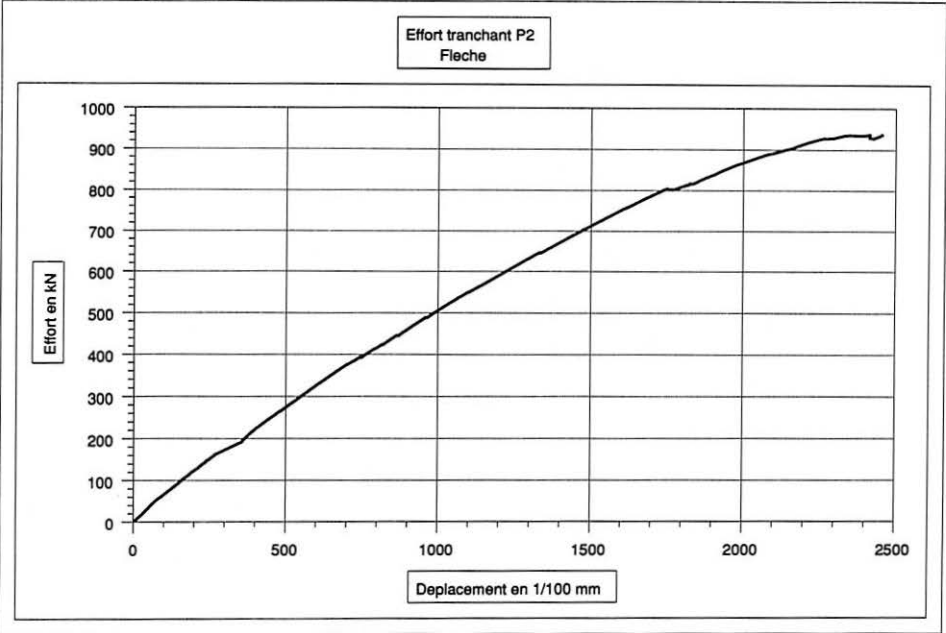
# Résultats des essais à l'effort tranchant sur les poutres en T

Pour chaque poutre :

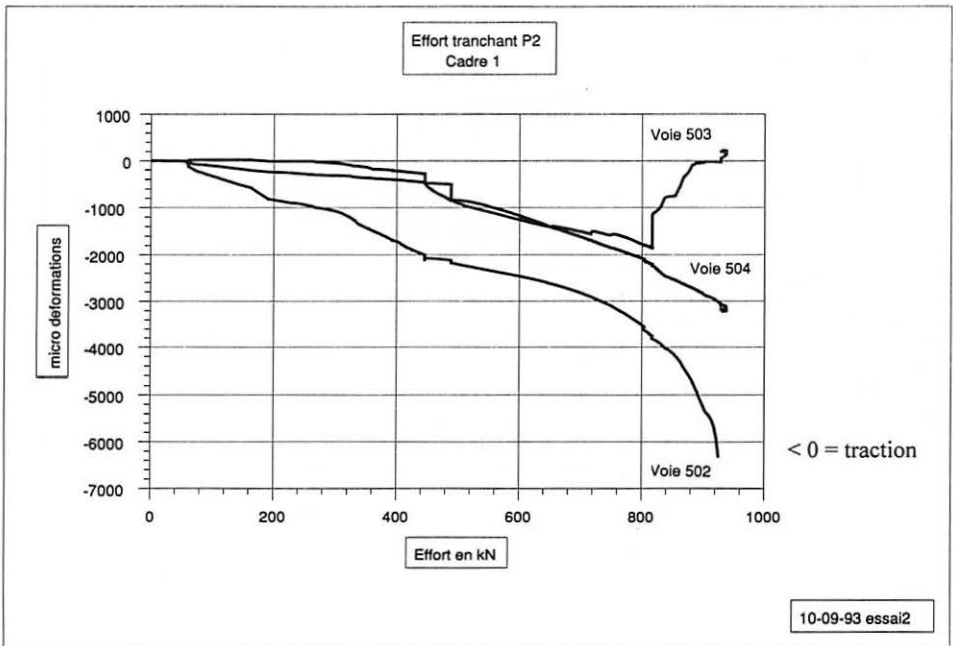
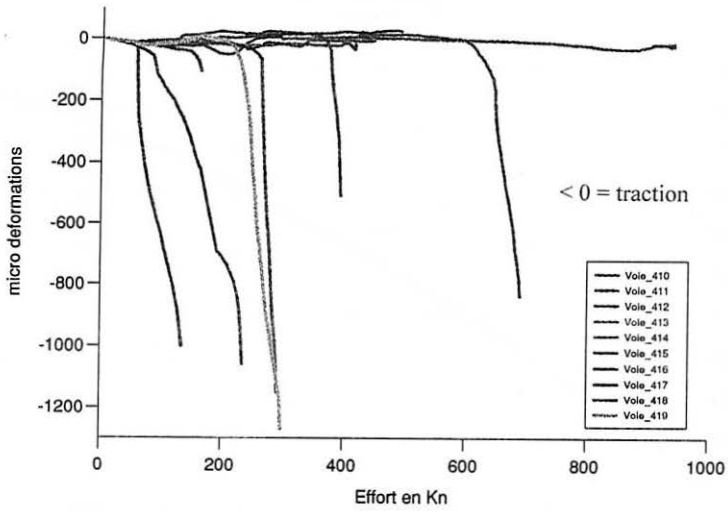
- diagramme effort - flèche,
- mesure des déformations dans la section proche de l'appui central (2 jauges sur les armatures longitudinales et 3 jauges dans la zone comprimée),
- mesure des déformations du béton de l'âme par l'intermédiaire de jauges collées en surface et inclinées à  $45^\circ$ ,
- mesure des déformations de certains cadres (dans le cas des poutres BA1 et BA2).

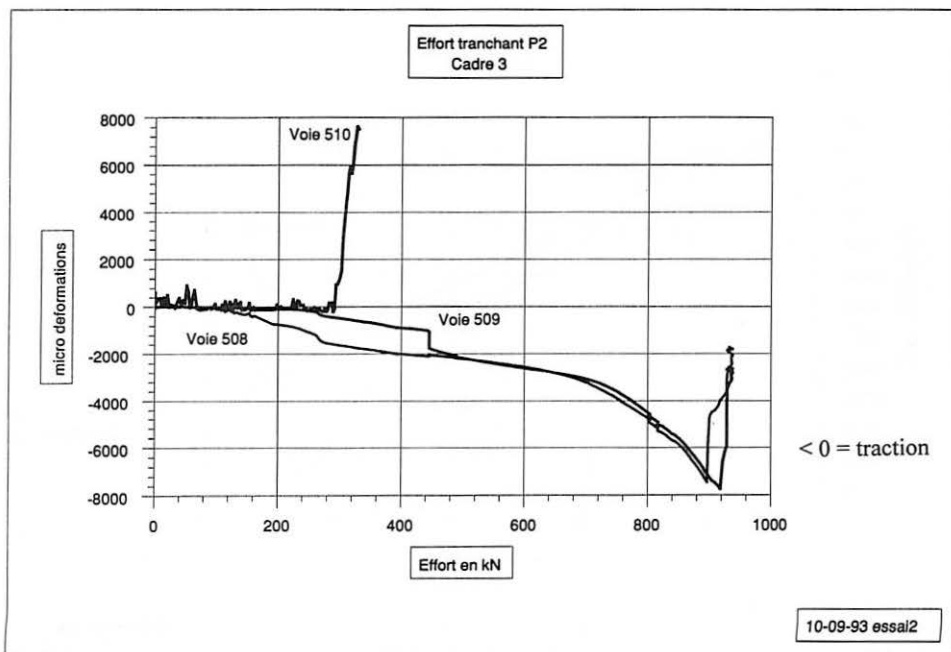
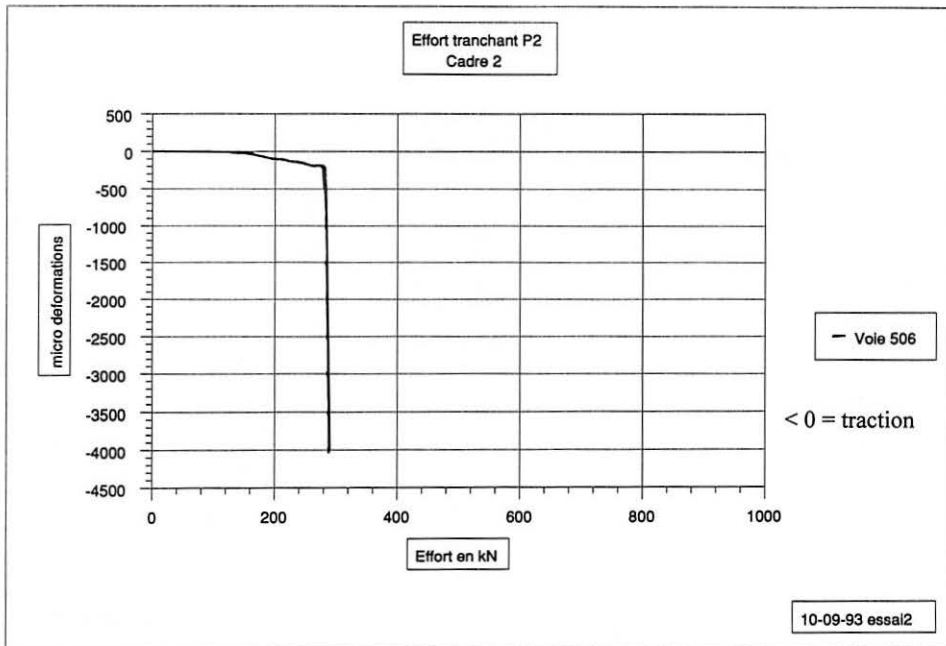
# POUTRE BS

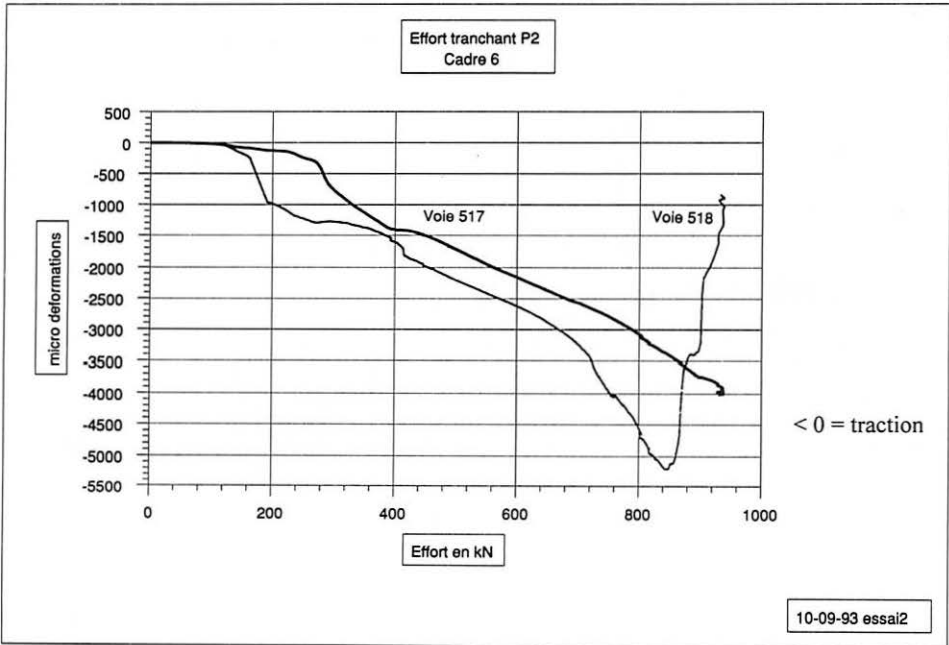
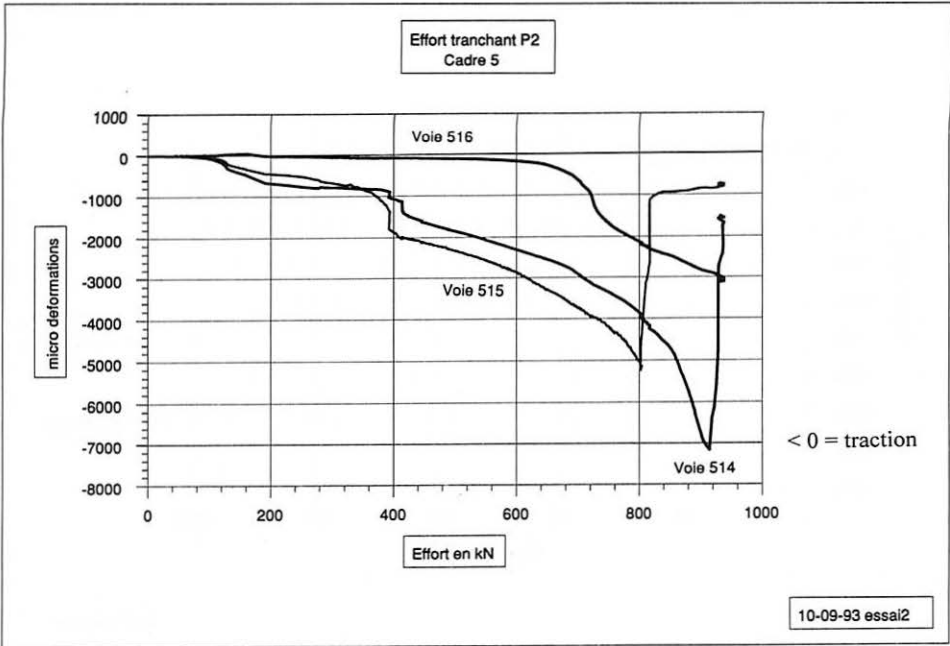


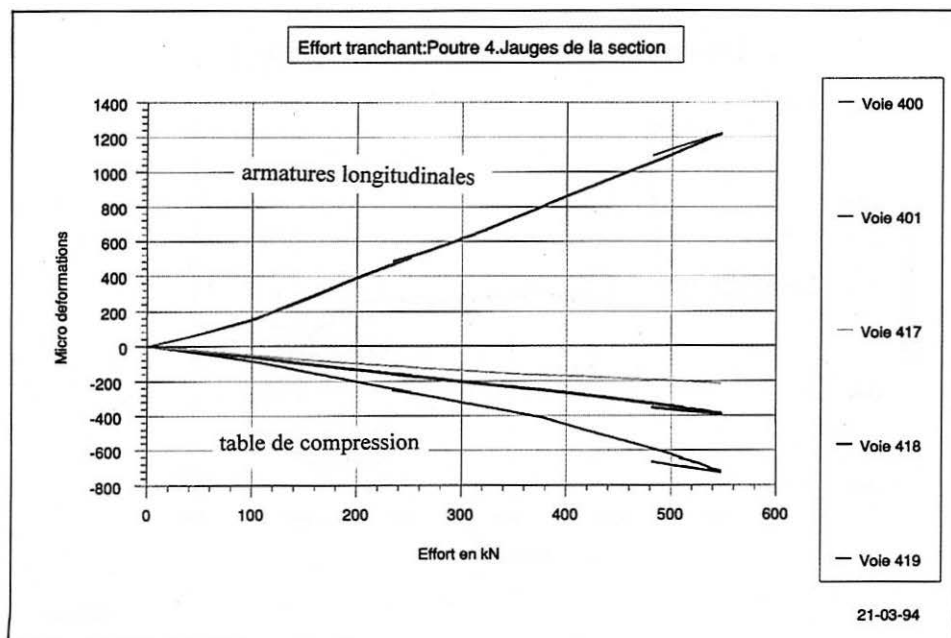
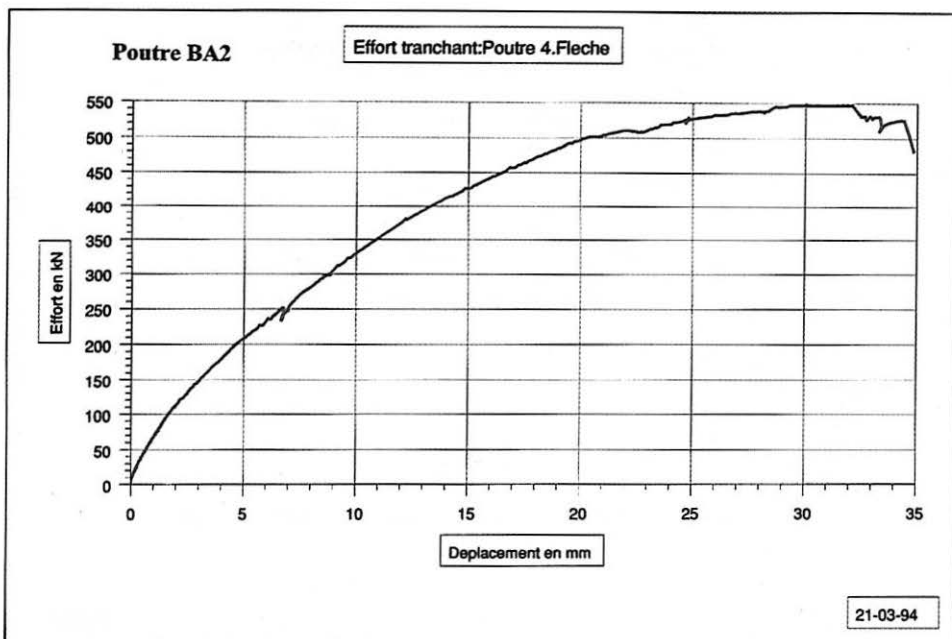


Effort tranchant. Jauges transversales

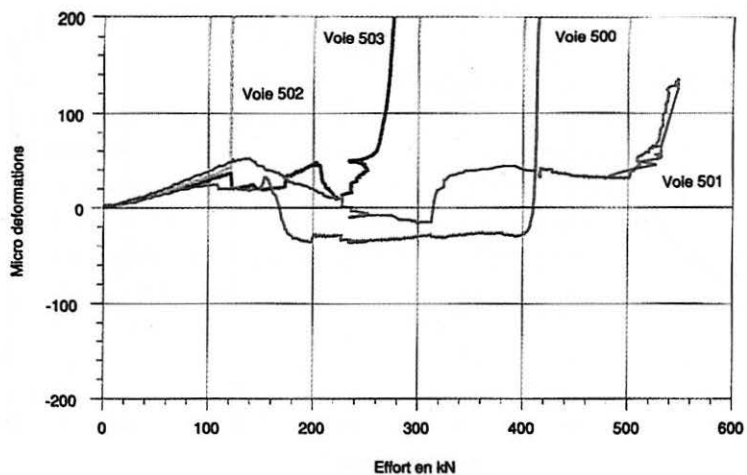






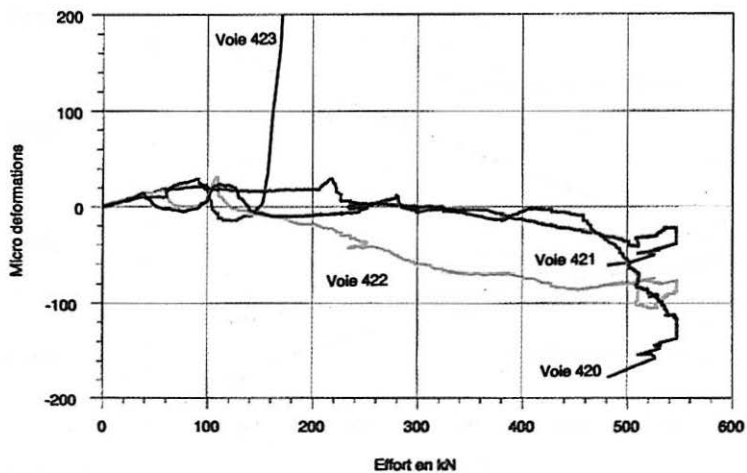


Effort tranchant: Poutre 4. Jauges transversales a 45 degres

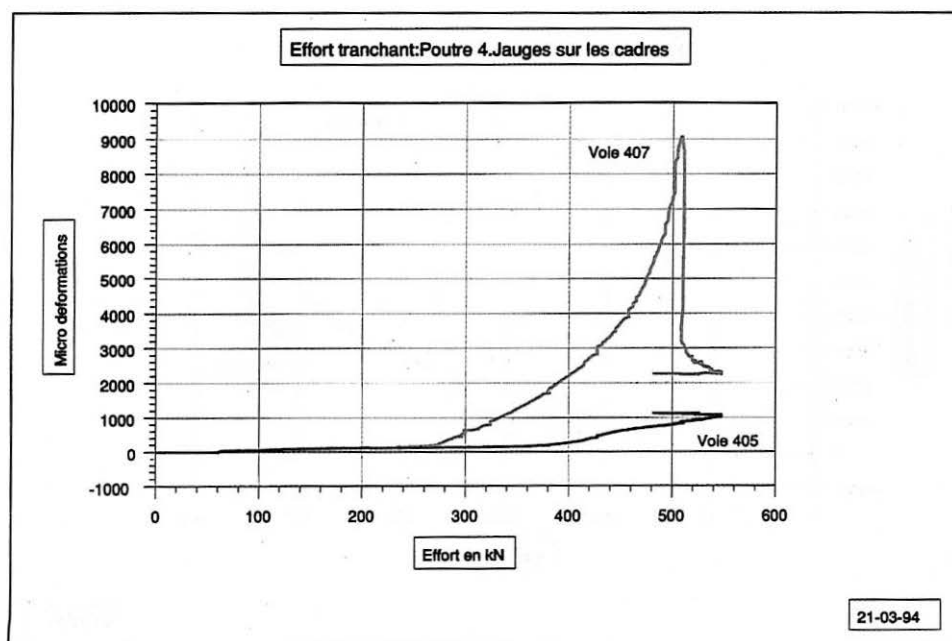
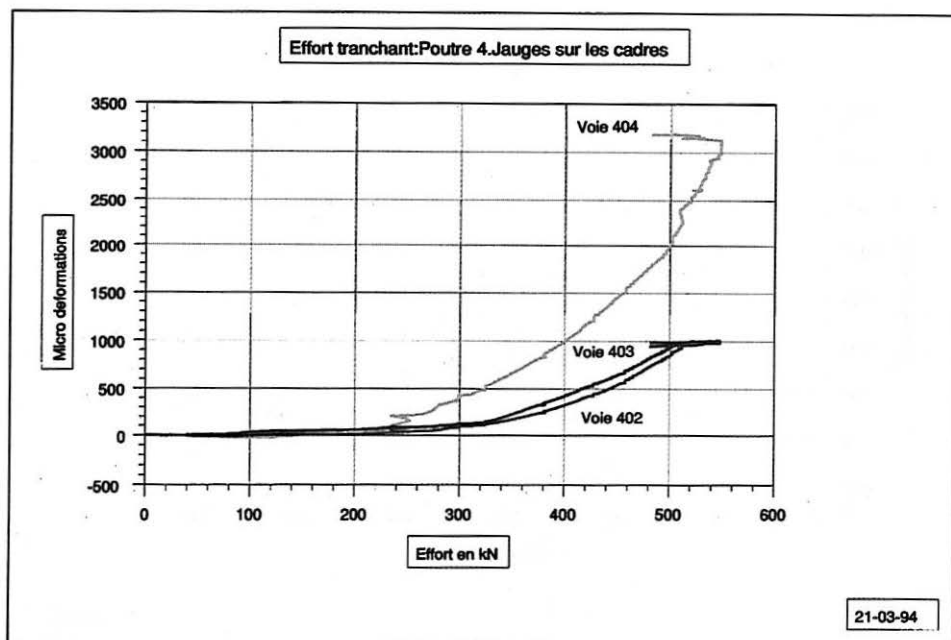


21-03-94

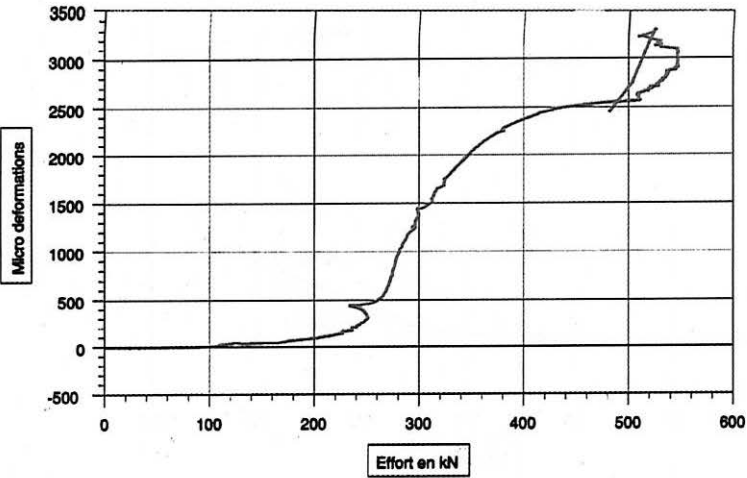
Effort tranchant: Poutre 4. Jauges transversales a 45 degres



21-03-94



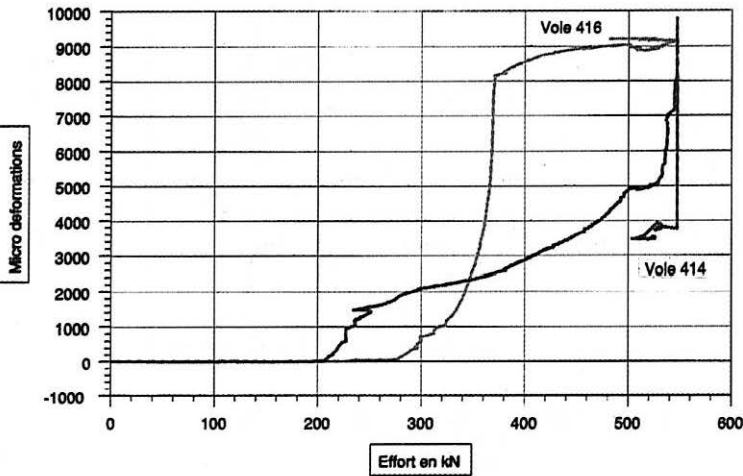
Effort tranchant: Poutre 4. Jauges sur les cadres



— Vole 409

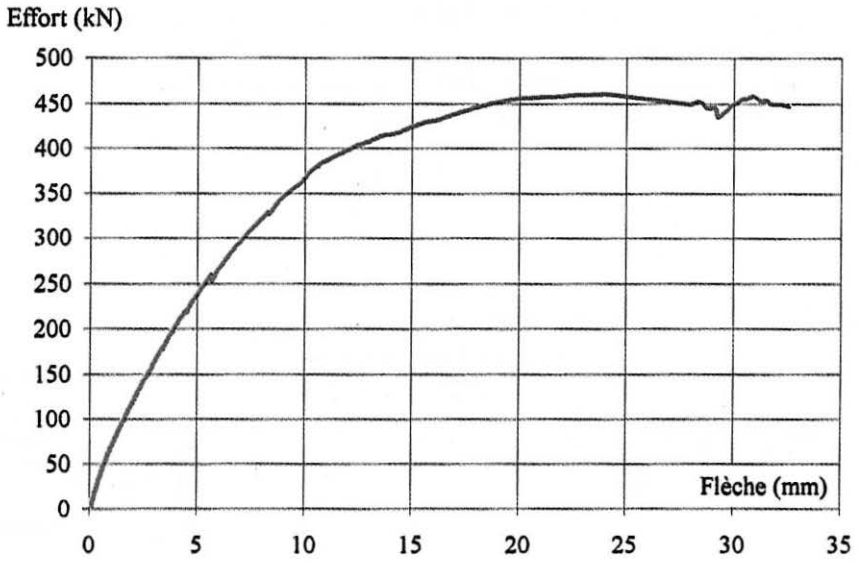
21-03-94

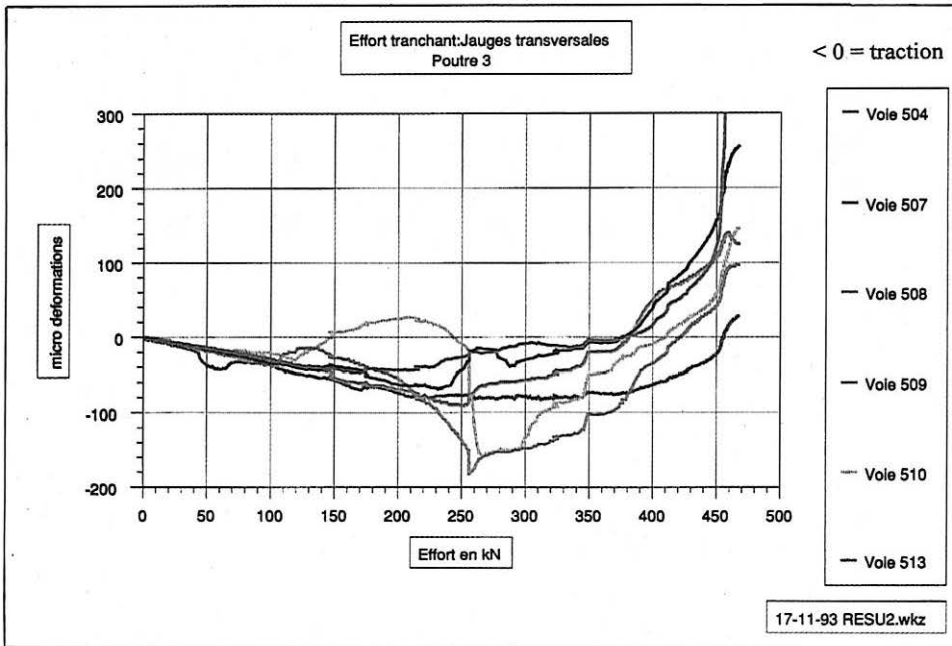
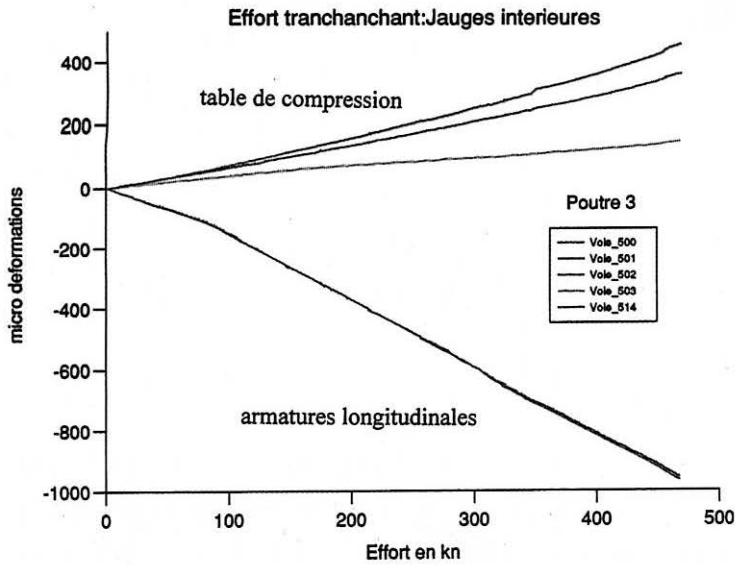
Effort tranchant: Poutre 4. Jauges sur les cadres



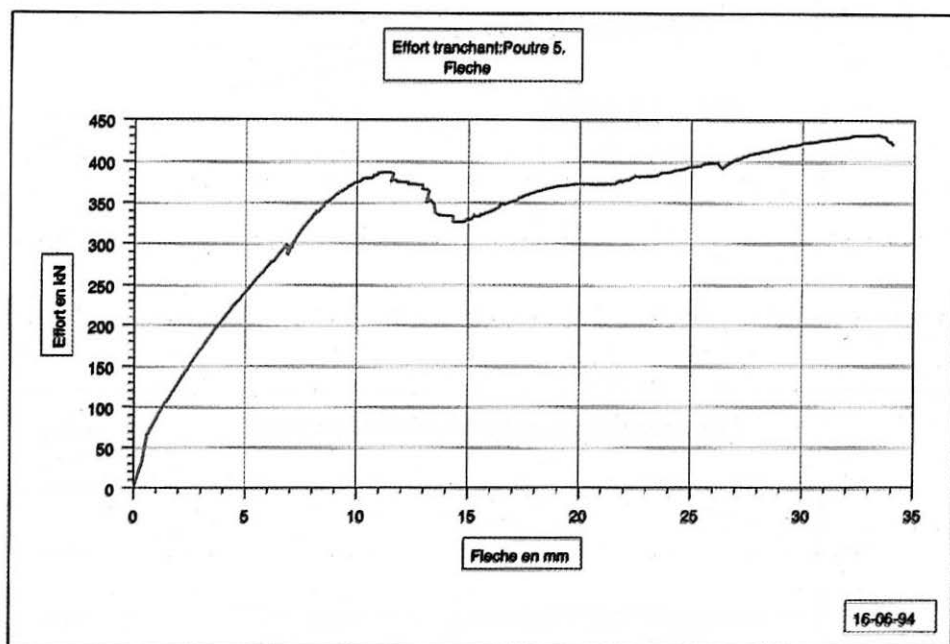
21-03-94

## Poutre BFM1

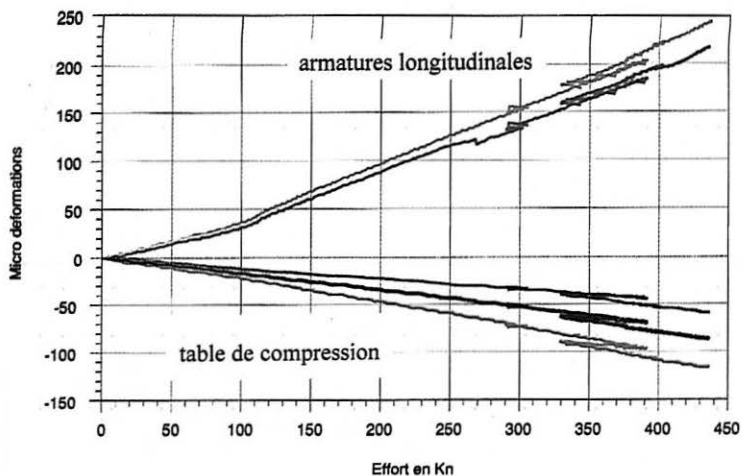




# Poutre BFM2

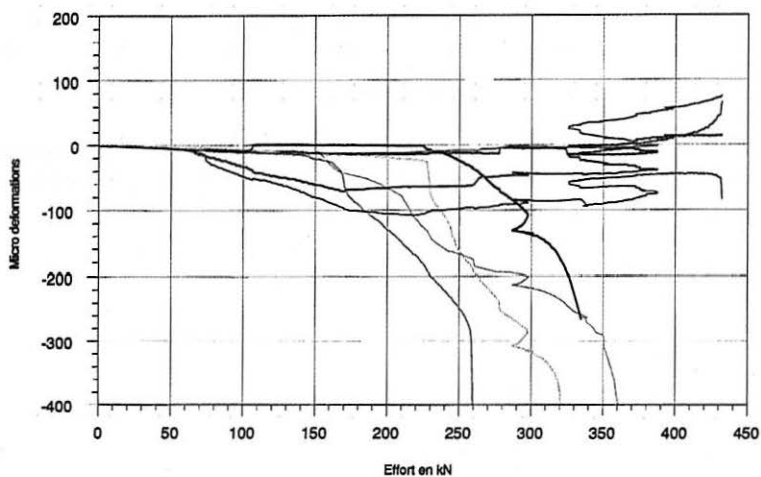


Effort tranchant: Poutre 5. Jauges de la section



16-06-94

Effort tranchant: Poutre 5. Jauges transversales a 45 degres



16-06-94

## annexe 6

# Exploitation des résultats d'essai de Swamy et al (1993)

Des essais ont été réalisés sur des poutres en T armées longitudinalement afin de mesurer l'apport des fibres relativement à du béton seul et d'étudier l'influence du taux de renforcement longitudinal et du rapport  $a/d$  (portée d'effort tranchant/hauteur utile) [Swamy 1993]. La géométrie de la section est schématisée fig. 1. La poutre, de 3 m de portée, est soumise à une flexion circulaire, l'essai étant piloté en effort.

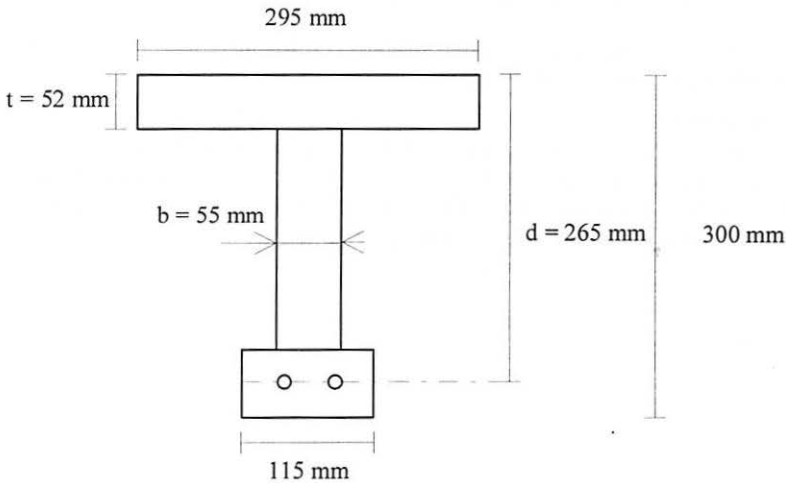


Figure 1 - Géométrie de la section

### Paramètres des essais

Résistance moyenne du béton à la compression (sur cube): 45 MPa

Fibres utilisées : 1 % en volume de fibres déformées ("crimped"), long. 50 mm, dia. 0,5 mm.

Taux de renforcement longitudinal ( $\rho_L = A_L/bd$ ): 1,55 - 2,76 ou 4,3 %

Valeurs du rapport  $a/d$  : 2 - 3,43 - 4,91

On cherche à valider la cohérence, pour des poutres en T de faible hauteur, du modèle proposé au chapitre 4. Ne disposant pas des diagrammes contrainte - ouverture du BFM en traction, on a cherché à estimer la valeur de la contrainte résiduelle moyenne à rupture. Pour cela, on soustrait à la valeur d'effort ultime expérimental ( $V_{exp}$ ) la part structurale ( $V_b$ ) calculée à l'aide de la version complète du modèle de Kordina qui intègre l'influence du rapport  $a/d$  (voir

première partie du chapitre 4). La différence est la part directement liée aux fibres et permet d'estimer une contrainte résiduelle moyenne par l'équation :

$$\sigma_f = \frac{V_{\text{exp}} - V_b}{b(d - t)}$$

Le tableau 1 récapitule les valeurs de contrainte obtenues par cette méthode en fonction du rapport a/d et du taux de renforcement longitudinal.

$\rho_L$ (%) \ a/d	2	3,43	4,91
1,55	1,9	1,53	0,72
2,76	1,55	1,52	1,43
4,3	1,53	2,24	1,1

Tableau 1 - Valeurs calculées de la contrainte résiduelle équivalente (en MPa).

La valeur moyenne de la contrainte résiduelle équivalente est 1,5 MPa. On note une dispersion limitée autour de cette valeur.

En accord avec l'approche proposée pour les poutres en T, l'ouverture limite est définie comme le produit de la hauteur utile (à laquelle on soustrait l'épaisseur de la table de compression) par une déformation de 1%. La géométrie considérée conduit à une valeur de 2,1 mm. La valeur de la contrainte obtenue est tout à fait acceptable pour cette ouverture en comparaison avec le béton BE100L utilisé dans ce mémoire.

## annexe 7

# Poutrelles rectangulaires en BHP

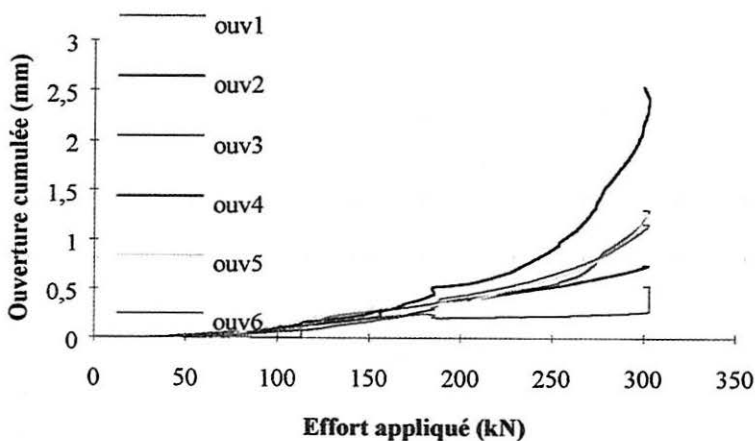
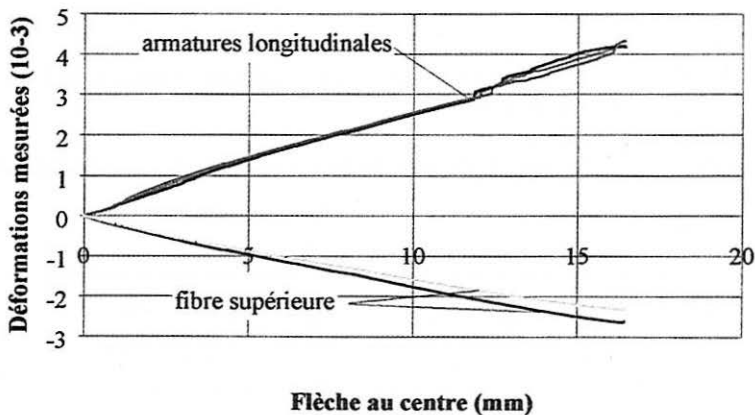
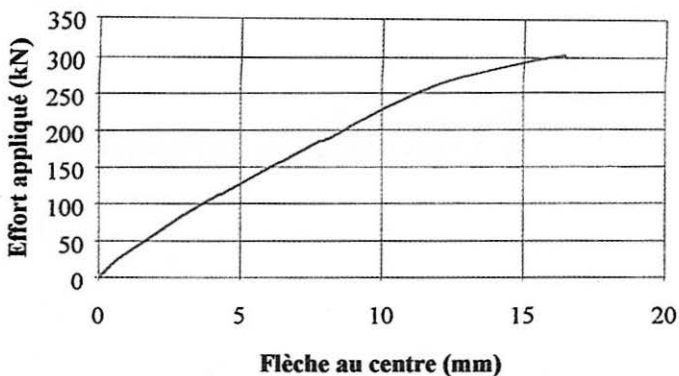
Pour chaque poutrelle :

- diagramme effort - flèche,
- déformations longitudinales mesurées sur les armatures longitudinales et au niveau de la fibre supérieure comprimée,
- mesures des ouvertures de fissures d'effort tranchant par l'intermédiaire de LVDT inclinés à  $45^\circ$ .

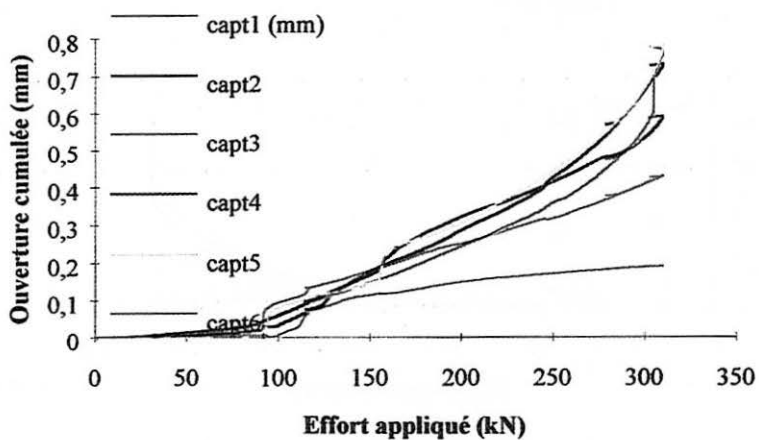
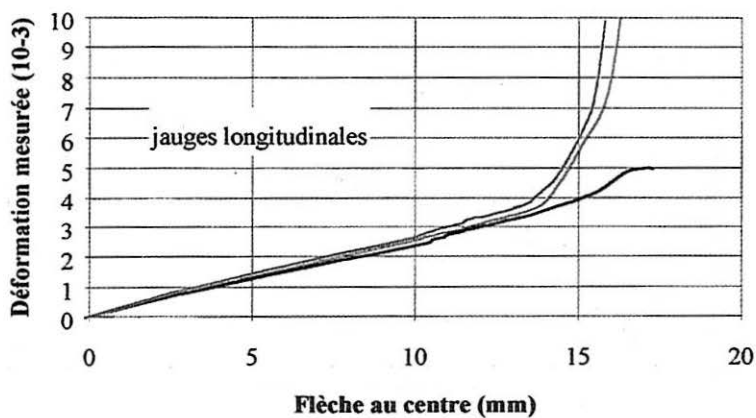
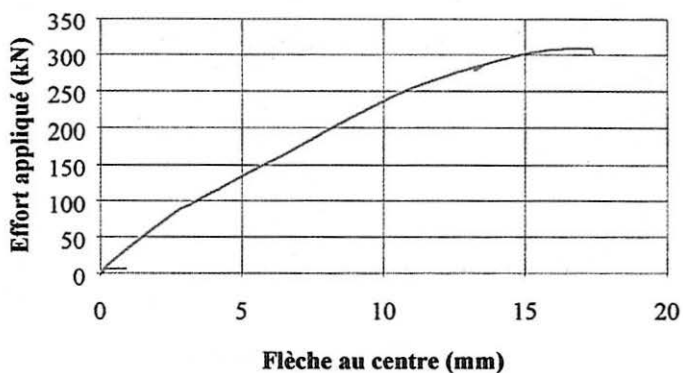


Numérotation des capteurs de déplacement disposés à  $45^\circ$

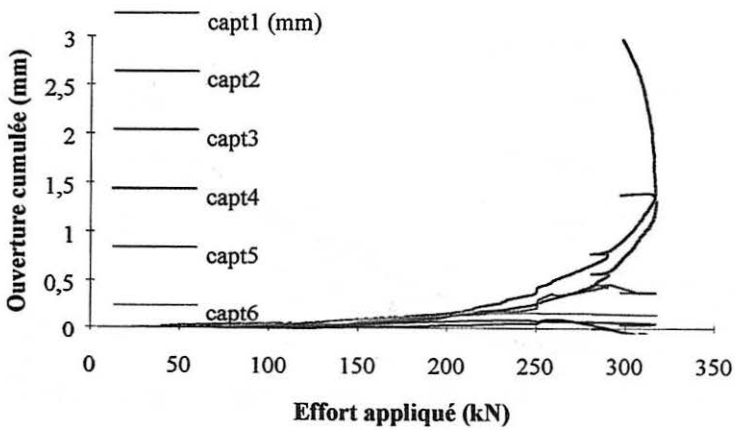
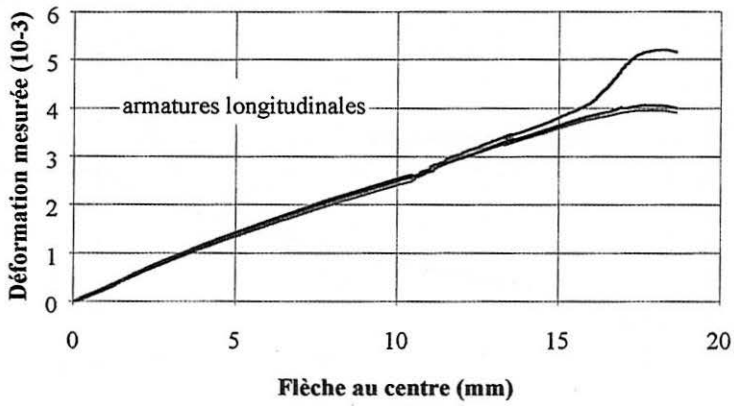
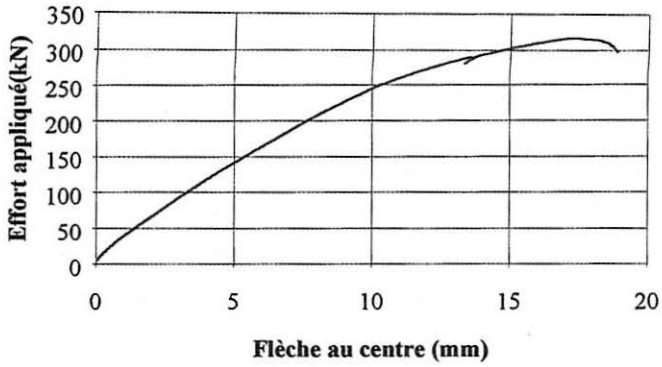
**Poutre BHPA1 (cadres  $\phi$  8 espacés de 18 cm, armatures longitudinales 2 HA25)**



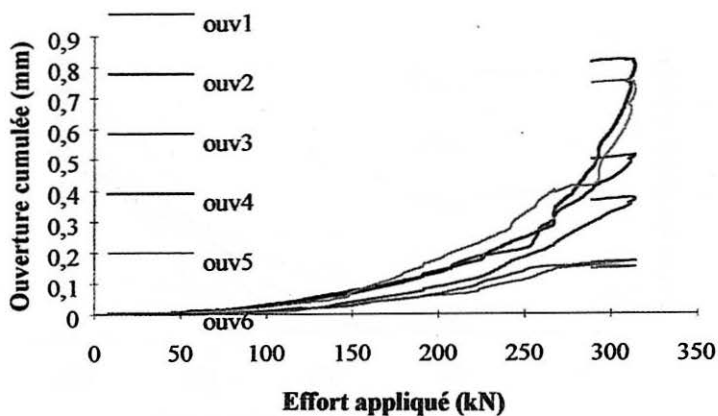
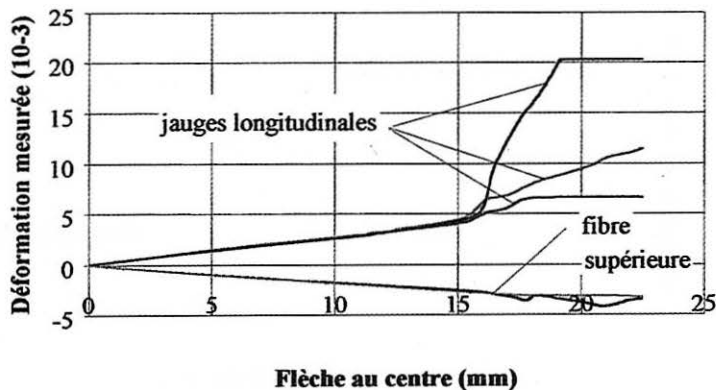
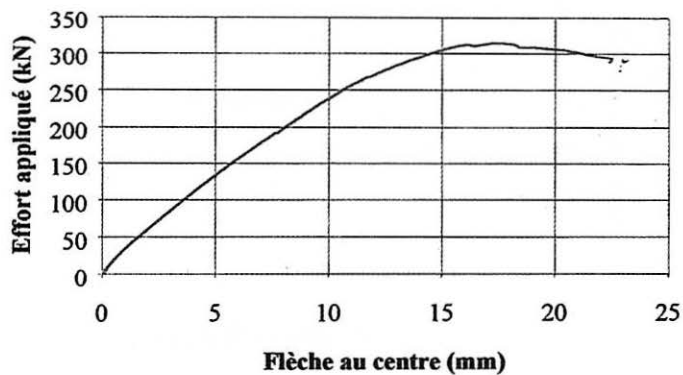
**Poutre BHPA2 (cadres  $\phi$  8 espacés de 14 cm, armatures longitudinales 2 HA25)**



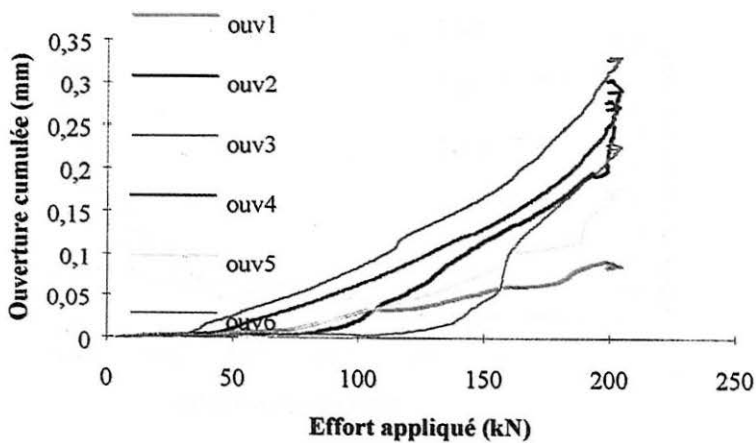
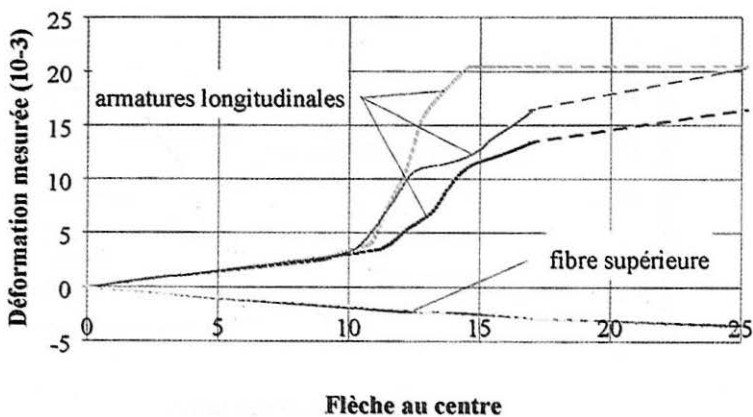
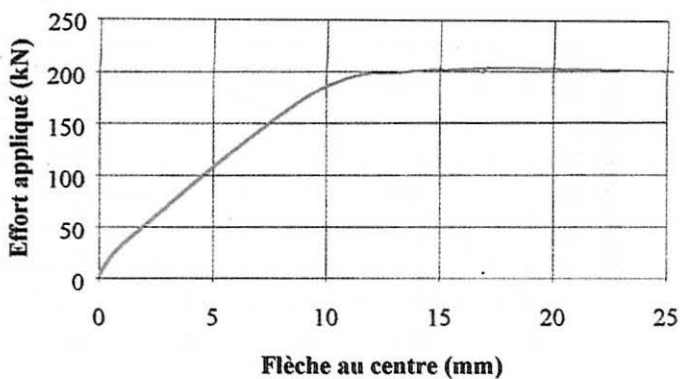
**Poutre BHPFM1 (béton B80BE100C, armatures longitudinales 2 HA25)**



**Poutre BHPFM2 (béton B80BE100C, armatures longitudinales 2 HA25)**



**Poutre BHPFM3 (béton B80BE100C, armatures longitudinales 2 HA20)**



# annexe 8

## Comparaison économique

### BFM/BA

On considère dans ce qui suit la poutrelle en BHP du chapitre 4.3, armée longitudinalement de deux  $\phi 20$  HA500. Les calculs réglementaires sont effectués à partir de l'annexe au BAEL proposée par la commission BHP de l'AFREM [AFREM-BHP 1995], adaptée au calcul des structures en B80.

#### Matériaux :

Béton,  $f_{c28} = 80$  MPa,  $\gamma_b = 1,5$ .

Acier,  $f_c = 500$  MPa,  $A_1 = 6,3 \cdot 10^{-4}$  m<sup>2</sup>,  $\gamma_s = 1,15$ .

Béton de fibres, courbe caractéristique du béton BE100CHP.

#### Calcul à l'ELU en flexion :

On se place en pivot B :

$$\frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,72 \cdot y = \frac{f_c}{\gamma_s} \cdot A_1$$

$$y = 0,0678 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{f_c}{\gamma_s} \cdot A_1 \cdot (d - 0,64y)$$

$$M_u = 5 \cdot 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$$V_u = 76,5 \text{ kN}$$

#### Dimensionnement du béton armé à l'effort tranchant :

$$\rho_t \cdot f_c \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,14 \cdot f_{c28}^{1/2})}{0,9 \cdot f_e}$$

$$\rho_t \geq 0,38 \%$$

Avec les cadres  $\phi 8$  disponibles, cela conduit à utiliser l'espacement maximal  $s = 0,9d$ , soit un taux de renforcement réel  $\rho_t = \frac{A_t}{bs} = 0,4 \%$ .

#### Béton de fibres :

On propose ici d'utiliser la contrainte moyenne équivalente postfissuration calculée pour une ouverture maximale de  $500 \mu\text{m}$ , dans la mesure où, d'une part, l'essai BHPFM3 a montré une stabilisation de l'ouverture maximale à  $300 \mu\text{m}$  et, d'autre part, le calcul proposé prédit un coefficient de sécurité de 1,5. La valeur caractéristique de calcul associée est de 2 MPa.

Cependant, d'après l'équation d'équivalence BA/BFM dont la pertinence a été démontrée, on constate que les cadres dimensionnés sont équivalents à une contrainte caractéristique de  $0,4 \times 435 = 1,74 \text{ MPa}$ . Utiliser le béton BE100CHP conduit donc à ajouter un coefficient de sécurité de 1,15 comme dans le cas de l'acier. Cependant, ce coefficient supplémentaire n'est pas justifié, puisque la caractérisation du béton est effectuée in situ (donc représentative du fonctionnement du matériau) et qu'elle conduit déjà à une réduction d'un facteur 1,75 de la valeur moyenne.

On fait donc l'hypothèse (un peu forte car la diminution de la quantité de fibres peut limiter le contrôle de la fissuration) d'une linéarité du comportement postfissuration du béton de fibres pour une faible variation de la teneur en fibres. On considère ainsi qu'un béton semblable contenant  $85 \text{ kg/m}^3$  de fibres conduit à une résistance caractéristique équivalente de 1,74 MPa.

#### Comparaison économique :

Les prix utilisés sont indicatifs et correspondent à une utilisation en préfabrication. Le volume total de la poutrelle est de  $0,072 \text{ m}^3$ .

- BHP armé

Gravillons + sable  $1782 \text{ kg/m}^3$  à 50 F/tonne  
Ciment  $432 \text{ kg/m}^3$  à 500 F/tonne  
Fumée de silice  $43 \text{ kg/m}^3$  à 1500 F/tonne  
Fluidifiant  $5,5 \text{ kg/m}^3$  à 20 F/kg

Soit un prix de revient du béton de 480 F/m<sup>3</sup>.  
Armatures longitudinales :  $2,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3$ .  
Armatures comprimées (2  $\phi 8$ ) :  $3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$ .  
Armatures transversales ( $\rho_t = 0,4 \%$ ) :  $4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$ .

Soit un prix au m<sup>3</sup> (5 F/kg en place) :  $2,9 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3 \times 7800 \text{ kg/m}^3 \times 5 = 1131 \text{ F/m}^3$ .

La solution béton armé a donc un coût de 1611 F/m<sup>3</sup>.

- BHPFM

Gravillons + sable  $1760 \text{ kg/m}^3$  à 50 F/tonne

Ciment  $430 \text{ kg/m}^3$  à 500 F/tonne

Fumée de silice  $43 \text{ kg/m}^3$  à 1500 F/tonne

Fluidifiant  $7 \text{ kg/m}^3$  à 20 F/kg

Soit un prix de revient du béton de 508 F/m<sup>3</sup>.

Armatures longitudinales :  $2,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3$ , soit 858 F/m<sup>3</sup>.

Fibres :  $85 \text{ kg/m}^3$  à un prix estimé de 7 F/kg, soit 595 kg/m<sup>3</sup>.

La solution béton de fibres a donc un coût estimé de 1961 F/m<sup>3</sup>.

Le surcoût évalué est donc de 20 %.

Si, par un effet de volume, le prix des fibres peut descendre à 5 F/kg, le surcoût est alors de 10 %. Ce chiffre est à comparer aux gains de productivité liés à l'automatisation.

*On rappelle que cette étude est indicative et qu'elle ne tient pas compte d'autres paramètres éventuels d'optimisation.*



Ministère de l'Équipement, du Logement,  
des Transports et du Tourisme